

	<b>UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA</b>			
	<u>Documento</u>	<u>Código</u>	<u>Fecha</u>	<u>Revisión</u>
	<b>FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO</b>	<b>F-AC-DBL-007</b>	<b>10-04-2012</b>	<b>A</b>
	<u>Dependencia</u>	<u>Aprobado</u>		<u>Pág.</u>
	<b>DIVISIÓN DE BIBLIOTECA</b>	<b>SUBDIRECTOR ACADEMICO</b>		<b>1(156)</b>

### RESUMEN - TESIS DE GRADO

AUTORES	<b>RODRIGO ALFONSO ACOSTA ALVAREZ</b>
FACULTAD	<b>DE INGENIERIAS</b>
PLAN DE ESTUDIOS	<b>INGENIERIA CIVIL</b>
DIRECTOR	<b>CRISTIAN CAMILO OSORIO MOLINA</b>
TÍTULO DE LA TESIS	<b>ESTUDIO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO DEL SALOBRE MUNICIPIO DE RIO DE ORO</b>

#### RESUMEN (70 palabras aproximadamente)

EL TRABAJO CONSISTE EN EL ESTUDIO DESARROLLADO EN EL CORREGIMIENTO EL SALOBRE MUNICIPIO DE RIO DE ORO, DONDE AL IGUAL QUE EN MUCHAS POBLACIONES EXISTE UNA CLARA DEMANDA DE AGUA PARA LLEVAR A CABO ACTIVIDADES PRODUCTIVAS A PEQUEÑA ESCALA, ACTIVIDADES COMO RIEGO, GANADERÍA, PROCESAMIENTO DE PRODUCTOS AGROPECUARIOS O MICROEMPRESAS, PARA ESTE CASO EL CULTIVO AGRÍCOLA ES LA ACTIVIDAD MÁS REPRESENTATIVA EN TODO EL CORREGIMIENTO Y ESTA GENERA INGRESOS QUE DE ALGUNA MANERA CONTRIBUYEN A LA LUCHA CONTRA LA POBREZA.

#### CARACTERÍSTICAS

PÁGINAS: 156	PLANOS:	ILUSTRACIONES: 17	CD-ROM: 1
--------------	---------	-------------------	-----------



VÍA ACOLSURE, SEDE EL ALGODONAL. OCAÑA N. DE S.  
Línea Gratuita Nacional 018000 121022 / PBX: 097-5690088  
[www.ufpso.edu.co](http://www.ufpso.edu.co)



**ESTUDIO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL  
CORREGIMIENTO DEL SALOBRE MUNICIPIO DE RIO DE ORO**

**RODRIGO ALFONSO ACOSTA ALVAREZ**

**UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA  
FACULTAD DE INGENIERIAS  
INGENIERIA CIVIL  
OCAÑA  
2014**

**ESTUDIO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL  
CORREGIMIENTO DEL SALOBRE MUNICIPIO DE RIO DE ORO**

**RODRIGO ALFONSO ACOSTA ALVAREZ**

**Proyecto de grado presentado como requisito para optar por el título de  
Ingeniero Civil**

**Director  
CRISTIAN CAMILO OSORIO MOLINA  
Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA  
FACULTAD DE INGENIERIAS  
INGENIERIA CIVIL  
OCAÑA  
2014**

## CONTENIDO

	Pág.
<u>INTRODUCCIÓN</u>	15
<u>1. ESTUDIO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO DEL SALOBRE MUNICIPIO DE RIO DE ORO</u>	16
1.1 <u>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</u>	16
1.2 <u>FORMULACIÓN DEL PROBLEMA</u>	16
1.3 <u>OBJETIVOS</u>	17
1.3.1 Objetivo general.	17
1.3.2 Objetivos específicos.	17
1.4 <u>JUSTIFICACIÓN</u>	17
2. <u>MARCO REFERENCIAL</u>	19
2.1 <u>MARCO HISTÓRICO</u>	19
2.2 <u>MARCO CONCEPTUAL</u>	20
2.2.1 Elementos de un sistema de acueducto.	21
2.2.2 Usos del agua	23
2.3 <u>MARCO LEGAL</u>	24
2.3.1 Obligatoriedad	25
2.3.2 Otros reglamentos técnicos	25
3. <u>DISEÑO METODOLÓGICO</u>	26
3.1 <u>TIPO DE INVESTIGACIÓN</u>	26
3.2 <u>POBLACIÓN</u>	26
3.3 <u>MUESTRA</u>	26
3.4 <u>RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN</u>	26
3.4.1 Trabajo de campo	27
3.4.2 Trabajo de oficina	27
3.5 <u>TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN</u>	27
3.5.1 La observación	27
3.5.2 La entrevista	27
3.6 <u>INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN</u>	28
3.7 <u>ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN PROCESADA</u>	28
3.7.1 Análisis cualitativo	28
3.7.2 Análisis cuantitativo	28
4. <u>RESULTADOS</u>	29
4.1 <u>ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS CORRESPONDIENTES A LA ZONA DE ESTUDIO</u>	29
4.2 <u>ANTECEDENTES</u>	29
4.2.1 Nivel de complejidad.	29
4.2.2 Por población	29

4.2.3 Por capacidad económica	30
4.2.4 Priorización del proyecto	30
4.2.5 Alcance y actividades complementarias.	30
4.3 <u>INFORMACIÓN PRELIMINAR</u>	31
4.3.1 Ubicación geográfica	31
4.3.2 Reseña histórica.	31
4.3.3 Vías de acceso y medios de transporte.	32
4.3.4 Relieve y topografía.	33
4.3.5 Hidrología y climatología.	33
4.3.6 Demografía	34
4.4 <u>ESTUDIO DE POBLACIÓN Y DEMANDA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO</u>	34
4.5 <u>DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO PROPUESTO</u>	45
4.5.1 Diseño bocatoma fondo	53
4.5.2 Diseño de la línea de aducción (Bocatoma – Desarenador)	59
4.5.3 Diseño del desarenador.	61
4.6 <u>SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE</u>	70
4.6.1 Parámetros de selección	71
4.6.2 Planteamiento de alternativas	72
4.6.3 Estudio de alternativas	74
4.6.4 Selección de la alternativa más conveniente	76
4.6.5 Diseño de Purgas.	78
4.6.6 Guía para la operación y mantenimiento del sistema de tratamiento de agua potable	86
4.7 <u>MODELACIÓN DE LA LÍNEA CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN LA VEREDA EL SALOBRE-MUNICIPIO DE RÍO DE ORO</u>	98
4.7.1 Parámetros de diseño	98
4.7.2 Procedimiento de diseño.	98
4.7.3 Descripción programa utilizado	99
4.7.4 Comentarios a los resultados obtenidos	100
5. <u>CONCLUSIONES</u>	114
6. <u>RECOMENDACIONES</u>	116
<u>BIBLIOGRAFÍA</u>	119
<u>ANEXOS</u>	120

## LISTA DE CUADROS

	Pág.
<b>Cuadro 1.</b> Valores límites para evaluar priorización de ejecución de proyectos de Agua Potable y Saneamiento Básico (R.A.S).	30
<b>Cuadro 2.</b> Actividades según nivel de complejidad	30
<b>Cuadro 3.</b> Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento La Esmeralda	35
<b>Cuadro 4.</b> Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento San Paulo	35
<b>Cuadro 5.</b> Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento El Salto	35
<b>Cuadro 6.</b> Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento Astillero	35
<b>Cuadro 7.</b> Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento El Hobo	35
<b>Cuadro 8.</b> Dotación Neta Máxima	38
<b>Cuadro 9.</b> Coeficiente de Consumo Diario $K_1$ , según el Nivel de Complejidad del Sistema	39
<b>Cuadro 10.</b> Coeficiente de Consumo Máximo Horario $K_2$ , según el Nivel de Complejidad del Sistema y el Tipo de Red de Distribución	39
<b>Cuadro 11.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento La Esmeralda	40
<b>Cuadro 12.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento San Paulo	41
<b>Cuadro 13.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento El Salto	42
<b>Cuadro 14.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento Astillero	43
<b>Cuadro 15.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento El Hobo	44
<b>Cuadro 16.</b> Calidad de la fuente de abastecimiento	48
<b>Cuadro 17.</b> Resultado de las pruebas realizadas a la fuente Quebrada El silencio (Vereda El El Salobre).	49
<b>Cuadro 18.</b> Longitud equivalente de los nudos (perdidas)	69
<b>Cuadro 19.</b> Evaluación de los procesos de tratamiento requerido en función de la calidad de la fuente	73
<b>Cuadro 20.</b> Ubicación y diámetros purgas conducción optimizada	78
<b>Cuadro 21.</b> Ubicación y diseño ventosas línea de conducción optimizada	80
<b>Cuadro 22.</b> Actividades diarias de operación en los filtros gruesos ascendentes	86
<b>Cuadro 23.</b> Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena	87
<b>Cuadro 24.</b> Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada.	89
<b>Cuadro 25.</b> Actividades periódicas de mantenimiento	90
<b>Cuadro 26.</b> Actividades eventuales en los filtros gruesos ascendentes	92
<b>Cuadro 27.</b> Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.	94
<b>Cuadro 28.</b> Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.	95
<b>Cuadro 29.</b> Resumen de caudales	102

<b>Cuadro 30.</b> Estado de los Nudos de la Red	103
<b>Cuadro 31.</b> Estado de las Líneas de la Red	105
<b>Cuadro 32.</b> Estado de los Nudos de la Red	107
<b>Cuadro 33.</b> Estado de las Líneas de la Red	108
<b>Cuadro 34.</b> Estado de los Nudos de la Red	109
<b>Cuadro 35.</b> Estado de las Líneas de la Red	110
<b>Cuadro 36.</b> Estado de los Nudos de la Red	111
<b>Cuadro 37.</b> Estado de las Líneas de la Red	113

## LISTA DE FOTOS

	Pág.
<b>Foto 1.</b> Fuente de abastecimiento	45
<b>Foto 2.</b> Aforo de la microcuenca (metro, bola de icopor, cronometro)	46
<b>Foto 3.</b> Caudal en verano	47
<b>Foto 4.</b> Línea de aducción (bocatoma-desarenador)	60

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
<b>Figura 1.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento La Esmeralda	41
<b>Figura 2.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento San Paulo	42
<b>Figura 3.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento El Salto	43
<b>Figura 4.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento Astillero	44
<b>Figura 5.</b> Proyecciones de población y demanda de consumos totales Corregimiento El Salobre	45
<b>Figura 6.</b> Niveles de acidez y alcalinidad	49
<b>Figura 7.</b> Retiro del material flotante	87
<b>Figura 8.</b> Retiro y lavado de gravas y paredes filtro	93
<b>Figura 9.</b> Raspado de la capa superior de la arena	94
<b>Figura 10.</b> Etapas de la operación de rearenado del lecho filtrante	96
<b>Figura 11.</b> Otras alternativas de lavados manuales	97

## LISTA DE ANEXOS

	Pág.
<b>Anexo A.</b> Planos: planta y perfil de la línea de conducción y red de distribución de agua en el Corregimiento El Salobre - Municipio de Rio de Oro.	122
<b>Anexo B.</b> Localización y replanteo.	134
<b>Anexo C.</b> Excavación manual en zanja	135
<b>Anexo D.</b> Adecuación.	136
<b>Anexo E.</b> RDE 32,5- 4"	137
<b>Anexo F.</b> RDE 32,5- 2 1/2"	138
<b>Anexo G.</b> RDE 26- 2	139
<b>Anexo H.</b> RDE 26- 1 1/2"	140
<b>Anexo I.</b> Acometida 2 X 1/2"	141
<b>Anexo J.</b> Válvula de corte de 2"	142
<b>Anexo K.</b> Válvula de purga de 2"	143
<b>Anexo L.</b> Suministro bujes de 1 1/2"X2"	144
<b>Anexo M.</b> Suministro de codos 90 de 2"	145
<b>Anexo N.</b> Suministro tapón de 2"	146
<b>Anexo O.</b> Bocatoma	147
<b>Anexo P.</b> Desarenador	148
<b>Anexo Q.</b> Tanque	149
<b>Anexo R.</b> Relleno material seleccionado	150
<b>Anexo S.</b> Mezcla densa en caliente MDC 2	151
<b>Anexo T.</b> Retiro de sobrantes	152
<b>Anexo U.</b> Presupuesto general	153
<b>Anexo V.</b> Planos	156

## **AGRADECIMIENTOS**

Especialmente le damos las gracias a Dios Padre celestial, de donde emana toda la fuente de sabiduría e inteligencia, por su amor y cuidado en todo el proceso del trabajo, además por todas las bendiciones derramadas en todas las obras a seguir, pues siempre sentíamos su mano protectora.

Agradezco al Ingeniero Cristian Camilo Osorio Molina por su apoyo y su ayuda para que este proyecto fuera posible, ha sido quien con mucha paciencia y dedicación a puesto sus conocimientos a mi disposición.

Quiero expresar mis agradecimientos a todas aquellas personas que de alguna u otra forma contribuyeron al éxito de este proyecto a:

Carlos Alberto Patiño, Químico de la Empresa de Servicios Públicos de Ocaña ESPO S.A. y docente de la Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña por su disposición en colaborarnos en la elaboración de los diferentes ensayos de laboratorio.

Mis padres, familiares y amigos por su apoyo, por sus consejos, por su amor y por ese esfuerzo que realizaron cuando más lo necesitábamos.

A mi esposa e hijas por creer en mí y por ser ese motor que me impulsó a que este proyecto llegara a un feliz término.

Todos y cada una de las personas que apoyaron la idea y fortalecieron el proceso llevado a cabo en esta investigación.

## RESUMEN

El trabajo consiste en el estudio desarrollado en el corregimiento El Salobre Municipio de Rio de Oro, donde al igual que en muchas poblaciones existe una clara demanda de agua para llevar a cabo actividades productivas a pequeña escala, actividades como riego, ganadería, procesamiento de productos agropecuarios o microempresas, para este caso el cultivo agrícola es la actividad más representativa en todo el corregimiento y esta genera ingresos que de alguna manera contribuyen a la lucha contra la pobreza.

En el Corregimiento El Salobre se han evidenciado enfermedades asociados a factores como una deficiente infraestructura sanitaria, condiciones no adecuadas de vivienda y la mala nutrición, prueba de esto es que una de las más frecuentes causas de consulta médica se asocia a factores ambientales y de calidad del agua. Igualmente, en el año 2013 se presentaron enfermedades asociadas al agua como infecciones intestinales.

La calidad del agua de fuentes superficiales se ve deteriorada frecuentemente por los aportes de contaminantes de forma permanente, puntual y/o transitoria, generados de residuos por actividades humanas como domésticas, industriales, mineras, pecuarias y agrícolas, que tienen, dependiendo de su naturaleza, efectos sobre la salud. En adición, los aspectos geológicos, hidrológicos y sismológicos tienen gran relevancia, puesto que estos factores confluyen generando problemas ambientales, que sumados a las actividades agrícolas y pecuarias, la deforestación y degradación de la zona boscosa, ejercen presión sobre los suelos aumentando la erosión, el escurrimiento de sedimentos a los cuerpos de agua y la probabilidad de que se presenten deslizamientos, en especial sobre la infraestructura del acueducto generando riesgos al suministro de agua potable.

Estos hechos muestran la necesidad de construir un sistema de acueducto que ayude a mejorar la calidad de vida de esta comunidad, además a preservar los recursos hídricos, a través de acciones que permitan proteger las fuentes de abastecimiento.

## INTRODUCCIÓN

El diseño de acueductos, es una base importante para el desarrollo integral de una comunidad, la construcción de un sistema adecuado para el suministro de agua potable que cuente con todos los elementos técnicos se hace indispensable para mejorar la calidad de vida de una población, a raíz de esto el hombre a partir de conocimientos y experiencias ha podido desarrollar métodos para la construcción de dichas estructuras. Por tal motivo se ha querido desarrollar una solución viable para el abastecimiento de agua al área de estudio que se encuentra en La vereda El Salobre, municipio de Rio de Oro.

El proyecto que se decidió realizar es la “Propuesta de diseño del sistema de acueducto para la vereda El Salobre”, el cual tiene como objetivo plantear soluciones a esta problemática, tomando como punto de partida una comunidad que se encuentra muy limitada en los aspectos mencionados anteriormente. Como propuesta para la mejora de su actual condición, se pensó en el diseño de un sistema nuevo y capaz de satisfacer de forma adecuada y permanente estas necesidades; teniendo siempre en cuenta no incrementar en gran medida los costos para que esta alternativa pueda ser viable y económica.

La propuesta de diseño del sistema de acueducto presentada en este documento, está conformada por memorias de cálculo y planos de diseño de las estructuras, muestra la justificación y alcance del proyecto, un resumen de las características generales de la localidad, el estudio de la población y demanda del servicio, incluyendo elementos como la captación, aducción, desarenador, tanque de almacenamiento y red de distribución.

Es necesario aclarar que el presente estudio de evaluación, se fundamenta en:

Censo a la población existente y determinación de las áreas para el futuro desarrollo de la comunidad.

Ensayos de caracterización de agua de la fuente de abastecimiento.

Levantamiento topográfico de las zonas donde se ubicarán la captación, aducción, desarenador, planta de tratamiento, tanque de almacenamiento y red de distribución.

# **1. ESTUDIO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO DEL SALOBRE MUNICIPIO DE RIO DE ORO**

## **1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Desde su creación y fundación el casco urbano y rural de El Salobre ha estado sometido a un grave problema de salud pública el cual es la inexistencia de un sistema de acueducto, en varias ocasiones se han destinado recursos técnicos y humanos para intentar iniciar con los estudios de pre factibilidad cumpliendo especificaciones técnicas de diseño y construcción, así como adelantar acciones, actividades, y gestiones para adecuar la prestación del servicio bajo buenas condiciones de operación y administración en cumplimiento de la ley 142 de servicios públicos.

El mayor problema es la inexistencia de tratamiento de agua potable, motivo por el cual se le suministra el agua a la población tal como se encuentra en la Quebrada El Salobre, con características fisicoquímicas y bacteriológicas no aptas para el consumo humano, situación muy grave y que es la principal razón de afectación de la salud y desmejoramiento de la calidad de vida.

A la fecha se ha incrementado la población, por la formación de nuevos barrios de invasión y se tienen planteados proyectos de vivienda en el casco urbano, que hacen necesario la construcción de un sistema de acueducto con una cobertura del 100%, que garantice un servicio con continuidad, calidad y eficiencia.

## **1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

En el Corregimiento El Salobre se han evidenciado enfermedades asociados a factores como una deficiente infraestructura sanitaria, condiciones no adecuadas de vivienda y la mala nutrición, prueba de esto es que una de las más frecuentes causas de consulta médica se asocia a factores ambientales y de calidad del agua. Igualmente, en el año 2013 se presentaron enfermedades asociadas al agua como infecciones intestinales.

La calidad del agua de fuentes superficiales se ve deteriorada frecuentemente por los aportes de contaminantes de forma permanente, puntual y/o transitoria, generados de residuos por actividades humanas como domésticas, industriales, mineras, pecuarias y agrícolas, que tienen, dependiendo de su naturaleza, efectos sobre la salud. En adición, los aspectos geológicos, hidrológicos y sismológicos tienen gran relevancia, puesto que estos factores confluyen generando problemas ambientales, que sumados a las actividades agrícolas y pecuarias, la deforestación y degradación de la zona boscosa, ejercen presión sobre los suelos aumentando la erosión, el escurrimiento de sedimentos a los cuerpos de agua y la probabilidad de que se presenten deslizamientos, en especial sobre la infraestructura del acueducto generando riesgos al suministro de agua potable.

Estos hechos muestran la necesidad de construir un sistema de acueducto que ayude a mejorar la calidad de vida de esta comunidad, además a preservar los recursos hídricos, a

través de acciones que permitan proteger las fuentes de abastecimiento. Como fruto de todo esto van a disminuir las enfermedades en la población gracias a un sistema de tratamiento de agua potable que garantice las características fisicoquímicas y microbiológicas del agua aptas para consumo humano.

¿Cómo podría contribuirse a través de un estudio, en el diseño de un sistema de acueducto en el Corregimiento El Salobre para lograr que el suministro de agua en las viviendas sea el adecuado y cumpla los requisitos y especificaciones estipulados en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000?

### **1.3 OBJETIVOS**

**1.3.1 Objetivo general.** Realizar un estudio para el diseño del sistema de acueducto del corregimiento del Salobre.

#### **1.3.2 Objetivos específicos.**

Realizar los estudios topográficos correspondientes a la zona de estudio.

Efectuar un censo a la población que se beneficiará con el sistema de acueducto.

Identificar cada uno de los elementos que constituyen un sistema de acueducto.

Elaborar una guía para la operación y mantenimiento del sistema de tratamiento de agua potable.

Realizar los ensayos fisicoquímicos y microbiológicos a la fuente de abastecimiento.

Efectuar el aforo en el sitio de la captación.

Diseñar la red de distribución utilizando un modelo hidráulico que cumpla con el abastecimiento, distribución y el adecuado suministro para cada vivienda del casco urbano y rural.

Elaborar el presupuesto de cada uno de los elementos del sistema de acueducto a diseñar.

### **1.4 JUSTIFICACIÓN**

La Universidad Francisco de Paula Santander motivada en la base de resolver los problemas que se le presentan a la comunidad y en el afán de generar un desarrollo que permita una mejor calidad de vida, ha incentivado al estudiantado a la investigación y consecución de proyectos, generando así la integración de los componentes sociales, técnicos y económicos que permitirá obtener una experiencia y conocimiento para el desempeño profesional de los autores.

La aplicación del Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, permite profundizar en todos los aspectos y requerimientos para su financiación, igualmente será de gran satisfacción personal y profesional para contribuir con la comunidad en la solución de las necesidades utilizando los conocimientos adquiridos y así darle un buen inicio a nuestra profesión.

Es de carácter urgente y prioritario la ejecución de este proyecto para solucionar el problema de distribución de agua potable en el corregimiento del Salobre debido al alto grado de falencias en la parte técnica; ya que los habitantes en varias ocasiones se han acercado a las instalaciones de la alcaldía del Municipio reclamando la necesidad de un buen servicio de este preciado líquido, además el diseño del acueducto se justifica porque el sistema tiene las siguientes características:

Suministro de agua no tratada a la población por la inexistencia de Planta de Tratamiento de Agua Potable. El agua de la fuente recibe descargas de aguas residuales domésticas y de la presencia de ganado aguas arriba de la captación.

Presentación de enfermedades de conocido origen hídrico como características principal en los registros de consulta en el Puesto de Salud.

El caudal que se capta y llega al casco urbano no es suficiente para atender la demanda actual y futura, lo que implica obligatoriamente a establecer racionamiento.

Falta de cultura por parte de la población respecto al uso del agua.

Deficiencia en la capacidad de la infraestructura instalada.

Falta de capacidad para el manejo integral de la prestación del servicio.

## 2. MARCO REFERENCIAL

### 2.1 MARCO HISTÓRICO

La palabra acueducto deriva de la palabra latina que significa conducción de agua. Hacia el año 700 a.C., Senaquerib, rey de Asiria de 704 a 681 a.C., mandó construir un acueducto que abasteciera de agua su capital, Nínive. Por la misma época, Ezequías, rey de Judá entre 715 y 686 a.C., aproximadamente, edificó a su vez un acueducto que lleva el agua a Jerusalén. Pero el sistema de transporte de agua más extenso de la antigüedad fue quizá el construido por los romanos. El primero que construyeron, Agua Apia, era un acueducto subterráneo de 16 km de longitud. Fue erigido durante el mandato de Apio Claudio (llamado el Ciego), por lo cual se llamó posteriormente Vía Apia, hacia año 310 a.C. El primer acueducto romano que transportaba el agua sobre la superficie del suelo fue el Agua Marcia, en Roma; tenía una longitud de 90 km y fue construido por el pretor Marcio en el año 144 a.C. La sección de este acueducto, soportada por puentes, medía unos 16 km. Diez acueductos suministraban agua a la antigua ciudad de Roma, unos 140.000 m<sup>3</sup> de agua al día. En la actualidad se encuentran porciones de ellos que todavía están en funcionamiento, y proporcionan agua a las fuentes de Roma. Los antiguos romanos también construyeron acueductos en otros lugares de su imperio, muchos de los cuales se mantienen todavía en buen estado: el acueducto sobre el canal de Francia; el de Segovia en España y el de Éfeso en Turquía.

En Colombia el primer acueducto fué construido en Bogotá en 1886 el municipio firmó un contrato con la compañía del señor Ramón B. Jimeno. Se trataba de un sistema de tuberías de hierro fundido que suministraban agua a domicilio mediante plumas o acometidas. El agua proveniente de los ríos San Agustín y San Francisco empezó a distribuirse en 1888 sin mayor tratamiento, pues sólo se contaba para ello con cajas desarenadoras. Para prestar el servicio, la compañía de acueducto de Bogotá construyó dos estanques, uno de 4 millones de litros en el barrio Egipto, y otro de trece millones en la quinta de Bolívar. Pero los estanques y las fuentes de abastecimiento del acueducto del señor Jimeno así como los grandes tramos del sistema de distribución, acrecentaban su caudal tanto en invierno como en verano con excrementos humanos y animales, distribuyendo así los gérmenes del tifo y la disentería que por esa época azotaron la población.

*"Resulta sorprendente que la mortalidad debida al Acueducto de Bogotá no hubiera sido mayor. Todo permite pensar que los sufridos habitantes de esta capital habían desarrollado potentes barreras inmunológicas para defenderse del asedio mortal de las bacterias que a diario les llegaban por conducto de las tuberías de don Ramón B. Jimeno".*

Acceso al primer Acueducto de Bogotá, que funcionó entre 1888 y 1914 en manos de particulares.

Además el sistema no cubría la demanda del grueso de la población, pues aún se mantenían los pequeños acueductos barriales independientes, que operaban por medio del sistema de concesión privada.

## 2.2 MARCO CONCEPTUAL

Una de las formas en que se abastece de agua potable a toda una comunidad es el Acueducto. Se llama sistema de acueducto porque tiene varios componentes o construcciones. Cuando hablamos de sistema nos referimos a varios componentes o elementos que dependen el uno del otro para su buen funcionamiento. Por ejemplo nuestro sistema respiratorio está compuesto por la nariz, la faringe, la laringe, la tráquea, los pulmones, los bronquios y los bronquiolos. Cada uno de estos elementos tiene una función especial. Decimos que nuestro sistema respiratorio funciona bien, cuando todos los órganos o componentes cumplen con su función y se relacionan de manera adecuada con los otros elementos del sistema.

El sistema de acueducto está formado por elementos físicos como los tanques y las tuberías, que conforman el aspecto técnico y por personas como el fontanero y el administrador que conforman el aspecto empresarial.

El aspecto técnico del sistema de acueducto está integrado por componentes que captan, transportan, tratan, almacenan y distribuyen el agua. El aspecto empresarial, es la parte humana del sistema de acueducto, y está compuesta por personas que administran, mantienen, reparan y controlan el buen funcionamiento de los componentes del aspecto físico del acueducto.

En la empresa trabajan personas que como el fontanero, se encargan de mantener en buen funcionamiento el acueducto. Todas las empresas realizan diversas actividades para garantizar el servicio de agua potable.

De la buena organización de la empresa y de la participación de los usuarios, depende que el servicio de agua potable se pueda mantener por mucho tiempo en la región.

Un sistema de acueducto como se mencionó antes, necesita de una cantidad y variedad de obras o construcciones. Cada una de estas obras hace parte del aspecto técnico, y cumple una función específica como captar, transportar, tratar, almacenar y distribuir el agua potable a nuestros hogares. Los elementos que hacen parte del sistema de acueducto son:  
La micro cuenca o fuente de abastecimiento.

La captación

La aducción

El desarenador

**Epanet.** El software a utilizar es conocido como EPANET y permite realizar análisis hidráulicos de redes de tuberías a partir de sus características físicas de la tubería y dinámica de los nudos (consumo) para obtener la presión y los caudales y nodos en

tuberías. Adicionalmente EPANET permite el análisis de calidad de agua a través del cual es posible determinar el tiempo de fluido desde la fuente, hasta los nodos del sistema.<sup>1</sup>

Entre los elementos que puede simular el programa se encuentran fundamentalmente tubos, nodos, depósitos y embalses (referencias de carga constante) y adicionalmente permite utilizar elementos más complejos como bombas y válvulas.

Un Acueducto es un canal artificial construido para transportar agua y abastecer a una población. Puede ser un canal abierto o cerrado, un túnel o una tubería, o puede ser un puente que eleve el canal sobre un valle o un río.

Se llama sistema de acueducto porque tiene varios componentes o construcciones, cada uno de los cuales cumple una función.

Un sistema de acueducto como lo mencionamos antes, necesita de una cantidad y variedad de obras o construcciones. Cada una de estas obras hace parte del aspecto técnico, y cumple una función específica como captar, transportar, tratar, almacenar y distribuir el agua potable a nuestros hogares.

### **2.2.1 Elementos de un sistema de acueducto.**

**La microcuenca o fuente de abastecimiento.** El primer componente del sistema de acueducto es la microcuenca, de allí es de donde obtenemos el agua que surte a todas las viviendas. Es decir que la microcuenca es la fuente de abastecimiento de agua en una región. Sin ella es imposible tener agua en las casas.<sup>2</sup>

La microcuenca es el área geográfica mínima por la cual el agua se desplaza a través de drenajes con una salida principal llamada nacimiento o desagüe. Cuando este desagüe o río desemboca en otros cuerpos de agua mayores, como un lago, otro río, una ciénaga, o desemboca en el mar, hablamos de una cuenca. La cantidad de agua de una microcuenca depende de la presencia o no de vegetación y la conservación de los suelos. Los suelos pueden contaminarse con agroquímicos, aguas residuales y basuras, entre otros.

**La captación.** La captación es el segundo componente. La constituyen las obras o estructuras que permiten tomar el agua de la fuente en forma controlada.

En fuentes superficiales las captaciones se denominan “bocatomas” y en aguas subterráneas “pozos” o aljibes. Una vez que se toma el agua mediante las obras de captación, éstas son llevadas al desarenador y después hasta la planta de tratamiento si la hay.

---

<sup>1</sup> PALENQUE, ESPADA, Rafael. Obras de toma. Segunda Edición, Editorial Mc Graw Gil.

<sup>2</sup> LÓPEZ, CUALLA, Ricardo Alfredo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Segunda Edición, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2003.

**La aducción.** Las tuberías que llevan el agua hasta el desarenador se llaman de aducción, y son el tercer componente del sistema de acueducto.

**El desarenador.** El desarenador es el cuarto componente del sistema de acueducto. Son tanques cuya función es separar las arenas y elementos sólidos que lleva el agua en su recorrido. No todos los acueductos cuentan con este componente.<sup>3</sup>

**Las obras de conducción.** Las tuberías que llevan el agua hasta la red de distribución se llaman conducción, y son el quinto componente del sistema de acueducto.<sup>4</sup>

**La planta de tratamiento.** En el sistema de acueducto, el componente que realiza la función de purificación y potabilización del agua es la planta de tratamiento. Esta es el sexto componente del sistema de acueducto.<sup>5</sup>

La utilización de los métodos de desinfección casera es muy importante cuando no se tiene un sistema de acueducto, o cuando el acueducto no tiene planta de tratamiento. Tratando el agua prevenimos muchas enfermedades.

**Los tanques de almacenamiento.** Después del proceso de potabilización el agua se debe guardar en los tanques de almacenamiento. Esto permite que tengamos reservas de agua. Debido a que el consumo de la población no es constante sino que varía según la hora del día, el tanque regula las variaciones del consumo.<sup>6</sup>

La función básica del tanque es almacenar agua en las horas que se consume menos, de tal forma que en el momento en que la demanda es mayor el suministro se completa con el agua almacenada.

El tanque permite disponer de almacenamiento en caso de reparaciones o para atender incendios y regula las presiones en la red de distribución. Este es el séptimo componente de un sistema de acueducto.

**Los sistemas de distribución y las conexiones domiciliarias.** Finalmente, los últimos elementos o componentes son las tuberías o redes de distribución y las conexiones domiciliarias, conocidas también como acometidas. Estas son el conjunto de tuberías o mangueras encargadas de llevar el agua hasta cada vivienda.<sup>7</sup>

La red cuenta además con un medidor domiciliario, que permite saber a la empresa y a los usuarios, qué cantidad de agua han consumido. Este medidor es el contador o micromedidor.

Podemos resumir los componentes del acueducto de acuerdo a sus funciones en:

---

<sup>3</sup> Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S. 2000. Sección II, Título B, Sistemas de Acueducto. Bogotá, Noviembre de 2000.

<sup>4</sup> CHOW, Ven Te. Hidráulica de canales abiertos. Editorial Mc Graw Gil.

<sup>5</sup> GILES, Ronald, V. Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. Tercera Edición. Editorial Mc Graw Gil.

<sup>6</sup> FOX, Mc Donald. Mecánica de fluidos e hidráulica. Quinta Edición. Editorial Mc Graw Gil.

<sup>7</sup> SILVA GARAVITO, Luis Felipe. Diseño de Acueductos y Alcantarillados.

La microcuenca o el área del que tomamos el agua.  
Las obras que captan o conducen el agua a las viviendas.  
Las obras para potabilizar y almacenar el agua.

**2.2.2 Usos del agua.** Dentro del estudio de diseño del sistema de acueducto, el reglamento técnico de acueducto y saneamiento básico estipula factores de diseño que son de obligatorio cumplimiento, en el que destacamos como uno de los parámetros principales el estudio de demanda para lo cual debe hacerse un análisis detallado de la dotación desagregada por usos y por zonas del Municipio.<sup>8</sup>

**Uso Residencial.** Se debe analizar detenidamente la dotación de uso residencial teniendo en cuenta las siguientes disposiciones:

En general el consumo total de uso residencial aumenta con el tiempo.

El uso eficiente y ahorro del agua, o a la que reemplace, sobre la tecnología de bajo consumo y la reglamentación que exista al respecto, considerando el uso de micromedidores de caudal, reguladores de caudal, reguladores de presión o cualquier otro tipo de accesorio que implique una reducción en el consumo.

La utilización de aparatos de bajo consumo, con el fin de determinar el posible ahorro y el efecto de estos instrumentos en la dotación neta.

La deducción de la dotación de uso residencial, para el diseño de los sistemas de acueducto con base en mediciones directas hechas en la localidad.

El tamaño de la población, las condiciones socioeconómicas, el clima, la cobertura de medidores, los aspectos sanitarios y demás factores que se estimen convenientes.

El riego de jardines.

Las variaciones deben estar técnicamente justificadas, teniendo en cuenta aspectos climatológicos y socioeconómicos del Municipio.

**Uso Comercial.** Se debe utilizar un censo comercial y realizar un estimativo de consumos futuros; además, cuantificar y analizar detenidamente la dotación comercial de acuerdo con las características de dichos establecimientos. Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados de demandas. El uso comercial también incluye el uso en oficinas.<sup>9</sup>

---

<sup>8</sup> PALACIOS, RUIZ, Álvaro. Acueductos, cloacas y drenajes. Universidad católica Andrés Bello.

<sup>9</sup> *Ibíd.*, p.2

**Uso Industrial.** Se deben utilizar censos industriales y estimativos de consumos futuros; además, cuantificar y analizar detenidamente la dotación industrial de acuerdo con las características de dichos establecimientos.<sup>10</sup>

Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados demandados con el fin de establecer los posibles grandes consumidores.

**Uso rural.** En caso de que el Municipio objeto de la construcción de un nuevo sistema de acueducto o la ampliación del sistema de acueducto existente tenga que abastecer población rural, se deben utilizar los datos del censo rural y estimar los consumos futuros; además cuantificar y analizar la dotación rural de acuerdo con las características establecidas en el censo.<sup>11</sup>

**Uso para fines Públicos.** El uso público utilizado en los servicios de aseo, riego de jardines y parques públicos, fuentes públicas y demás, se estimará entre el 0 y el 3% del consumo medio diario doméstico, siempre y cuando no existan datos disponibles. En caso de que estos datos existan, servirán para establecer la proyección del uso público en el Municipio.<sup>12</sup>

**Uso Escolar.** En caso de que en el Municipio objeto de la construcción de un nuevo sistema de acueducto o de la ampliación del sistema existente se localice una concentración escolar importante que implique la permanencia durante el día de una población adicional, se debe analizar y cuantificar detenidamente la dotación de uso escolar de acuerdo con las características de los establecimiento de educación.<sup>13</sup>

**Uso Institucional.** Se deben identificar los establecimientos y predios que requieran una dotación especial debido a las características de sus actividades, tales como hospitales, cárceles, hoteles, etc.<sup>14</sup>

**Dotación 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.<sup>15</sup>

### **2.3 MARCO LEGAL**

Por diseño, obras y procedimientos correspondientes al Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico se entienden los diferentes procesos involucrados en la conceptualización, el diseño, la construcción, la supervisión técnica, la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los sistemas de acueducto que se desarrollen en la

---

<sup>10</sup> *Ibíd.*, p.2

<sup>11</sup> *Ibíd.*, p.3

<sup>12</sup> CORCHO, ROMERO, Freddy. Acueductos, teoría y diseño.

<sup>13</sup> *Ibíd.*, p.1

<sup>14</sup> *Ibíd.*, p.2

<sup>15</sup> *Ibíd.*, p.4

República de Colombia, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionamiento adecuado, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado. (Artículo 3 RAS-2000)

Los aspectos legislativos sobre el cual se enmarca este proyecto tienen como soporte la ley 142 de 1994, referente a la prestación de los servicios públicos domiciliarios, la resolución 2320 del 2009, concerniente a la dotación neta máxima permitida, el decreto 1575 de 2007 y más específicamente la resolución 2115 del 22 de Junio de 2007; por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano. Puntualmente esta normativa establece unos valores aceptables para la presencia de un componente o sustancia que garantice que el agua para consumo humano no presente riesgos conocidos a la salud, planteando además unos instrumentos básicos de medida para garantizar la calidad del agua para consumo humano, basado en un parámetro denominado INDICE DE RIESGO DE LA CALIDAD DEL AGUA PARA CONSUMO HUMANO – IRCA; que asigna un puntaje de riesgo a cada característica física, química y microbiológica, por el no cumplimiento de los valores aceptables establecidos en la resolución.

**2.3.1 Obligatoriedad.** Las presentes memorias de cálculo se basan en lo dispuesto en el Reglamento Técnico RAS – 2000, y en especial el Título A y B acto resolutorio mediante el cual el Ministerio de Desarrollo Económico lo adopta y le confiere Carácter Oficial Obligatorio para su aplicación en todo el territorio nacional. Los requisitos, procedimientos, prácticas y Reglamentos Técnicos contenidos o mencionados en este título, tienen el carácter de disposiciones obligatorias

**2.3.2 Otros reglamentos técnicos.** El presente Reglamento hace referencia al Decreto 1575 de 2007, expedido por los Ministerios de Salud y Desarrollo Económico por el cual se expiden las Normas Técnicas de Calidad del Agua Potable, las Normas de Calidad de los vertimientos a los cuerpos de agua contenidas en el Decreto 1594 de 1984 expedido por el Ministerio de Salud, las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-2010) de la Ley 400 de 1997 y Decreto 33 de 1998 (Artículo 7 RAS- 2000)

### **3. DISEÑO METODOLÓGICO**

#### **3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN**

El tipo de investigación utilizado para la realización de este proyecto es la descriptiva, pues se realizó la aplicación técnica de los elementos básicos para el diseño de un acueducto en el Corregimiento del Salobre.

#### **3.2 POBLACIÓN**

La población enmarcada dentro de este proyecto son personas que combinan las formas de vida del campo y la ciudad con un bajo nivel de vida, a los cuales se les debe garantizar el autoabastecimiento de los servicios públicos domiciliarios de conformidad con lo establecido en la ley 99 de 1993 y ley 142 de 1994. Son los pobladores del corregimiento quienes sufren el abandono de las administraciones nacionales, departamentales y municipales con relación a una inadecuada infraestructura de servicios públicos, generando problemática de tipo social, ambiental y de salud pública.

Actualmente el corregimiento del Salobre cuenta con una población en toda su área de 475 habitantes que serán los que se tomen como base para la ejecución del proyecto.

#### **3.3 MUESTRA**

Debido a que el proyecto de investigación tiene como base de estudio el corregimiento del Salobre que cuenta con un área poblada relativamente pequeña, se tomará como muestra toda la población que será beneficiada con el estudio y que servirá como base para la realización de los diferentes diseños.

#### **3.4 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN**

La identificación del proyecto se realizará de la siguiente manera:

El proyecto parte de una investigación de campo en donde se busca conocer, describir y recopilar información de tipo técnico sobre el terreno y el sistema de abastecimiento de agua, luego se realiza la toma de muestras de agua en el sitio de la captación. Posteriormente se proyecta la elaboración de los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos de las muestras tomadas para tener información sobre la efectividad de los procesos existentes.

Con base en la información que se obtenga de lo expuesto anteriormente se realiza un trabajo de oficina que busque definir una alternativa común para diseñar los sistemas de abastecimiento de agua potable, en donde se elaboren diseños que sirvan de base para la implementación del plan de mejoramiento.

El proyecto se compone básicamente de:

**3.4.1 Trabajo de campo.** Inicialmente el trabajo comienza con el desplazamiento al centro poblado mencionado en este estudio, específicamente a conocer y realizar un registro de variables técnicas y de fotografías del terreno existente en la zona.

Primero se visita el sitio donde quedará la captación, en donde se realiza un aforo que permita conocer la demanda de caudal del sistema y se reconstruye en planta y perfil el terreno, se realiza una toma de muestra del líquido en el sitio de la captación, para posteriormente llevarlo al laboratorio y conocer sus características fisicoquímicas y bacteriológicas antes de cualquier proceso de potabilización.

Seguido se recorre el terreno para la aducción para conocer el tipo y la forma de la misma, se toman algunos datos técnicos.

Por último se hace un trabajo más completo y específico en lo que forma parte del sistema de tratamiento, determinando el sitio apropiado por las condiciones topográficas del terreno para la posterior construcción de la planta de tratamiento.

**3.4.2 Trabajo de oficina.** Este componente tiene dos aspectos importantes: La elaboración y análisis de los ensayos fisicoquímicos y bacteriológicos de cada una de las muestras tomadas en los procesos de campo en un laboratorio y la elaboración de los cálculos, diseños y de las alternativas de solución que se generen.

Los resultados fisicoquímicos y bacteriológicos se analizarán por parte del equipo del proyecto, con el fin de analizar paso a paso la efectividad de los procesos existentes y definir así ventajas y desventajas de cada sistema de tratamiento de agua utilizado.

Al final se presentará una propuesta técnica que involucra el diseño de una alternativa de tratamiento de agua que cumpla con los estándares de calidad del líquido para consumo humano.

## **3.5 TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN**

La evaluación se realizará de la siguiente forma:

Las técnicas utilizadas serán:

**3.5.1 La observación.** Basados en una observación rigurosa de los componentes del acueducto se podrá tener un parámetro del sistema de limpieza y mantenimiento a utilizar, así como en el deterioro en las estructuras provocado por la disminución de la vida útil de cada componente del sistema.

**3.5.2 La entrevista.** Diálogo directo con las autoridades locales (presidente de la junta de acción comunal, concejales) acerca de la problemática que se viene presentando por la falta de un sistema de acueducto, y la deficiencia en la potabilización del agua.

### **3.6 INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN**

Para la recolección de datos e información utilizamos algunos instrumentos como:

Levantamientos topográficos. (Carteras de Campo)

Planos del Municipio donde se plasma el terreno actual para el diseño del acueducto.

P.B.O.T. para verificar estudios de suelos, perfil de la población, etc.

R.A.S. 2000.

Ficha de campo preliminar, para verificar el estado actual del terreno y su proyección futura.

### **3.7 ANALISIS Y EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN PROCESADA**

Con base en los datos recolectados y utilizando los instrumentos expuestos en el numeral 3.6. ; Se realizará una proyección definitiva del diseño del acueducto que se pretende construir en la localidad.

La información será presentada a lo largo del documento y soportada por planos, diseños, etc.

Los procedimientos utilizados para el análisis de la información recolectada son de carácter cualitativo y cuantitativo.

**3.7.1 Análisis cualitativo.** Busca describir e interpretar la información obtenida, las encuestas, el trazado de las redes, las características del lugar para la construcción de la bocatoma, desarenador, planta de tratamiento y del afluente que servirá como abastecimiento de agua para el sistema de acueducto.

**3.7.2 Análisis cuantitativo.** Para el diseño del sistema se utilizará el reglamento de agua potable y saneamiento básico, el cual proveerá las especificaciones para el óptimo funcionamiento del sistema y por medio de este análisis se comprobarán los resultados obtenidos como caudales, presiones y determinación del tiempo de recorrido del fluido por el sistema en el simulador de software EPANET que dará un estimativo del comportamiento del mismo.

## **4. RESULTADOS**

### **4.1 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS CORRESPONDIENTES A LA ZONA DE ESTUDIO**

Un factor indispensable en el desarrollo del proyecto, es la realización de un levantamiento topográfico que pueda sintetizar de la forma más exacta posible, las condiciones reales del terreno sobre el cual se lleva a cabo el estudio.

Inicialmente se determinaron las curvas de nivel de los sitios donde se proyecta estarán ubicadas las estructuras, tales como lo son la captación y el tanque de almacenamiento, luego se realizó el trazado de la aducción, conducción y red de distribución, además de la localización de las viviendas que serán beneficiadas. Para el desarrollo de esta práctica los elementos o equipos utilizados fueron la estación y el GPS.

### **4.2 ANTECEDENTES**

**4.2.1 Nivel de complejidad.** El Ministerio de Desarrollo, con apoyo de entidades oficiales, públicas o privadas elaboró el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (R.A.S), el cual fue adoptado por resolución 0822 del 6 de agosto de 1998, y sometido a revisión desde noviembre de 1998, en armonía con el sistema de normalización, certificación y metrología, por parte de la junta técnica asesora del reglamento, siendo nuevamente adoptado por el ministerio de desarrollo por resolución No 1096 del 17 de noviembre del 2000.

El R.A.S. tiene por objeto señalar los requisitos técnicos que deben cumplir los diseños, las obras y procedimientos correspondientes al sector de agua potable y saneamiento básico y sus actividades complementarias marcadas en el artículo 14, numerales 14.19, 14.22, 14.23 y 14.24 de la ley 142 de 1994, que adelanten las entidades prestadoras de los servicios públicos municipales de acueducto, alcantarillado y aseo o quien haga sus veces, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionamiento adecuado, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado.

El R.A.S. es un documento de carácter oficial del ministerio de desarrollo y los requisitos, procedimientos, prácticas y reglamentos técnicos contenidos o mencionados tienen carácter de disposición obligatoria en todo el territorio de la República de Colombia. Uno de los pasos allí establecidos es asignar el nivel de complejidad del proyecto, capítulo A.3 del R.A.S, el cual está en función de la población proyectada en la zona y de la capacidad económica de los usuarios.

**4.2.2 Por población.** La población proyectada para casco rural de la Vereda El Salobre, determinada en el presente estudio.

Clasificación: nivel bajo (población < 2500 hab).

**4.2.3 Por capacidad económica.** En cuanto a la estratificación en la zona rural el 100% de las viviendas están clasificadas en los estratos 1 y 2 y la población trabaja en las labores del campo. En estos casos la capacidad económica se establece como baja. Clasificación: Nivel Bajo. Nivel de complejidad definitivo: NIVEL BAJO. (R.A.S. A.3.2).

**4.2.4 Priorización del proyecto.** Se debió considerar los valores límites de variables recomendadas para evaluar el proceso de priorización, los cuales se encuentran en la cuadro 7. Evaluadas las necesidades más sentidas del casco rural en cuanto a atención del sector de agua potable y saneamiento básico, se concluye y justifica que la prioridad en ejecución de proyecto la tiene el diseño del acueducto, con el objeto de suministrar agua con un mejor tratamiento y reducir las pérdidas en el sistema para poder ampliar la cobertura del servicio brindando un servicio con cantidad, continuidad y calidad.

**Cuadro 1.** Valores límites para evaluar priorización de ejecución de proyectos de Agua Potable y Saneamiento Básico (R.A.S).

<b>Parámetro</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Nivel Bajo</b>
Cobertura de agua potable	Cob. AP	95%
Regazo entre cobertura de alcantarillado respecto a agua potable (%)	AP-AL	10%
Cobertura de recolección de desechos sólidos	Cob. RDS	95%

Fuente: Reglamento de agua potable y saneamiento básico RAS.

**4.2.5 Alcance y actividades complementarias.** Considerando el cuadro 8 y definido el nivel de complejidad, la justificación, los objetivos y priorización del proyecto, es necesario definir las actividades complementarias destinadas a mejorar la eficiencia del servicio, las cuales serán.

**Cuadro 2.** Actividades según nivel de complejidad

<b>ACTIVIDAD</b>	<b>NIVEL DE COMPLEJIDAD</b>	<b>% DE DESARROLLO</b>
Aumento cobertura de agua potable	Bajo	95%
Cobertura micro medición	Bajo	100%
Cobertura macro medición	Bajo	100%
Perdidas máximas en aducción	Bajo	5%
Perdidas máximas totales	Bajo	25%

Fuente: Reglamento de agua potable y saneamiento básico R.A.S.

Adicionalmente se deberán ejecutar entre otras las siguientes actividades:

Ampliación cobertura alcantarillado sanitario para igualar cobertura del acueducto. La ejecución de esta actividad no formará parte del presente proyecto.

Programa de reducción de pérdidas, con control de fugas, desperdicios y agua no contabilizada.

Verificación de dotaciones de consumo real y diseño del sistema con dotación cumpliendo con el R.A.S.

Plan dirigido a reducir el consumo de agua según la ley 373 de 1997, utilizando instrumentos de bajo consumo y campaña de ahorro de agua.

### **4.3 INFORMACIÓN PRELIMINAR**

**4.3.1 Ubicación geográfica.** El Salobre es un corregimiento ubicado al norte del casco urbano del Municipio de Rio de oro, en límites con el municipio de Gonzáles, por la vía secundaria que conduce al municipio del Carmen. El estudio está limitado al sistema de acueducto de dicho corregimiento. El Salobre es la cabecera de corregimiento con mayor población en la zona alta del municipio aunque algo dispersa.

El Corregimiento del Salobre se localiza al sur del Departamento del Cesar, tiene una extensión aproximada de 613.3 Km<sup>2</sup>, área que corresponde a 661.330 hectáreas; tiene las siguientes coordenadas geográficas; Latitud Norte, 8° 17' 40" Longitud Oeste a 73° 23' 18" de Greenwich.

Limita al NORTE; con el Departamento del Norte de Santander y el Municipio de González, por el sur; con el Municipio de San Martín, los Departamentos del Norte de Santander y Santander del sur, al oriente; con la Provincia de Ocaña, perteneciente al Departamento del Norte de Santander, al occidente; con el Municipio de Aguachica.

**4.3.2 Reseña histórica.** No tiene una fecha clara y precisa sobre la fundación del Sitio de Río de Oro, como en un inicio fue denominado, y según historiadores se cree que comenzó a ser poblado desde 1658 por encomenderos españoles. Se sostiene que los primeros encomenderos en hacer su aparición en estas tierras fueron: Mateo Corzo, Juan de Gálvez Caballero y Catalina Gálvez de Caballero. También se habla de Luís Téllez Blanco y Gaspar Barbosa de Marín Pedroso como primeros pobladores; pero se habla de construcción, más no de fundación.

Sellada la independencia de la Nueva Granada en 1819 y formada la Gran Colombia es cuando el organizador civil de la República, el General Francisco de Paula Santander designa como su primer alcalde a Don Rafael Antonio de los Dolores Patiño en el año 1820. Desde allí ha sufrido varias transformaciones político-administrativas, así:

1849; por medio de la Ley 64 del 29 de mayo, se denomina Distrito Parroquial Río de Oro, perteneciente a la provincia de Ocaña.

1857: pasa a la provincia de Mompox y luego al estado del Magdalena 1868: la Ley 142 crea el departamento del Banco con capital Río de Oro.

1910. Entra a conformar el departamento del Magdalena.

1967: el 21 de diciembre, se convierte en municipio del nuevo departamento del Cesar.

**4.3.3 Vías de acceso y medios de transporte.** El municipio de Río de Oro por su condición de corredor terrestre que enlaza la provincia de Ocaña con el Sur del Cesar, resulta cruzado por la Troncal del Norte (Cúcuta – Ocaña – Aguachica), que recorre la cabecera municipal y los corregimientos de Diego Hernández y Puerto Nuevo. El mejoramiento de esta vía ha originado un alto flujo vehicular generando oportunidades de pequeñas negocios a quienes habitan a lo largo de la vía.

La transversal Ocaña – La Mata, vía secundaria permite el acceso inmediato a los pobladores del corregimiento del Salobre y las veredas Arado, Hobo y Sumaré, que configuran una zona de una importante despensa agrícola y comercial.

La troncal del caribe transita sobre el territorio occidental, donde se asienta el corregimiento de Morrison, con acceso directo a sus similares de Los Ángeles y El Márquez. Hoy este sector es intervenido por la concesión ruta del sol, que construirá la doble calzada y la expectativa que había en su construcción hoy tiene preocupados a los habitantes del corregimiento de Morrison que derivan su sustento diario de la demanda de bienes y servicios que genera los conductores que transitan la vía, ya que por especificaciones técnicas la doble calzada no atravesará el corregimiento en su centro poblado y lo hará a 1 km de distancia impactando negativamente los comerciantes de la vía del sector.

La otra vía secundaria del municipio es la que conecta los corregimientos Puerto Nuevo – Montecitos – Los Ángeles, este anillo comunica estos centros poblados con las dos troncales referidas.

Los 36,2 km de red vial secundaria, responsabilidad del departamento del Cesar, solo presentan 5 km asfaltados en buen estado, correspondiente a la vía Ángeles – Morrison. Los 28,5 km restantes (Río de Oro – Sumaré; Cangrejo – Límites Aguas Claras y Puerto Nuevo – Ángeles) fueron mejorados con recursos de Colombia Humanitaria, pero se requiere una mayor intervención que evite el deterioro con la llegada del invierno.

La malla vial terciaria, presenta un gran deterioro, ya que de los 165,8 km de vías, solo en 59 km la calzada permite circulación cómoda a velocidad adecuada con el trazado de la vía; en los sectores críticos de estos tramos se han construido 3 km de placa huella, que han significado la solución definitiva a los problemas de intransitabilidad. 63,0 km se encuentran en regular estado, pues la circulación de los vehículos está afectada por deformaciones y pequeñas cárcavas en la vía y los 38,8 km restantes presentan baches y deformaciones mayores que reducen casi en su totalidad el tránsito de los vehículos y en

época de lluvias la hacen intransitable. Las adversas condiciones de infraestructura vial en zonas deprimidas de la ruralidad municipal generan su marginamiento, exclusión social y desintegración competitiva.

**4.3.4 Relieve y topografía.** El 50% del municipio es montañoso, pertenece a la cordillera oriental (Serranía de los Motilones) con terrenos quebrados y de clima frío. El restante es superficialmente plano y de clima cálido. Por lo anterior, se puede dividir el territorio en dos sectores: Zona alta:

Corresponde a la región Andina Oriental, siendo el relieve bastante accidentado, en el que predominan los bosques de cordillera y de colina. Posee algunas extensiones en dirección al Valle del Hacaritama con características desérticas. Zona Plana:

Aunque accidentada y algo quebrada, tiene bosques naturales y terrenos propios para las labores agrícolas y ganaderas. Corresponde a la región sabanas del Caribe, ubicada sobre el valle del Río Magdalena con un relieve suavemente ondulado y plano, definido como zona cálida, húmeda y seca.

**4.3.5 Hidrología y climatología.** Río de Oro posee uno de los mejores climas del país, considerado como fortaleza turística del municipio. Tiene tres pisos térmicos: frío, templado y caliente.

Clima frío: en las cumbres de las montañas de la cordillera oriental con temperatura media que varía entre los 10°C y los 15°C.

Clima templado: en su área urbana con temperaturas entre los 18°C y los 25°C.

Clima caliente, húmedo y seco: en la región plana, zona rural, donde la temperatura oscila entre los 28°C y 37°C.

Río de Oro tiene un importante potencial hídrico, pues su relieve permite la formación de cañadas y quebradas que lo hacen rico en almacenamiento de agua (jagüeyes, reservorios y pequeñas lagunas).

Constituyen su hidrografía dos cuencas: una que entrega las aguas a la vertiente del río Catatumbo y la otra que entrega sus aguas a los ríos Lebrija y Magdalena.

Las fuentes más importantes que se forman o cruzan el municipio son: el Río de Oro, el cual cruza la cabecera municipal de oriente a occidente, sus principales afluentes son: las quebradas Venadillo, Caimito, El Arado, Pantanitos, La Toma, La Meseta, Quebradillas, Salobritos, Las Lajas y Carbonal.

En la vertiente de la zona plana las quebradas Minas y Torcoroma tributan sus aguas al río Lebrija y las quebradas Peralonso, Moñino, Los Llanos, Múcuras, Santa Inés y El Hobo que desembocan en el río Magdalena.

**4.3.6 Demografía.** La población del municipio mantiene una mínima tendencia a la baja, de acuerdo a las proyecciones del DANE, las cuales se muestran en el siguiente cuadro, el cual contiene información por grupos de edades, lo que nos permite el análisis para determinar coberturas de los diferentes programas que se desarrollarán en el municipio.

Grupos edad	2008			2009			2010			2011		
	Total	Hombres	Mujeres									
Total	14.319	7.408	6.911	14.300	7.396	6.904	14.273	7.383	6.890	14.248	7.369	6.879
0-4	1.442	741	701	1.417	725	692	1.395	713	682	1.374	702	672
5-9	1.490	781	709	1.439	752	687	1.398	730	668	1.365	711	654
10-14	1.647	882	765	1.583	843	740	1.517	806	711	1.455	789	686
15-19	1.553	844	709	1.569	854	715	1.565	853	712	1.541	838	703
20-24	1.175	626	549	1.212	648	564	1.248	670	578	1.286	694	592
25-29	1.003	522	481	981	514	467	976	513	463	966	521	465
30-34	966	490	476	979	498	481	975	497	478	962	493	469
35-39	922	467	455	889	451	438	872	442	430	869	440	429
40-44	914	463	451	935	474	461	939	475	464	928	469	459
45-49	710	363	347	733	374	359	758	387	371	788	401	387
50-54	591	302	289	603	308	295	615	315	300	632	323	309

Los datos SISBEN III muestran una población para el año 2011 de 14126 habitantes, que comparado con lo proyectado por el DANE arroja una diferencia de 122 personas menos en el municipio. En el siguiente cuadro se muestran los habitantes detallando vereda, corregimiento y cabecera (Fuente: Sisben III).

#### **4.4 ESTUDIO DE POBLACIÓN Y DEMANDA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO**

El presente estudio se elaboró con base en las modificaciones al Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S 2000 realizadas en la Universidad de los Andes Bogotá, Colombia.

##### **Registros censales**

Puc = población de último censo  
Pci = población del censo inicial  
Tuc = año del último censo  
Tci = año del censo inicial

**Cuadro 3.** Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento La Esmeralda

Puc=	224
Pci=	215
Tuc=	2012
Tci=	2011

Fuente: Autores del proyecto.

**Cuadro 4.** Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento San Paulo

Puc=	52
Pci=	50
Tuc=	2012
Tci=	2011

Fuente: Autores del proyecto.

**Cuadro 5.** Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento El Salto

Puc=	68
Pci=	65
Tuc=	2012
Tci=	2011

Fuente: Autores del proyecto.

**Cuadro 6.** Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento Astillero

Puc=	151
Pci=	145
Tuc=	2012
Tci=	2011

Fuente: Autores del proyecto.

**Cuadro 7.** Censo de la población Vereda El Salobre Corregimiento El Hobo

Puc=	83
Pci=	80
Tuc=	2012
Tci=	2011

Fuente: Autores del proyecto.

**Tasas de crecimiento.** Según el R.A.S., es obligatorio para el Nivel Bajo de complejidad, utilizar como método de cálculo para determinar el crecimiento de población para realizar las proyecciones de población: el lineal, el geométrico, considerando en cada caso la disponibilidad de datos o registros y las características de crecimiento de la localidad:

Método lineal

$$ka = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci}$$

$$Pf = Puc + ka(Tf - Tuc)$$

Método geométrico

$$R = \left[ \left( \frac{Puc}{Pci} \right)^{\left( \frac{1}{Tcu - Tci} \right)} \right] - 1$$
$$Pf = Puc(1 - R)^{(Tf - Tuc)} \quad \text{Hab}$$

Las tasas de crecimiento de los registros censales utilizando los métodos anteriormente descritos se presentan en las tablas siguientes:

**Perspectivas de desarrollo.** Estimar las posibilidades de desarrollo de una región o localidad, no es una decisión sencilla, antes por el contrario depende de la disponibilidad de recursos y de la correcta planeación y adecuada explotación de los bienes y servicios que una determinada zona posea o produzca. Importante es la planificación y en este sentido la formulación obligatoria del Plan de Ordenamiento Territorial, es básica, porque, es donde se fija el rumbo y se proyecta al futuro organizado y planificado del desarrollo de la vereda.

Como resultado de las entrevistas se resume a continuación las condiciones en las que se encuentra a la fecha la Vereda El Salobre desde el contexto socio económico:

En el casco rural, se destaca como sobresaliente una actividad específica, la cual es la producción agropecuaria ya que la mayoría de las personas orientan su forma de vida al cultivo del campo y a la crianza de animales.

En la actividad agropecuaria, se encuentran personas dueñas de fincas, parcelas, medianeras o jornaleros. Se destacan los cultivos de tomate, maíz, frijol, habichuela. La cría de ganado vacuno son actividades que también se desarrollan pero en menor escala, especialmente para atender las necesidades de los habitantes.

Bajo las anteriores consideraciones las perspectivas de desarrollo de la vereda y crecimiento de población está dado básicamente por:

Desarrollo del sector rural por la ampliación de la frontera agrícola. Lo anterior puede provocar el arribo de personas tanto del campo como de otras regiones del departamento y del país en busca de un mejor futuro.

Llegada de personas del campo huyendo de la situación de violencia por la que atraviesa la zona circundante provocada por la presencia de grupos armados que buscan posesión y presencia en una zona importante para ellos por ser paso entrar y salir del Catatumbo.

Retorno de personas del campo que regresan o se radican en la zona luego de estar vinculados de alguna forma con la generación de cultivos ilícitos, después que el gobierno en el cumplimiento de sus deberes los erradique de la misma.

## Proyecciones de población y consumos

**Tasa de crecimiento.** Es la tasa o índice que expresa el crecimiento o decrecimiento de la población de un determinado territorio durante un período determinado, expresado generalmente como porcentaje de la población al inicio de cada período o año.

A nivel oficial el DANE y Planeación Departamental han proyectado el crecimiento de población con la tasa promedio del 2%, sin embargo, el R.A.S, recomienda la proyección de población no utilizando un dato general, sino como resultado de la evaluación del crecimiento registrado de la población en los últimos años y considerar las posibilidades reales de crecimiento dadas las características propias de cada localidad. La capacidad de la nueva infraestructura permite soportar los mayores incrementos de demanda de servicios que se presente cuando se cuente con acueducto y alcantarillado y se dispere la construcción de vivienda y el crecimiento de población a tasas no esperadas, sobre todo en los primeros años, esperando que una vez estabilizado el crecimiento la infraestructura esté en capacidad de satisfacer la demanda de la población proyectada.

La vereda El Salobre presenta cuatro comunidades que captan agua de distintas quebradas, por lo que fue necesario realizar el estudio por separado de dichas comunidades, tal como se muestra a continuación.

**Nivel de complejidad.** Considerando lo establecido en Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS – 2000, el nivel de complejidad del sistema está dado por la población de la ciudad y por la capacidad económica de sus habitantes:

Población proyectada = (Estimada año 2036) < 2500 habitantes  
Nivel de complejidad = BAJO

COMUNIDAD	LA ESMERALDA	SAN PAULO	EL SALTO	ASTILLERO
POBLACIÓN PROYECTADA	353 habitantes	82 habitantes	107 habitantes	238 habitantes
NIVEL DE COMPLEJIDAD	BAJO	BAJO	BAJO	BAJO

**Dotación Neta Máxima.** Corresponde a la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

De acuerdo con la resolución 2320 de 2009 para el nivel de complejidad bajo y una altura sobre el nivel del mar superior a 1000 m,

### Cuadro 8. Dotación Neta Máxima

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

Fuente: Resolución 2320 de 2009 expedida por MAVDT

Le corresponde una dotación neta de 90 l/hab.Día.

La Dotación Neta Máxima, de acuerdo con el RAS 2000, se puede adoptar una demanda media global para la población que incluye todos los usos. La demanda media total de agua es la suma de la demanda media residencial más la demanda de los otros usos (comercial y oficial).

**Dotación Bruta.** Se usa para el diseño de cada uno de los componentes del sistema de acueducto, según el RAS 2000 indistintamente del nivel de complejidad se calcula por la ecuación.

$$D_{\text{Bruta}} = D_{\text{Neta}} / (1 - \%P) = 120 \text{ l/hab-día}$$

Dónde:

$D_{\text{neta}}$ : dotación neta = 90 l/hab/día

$\%p$ : pérdidas máximas admisibles = 25%

**Demanda.** Cuando se multiplica la población que va a ser servida por la dotación bruta, se obtiene la demanda total de agua.

**Caudal Medio Diario, Qmd.** 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:

$$Q_{\text{md}} = \frac{p \cdot d_{\text{bruta}}}{86400}$$

**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,  $K_1$ . El caudal máximo diario se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$QMD = Q_{\text{md}} \cdot k_1$$

Este coeficiente se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando los datos registrados en un periodo mínimo de un año.

**Cuadro 9.** Coeficiente de Consumo Diario  $K_1$ , según el Nivel de Complejidad del Sistema

Nivel de Complejidad del Sistema	Coeficiente De Consumo Máx. Diario $K_1$
<b>Bajo</b>	<b>1.3</b>
Medio	1.3
Medio alto	1.2
Alto	1.2

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS).

La consultoría acoge el valor de  $K_1=1.3$ .

**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,  $K_2$ , según la siguiente ecuación:

$$QMH = QMD \cdot k_2$$

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, QMH, y el caudal máximo diario, QMD, 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 el cuadro siguiente.

**Cuadro 10.** 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
<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: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS).  
La consultoría acoge el valor de  $K_2=1.6$ .

Debe establecerse la curva de demanda que defina la variación del consumo a lo largo del día, con el fin de establecer la necesidad y la magnitud de un posible almacenamiento.

**Caudal de Incendios.** La demanda mínima contra incendios para zonas residenciales densamente pobladas o multifamiliares, comerciales e industriales de municipios con poblaciones entre 12.500 y 60.000 habitantes, un incendio debe ser servido por un hidrante y las zonas residenciales unifamiliares deben ser servidas con un hidrante en uso simultáneo con capacidad mínima de 5 l/s.

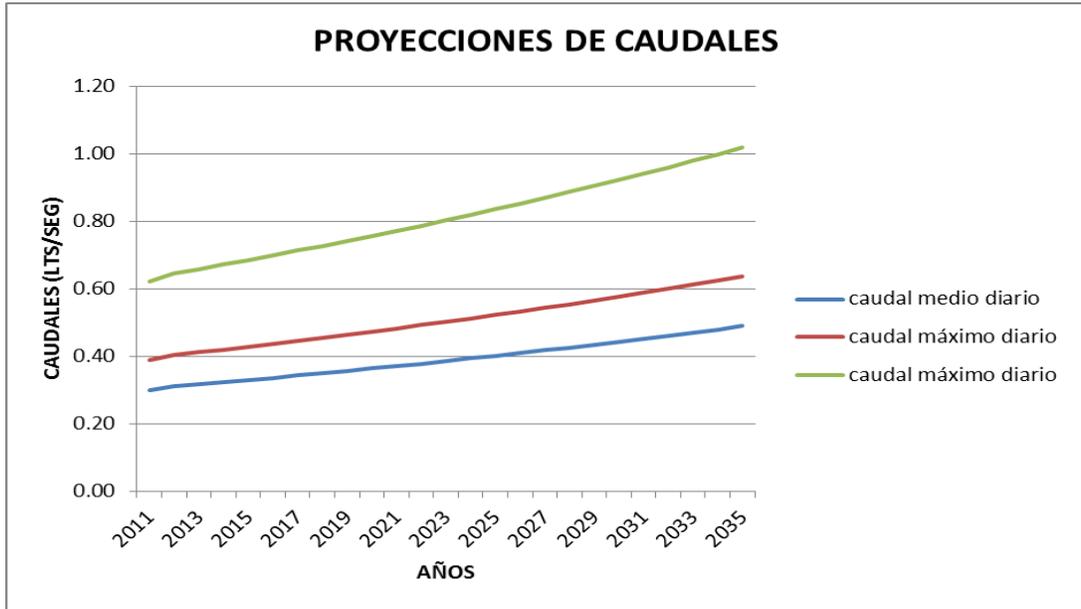
**Cálculo de proyecciones.** Con base en las fórmulas mencionadas y los criterios establecidos se realizan los cálculos de proyecciones de población definitivos y demanda de consumos o gastos de diseño año a año en un horizonte de diseño al año 2035, cuyos resultados se presentan en los cuadros N° 13,14, 15 y 16.

**Cuadro 11** Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento La Esmeralda

Año	Población	Dot. Neta lts/hab.día	Dot. Bruta lts/hab.día	qmd (lps)	K1	QMD (lps)	K2	QMH (lps)	AÑOS
2011	215	90	120.00	0.30	1.3	0.39	1.6	0.62	1
2012	224	90	120.00	0.31	1.3	0.40	1.6	0.65	2
2013	228	90	120.00	0.32	1.3	0.41	1.6	0.66	3
2014	233	90	120.00	0.32	1.3	0.42	1.6	0.67	4
2015	237	90	120.00	0.33	1.3	0.43	1.6	0.69	5
2016	242	90	120.00	0.34	1.3	0.44	1.6	0.70	6
2017	247	90	120.00	0.34	1.3	0.45	1.6	0.71	7
2018	252	90	120.00	0.35	1.3	0.45	1.6	0.73	8
2019	257	90	120.00	0.36	1.3	0.46	1.6	0.74	9
2020	262	90	120.00	0.36	1.3	0.47	1.6	0.76	10
2021	267	90	120.00	0.37	1.3	0.48	1.6	0.77	11
2022	273	90	120.00	0.38	1.3	0.49	1.6	0.79	12
2023	278	90	120.00	0.39	1.3	0.50	1.6	0.80	13
2024	284	90	120.00	0.39	1.3	0.51	1.6	0.82	14
2025	289	90	120.00	0.40	1.3	0.52	1.6	0.84	15
2026	295	90	120.00	0.41	1.3	0.53	1.6	0.85	16
2027	301	90	120.00	0.42	1.3	0.54	1.6	0.87	17
2028	307	90	120.00	0.43	1.3	0.55	1.6	0.89	18
2029	313	90	120.00	0.44	1.3	0.57	1.6	0.90	19
2030	319	90	120.00	0.44	1.3	0.58	1.6	0.92	20
2031	326	90	120.00	0.45	1.3	0.59	1.6	0.94	21
2032	332	90	120.00	0.46	1.3	0.60	1.6	0.96	22
2033	339	90	120.00	0.47	1.3	0.61	1.6	0.98	23
2034	346	90	120.00	0.48	1.3	0.62	1.6	1.00	24
2035	353	90	120.00	0.49	1.3	0.64	1.6	1.02	25

Fuente: Autores del proyecto.

**Figura 1.** Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento La Esmeralda



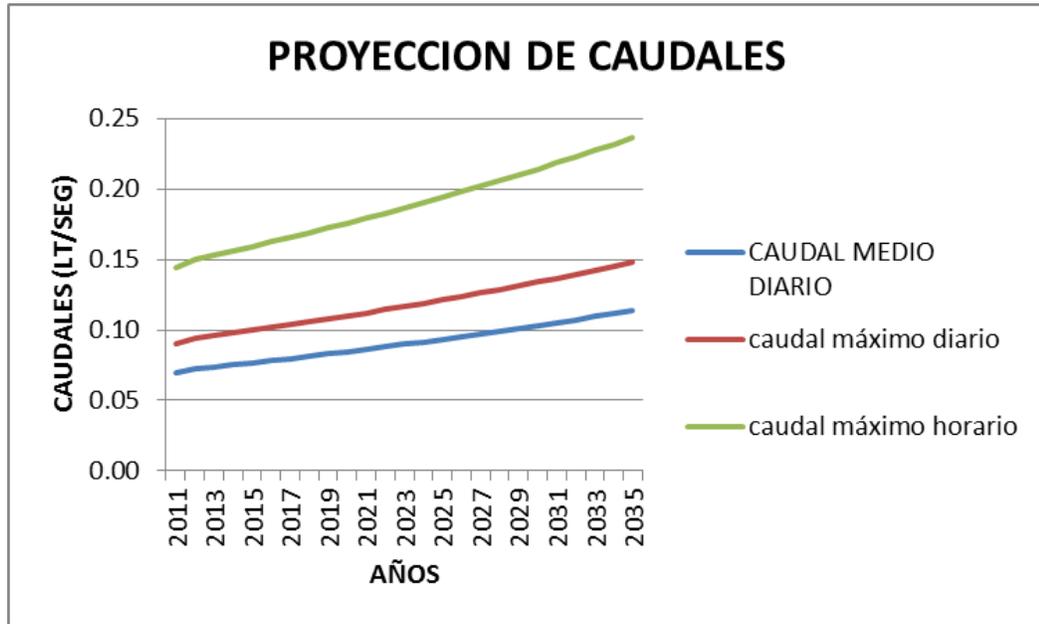
Fuente: Autores del proyecto.

**Cuadro 12.** Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento San Paulo

Año	Población	Dot. Neta lts/hab.dia	Dot. Bruta lts/hab.dia	qmd (lps)	K1	QMD (lps)	K2	QMH (lps)	AÑOS
2011	50	90	120.00	0.07	1.3	0.09	1.6	0.14	1
2012	52	90	120.00	0.07	1.3	0.09	1.6	0.15	2
2013	53	90	120.00	0.07	1.3	0.10	1.6	0.15	3
2014	54	90	120.00	0.08	1.3	0.10	1.6	0.16	4
2015	55	90	120.00	0.08	1.3	0.10	1.6	0.16	5
2016	56	90	120.00	0.08	1.3	0.10	1.6	0.16	6
2017	57	90	120.00	0.08	1.3	0.10	1.6	0.17	7
2018	59	90	120.00	0.08	1.3	0.11	1.6	0.17	8
2019	60	90	120.00	0.08	1.3	0.11	1.6	0.17	9
2020	61	90	120.00	0.08	1.3	0.11	1.6	0.18	10
2021	62	90	120.00	0.09	1.3	0.11	1.6	0.18	11
2022	63	90	120.00	0.09	1.3	0.11	1.6	0.18	12
2023	65	90	120.00	0.09	1.3	0.12	1.6	0.19	13
2024	66	90	120.00	0.09	1.3	0.12	1.6	0.19	14
2025	67	90	120.00	0.09	1.3	0.12	1.6	0.19	15
2026	69	90	120.00	0.10	1.3	0.12	1.6	0.20	16
2027	70	90	120.00	0.10	1.3	0.13	1.6	0.20	17
2028	71	90	120.00	0.10	1.3	0.13	1.6	0.21	18
2029	73	90	120.00	0.10	1.3	0.13	1.6	0.21	19
2030	74	90	120.00	0.10	1.3	0.13	1.6	0.21	20
2031	76	90	120.00	0.11	1.3	0.14	1.6	0.22	21
2032	77	90	120.00	0.11	1.3	0.14	1.6	0.22	22
2033	79	90	120.00	0.11	1.3	0.14	1.6	0.23	23
2034	80	90	120.00	0.11	1.3	0.15	1.6	0.23	24
2035	82	90	120.00	0.11	1.3	0.15	1.6	0.24	25

Fuente: Autores del proyecto.

**Figura 2.** Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento San Paulo



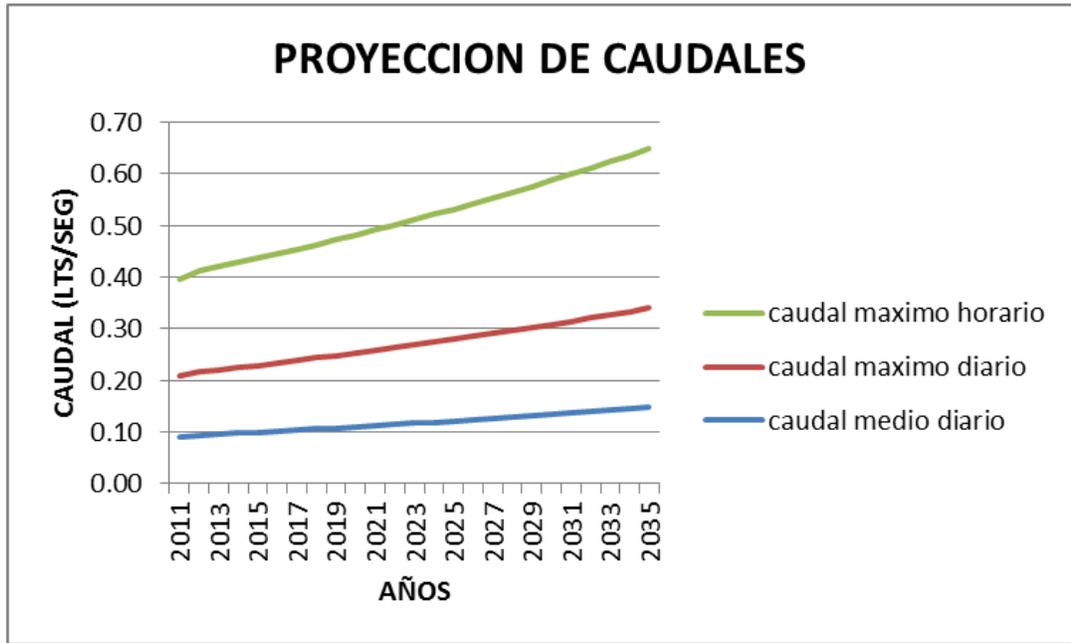
Fuente: Autores del proyecto.

**Cuadro 13.** Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento El Salto

Año	Población	Dot. Neta lts/hab.dia	Dot. Bruta lts/hab.dia	qmd (lps)	K1	QMD (lps)	K2	QMH (lps)	AÑOS
2011	65	90	120.00	0.09	1.3	0.12	1.6	0.19	1
2012	68	90	120.00	0.09	1.3	0.12	1.6	0.20	2
2013	69	90	120.00	0.10	1.3	0.12	1.6	0.20	3
2014	70	90	120.00	0.10	1.3	0.13	1.6	0.20	4
2015	72	90	120.00	0.10	1.3	0.13	1.6	0.21	5
2016	73	90	120.00	0.10	1.3	0.13	1.6	0.21	6
2017	75	90	120.00	0.10	1.3	0.13	1.6	0.22	7
2018	76	90	120.00	0.11	1.3	0.14	1.6	0.22	8
2019	78	90	120.00	0.11	1.3	0.14	1.6	0.22	9
2020	79	90	120.00	0.11	1.3	0.14	1.6	0.23	10
2021	81	90	120.00	0.11	1.3	0.15	1.6	0.23	11
2022	82	90	120.00	0.11	1.3	0.15	1.6	0.24	12
2023	84	90	120.00	0.12	1.3	0.15	1.6	0.24	13
2024	86	90	120.00	0.12	1.3	0.15	1.6	0.25	14
2025	87	90	120.00	0.12	1.3	0.16	1.6	0.25	15
2026	89	90	120.00	0.12	1.3	0.16	1.6	0.26	16
2027	91	90	120.00	0.13	1.3	0.16	1.6	0.26	17
2028	93	90	120.00	0.13	1.3	0.17	1.6	0.27	18
2029	95	90	120.00	0.13	1.3	0.17	1.6	0.27	19
2030	97	90	120.00	0.13	1.3	0.17	1.6	0.28	20
2031	99	90	120.00	0.14	1.3	0.18	1.6	0.28	21
2032	100	90	120.00	0.14	1.3	0.18	1.6	0.29	22
2033	102	90	120.00	0.14	1.3	0.19	1.6	0.30	23
2034	105	90	120.00	0.15	1.3	0.19	1.6	0.30	24
2035	107	90	120.00	0.15	1.3	0.19	1.6	0.31	25

Fuente: Autores del proyecto.

**Figura 3.** Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento El Salto



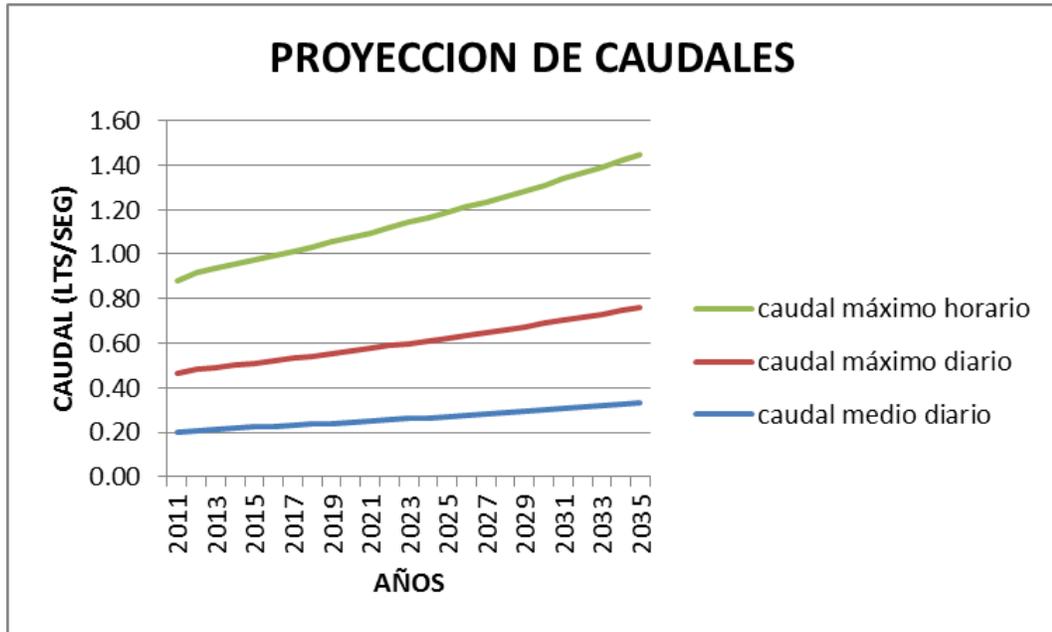
Fuente: Autores del proyecto.

**Cuadro 14.** Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento Astillero

Año	Población	Dot. Neta lts/hab.dia	Dot. Bruta lts/hab.dia	qmd (lps)	K1	QMD (lps)	K2	QMH (lps)	AÑOS
2011	145	90	120.00	0.20	1.3	0.26	1.6	0.42	1
2012	151	90	120.00	0.21	1.3	0.27	1.6	0.44	2
2013	154	90	120.00	0.21	1.3	0.28	1.6	0.44	3
2014	157	90	120.00	0.22	1.3	0.28	1.6	0.45	4
2015	160	90	120.00	0.22	1.3	0.29	1.6	0.46	5
2016	163	90	120.00	0.23	1.3	0.29	1.6	0.47	6
2017	167	90	120.00	0.23	1.3	0.30	1.6	0.48	7
2018	170	90	120.00	0.24	1.3	0.31	1.6	0.49	8
2019	173	90	120.00	0.24	1.3	0.31	1.6	0.50	9
2020	177	90	120.00	0.25	1.3	0.32	1.6	0.51	10
2021	180	90	120.00	0.25	1.3	0.33	1.6	0.52	11
2022	184	90	120.00	0.26	1.3	0.33	1.6	0.53	12
2023	188	90	120.00	0.26	1.3	0.34	1.6	0.54	13
2024	191	90	120.00	0.27	1.3	0.35	1.6	0.55	14
2025	195	90	120.00	0.27	1.3	0.35	1.6	0.56	15
2026	199	90	120.00	0.28	1.3	0.36	1.6	0.58	16
2027	203	90	120.00	0.28	1.3	0.37	1.6	0.59	17
2028	207	90	120.00	0.29	1.3	0.37	1.6	0.60	18
2029	211	90	120.00	0.29	1.3	0.38	1.6	0.61	19
2030	215	90	120.00	0.30	1.3	0.39	1.6	0.62	20
2031	220	90	120.00	0.31	1.3	0.40	1.6	0.63	21
2032	224	90	120.00	0.31	1.3	0.40	1.6	0.65	22
2033	229	90	120.00	0.32	1.3	0.41	1.6	0.66	23
2034	233	90	120.00	0.32	1.3	0.42	1.6	0.67	24
2035	238	90	120.00	0.33	1.3	0.43	1.6	0.69	25

Fuente: Autores del proyecto.

**Figura 4.** Proyecciones de población y demanda de consumos Corregimiento Astillero



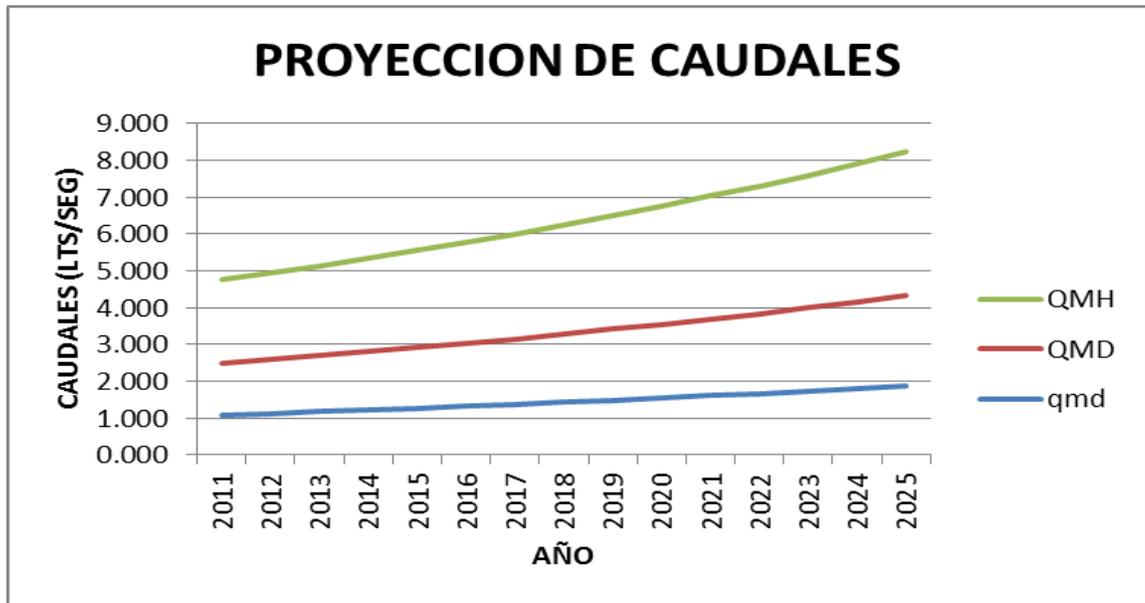
Fuente: Autores del proyecto.

**Cuadro 15.** Proyecciones de población y demanda de consumos totales Corregimiento El Salobre

Año	Población	Dot. Neta (Lts/hab.dia)	Dot. Bruta (Lts/hab.dia)	qmd (Lts/seg)	K1	QMD (lts/seg)	K2	QMH (lts/seg)
2011	780	90	120	1.083	1.3	1.408	1.6	2.253
2012	811	90	120	1.127	1.3	1.465	1.6	2.343
2013	844	90	120	1.172	1.3	1.523	1.6	2.437
2014	877	90	120	1.219	1.3	1.584	1.6	2.535
2015	912	90	120	1.267	1.3	1.648	1.6	2.636
2016	949	90	120	1.318	1.3	1.713	1.6	2.742
2017	987	90	120	1.371	1.3	1.782	1.6	2.851
2018	1026	90	120	1.426	1.3	1.853	1.6	2.965
2019	1067	90	120	1.483	1.3	1.927	1.6	3.084
2020	1110	90	120	1.542	1.3	2.004	1.6	3.207
2021	1155	90	120	1.604	1.3	2.085	1.6	3.335
2022	1201	90	120	1.668	1.3	2.168	1.6	3.469
2023	1249	90	120	1.734	1.3	2.255	1.6	3.608
2024	1299	90	120	1.804	1.3	2.345	1.6	3.752
2025	1351	90	120	1.876	1.3	2.439	1.6	3.902

Fuente: Autores del proyecto.

**Figura 5.** Proyecciones de población y demanda de consumos totales Corregimiento El Salobre



Fuente: Autores del proyecto.

#### **4.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO PROPUESTO**

**Fuente de abastecimiento.** Para la evaluación de la infraestructura se plantean las siguientes actividades u obras, para el diseño del sistema de acueducto de la vereda El Salobre. La elección de la fuente de abastecimiento de agua, ya sea superficial, subterránea o de aguas lluvias, debe cumplir los requisitos mínimos de cantidad, calidad y localización. En todo caso se debe garantizar un caudal mínimo de aguas debajo de la captación superficial, que permita desarrollar otros proyectos.

**Foto 1.** Fuente de abastecimiento.



Fuente: Autores del proyecto.

Para determinar el caudal de la corriente superficial, se llevaron a cabo mediciones directas en campo. Para ello se aplicó el método de velocidad superficial, debido a que el canal presenta secciones y tramos más o menos constantes y rectos, de forma que se puede asumir un flujo uniforme.

Con ayuda de flotadores (bola de icopor) y establecida una distancia, se determinaron unos tiempos para calcular la velocidad superficial. Conocida la sección hidráulica del canal, se calcula el caudal a partir de la ecuación de continuidad. Los valores obtenidos a partir de este método son los siguientes:

$$Q_{real} = V \times A \text{ (lt/seg)}$$

$$V = \frac{X}{T} \text{ (m/seg)}$$

- Q<sub>real</sub> = Caudal real de fuente.
- V = Velocidad en la quebrada.
- A = Área transversal.
- X = Tramo de ensayo (distancia).
- T = Tiempo de recorrido (bola de icopor).

### Caudal de la quebrada en verano.

Calculo de la velocidad:

$$X = 4.0 \text{ m.}$$

$$T1 = 13.45 \text{ seg; } T2 = 13.75 \text{ seg; } T3 = 13.35 \text{ seg; } T4 = 13.77 \text{ seg.}$$

$$V = 4.0/13.58$$

$$V = 0.294 \text{ m/seg.}$$

Calculo del caudal:

$$Q_{real} = 0.294 \times 0.0185$$

$$Q_{real} = 5.439 \text{ lt/seg.}$$

**Foto 2.** Aforo de la microcuenca (metro, bola de icopor, cronometro).



Fuente: Autores del proyecto.

**Caudal de la quebrada en invierno.** Calculo de la velocidad:

X = 4.0 m.

T1 = 11.37 seg; T2 = 11.89 seg; T3 = 10.45 seg; T4 = 12.01 seg

V = 4.0/11.43

V = 0.35 m/seg.

Calculo del caudal:

Qreal = 0.35 \* 0.021

Qreal = 7.35 lt/seg

**Foto 3.** Caudal en verano.



Fuente: Autores del proyecto.

**Sistema de tratamiento de agua potable.** Para poder hablar sobre la planta de tratamiento es preciso conocer de antemano, si el sistema de potabilización empleado es el correcto para el tipo de fuente de abastecimiento que se tiene o si por el contrario el uso de la misma carece de toda capacidad para tratar el afluente.

La manera de conocer el tipo de sistema de tratamiento a utilizar se encuentra en el Reglamento de Agua potable y Saneamiento básico (R.A.S.), por medio de un sistema de clasificación de los niveles de calidad en la fuente y de unos parámetros mínimos de análisis físico-químicos y microbiológicos nos permite conocer los diferentes procesos de tratamiento a emplear.

**Calidad del agua de la fuente (R.A.S.).** La calidad de la fuente debe caracterizarse de la manera más completa posible para poder identificar el tipo de tratamiento que necesita y los parámetros principales de interés en periodo seco y de lluvia. Además, la fuente debe cumplir con lo exigido en el Decreto 1594 del 26 de junio de 1984, en sus artículos 37 y 38, o en su ausencia el que lo reemplace. Los análisis de laboratorio y los muestreos deben realizarse de acuerdo con la normatividad vigente (Normas NTC-ISO 5667). En el cuadro

Nº 14 se presenta la clasificación de los niveles de calidad de las fuentes de abastecimiento en función de unos parámetros mínimos de análisis físico-químicos y microbiológicos, y el grado de tratamiento asociado.

**Cuadro 16.** Calidad de la fuente de abastecimiento

<b>Parámetros</b>	<b>1.Fuente aceptable</b>	<b>2.Fuente regular</b>	<b>3.Fuente deficiente</b>	<b>4.Fuente muy deficiente</b>
<b>DBO 5 días</b>				
Promedio mensual mg/L	≤ 1,5	1,5 – 2,5	2,5 – 4	> 4
Máximo diario mg/L	1 -3	3 – 4	4 – 6	> 6
<b>Coliformes totales(NMP/100ml)</b>				
Promedio mensual	0 – 50	50 – 500	500 – 5000	> 5000
<b>Oxígeno disuelto (mg/L)</b>	>=4	>=4	>=4	>=4
<b>PH PROMEDIO</b>	6 – 8,5	5 – 9	3,8 – 10,5	
<b>TURBIEDAD (UNT)</b>	< 2	2 – 40	40 – 150	≥ 150
<b>COLOR VERDADERO (UPC)</b>	< 10	10 – 20	20 – 40	>=40
<b>Gusto y olor</b>	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
<b>Cloruros (mg/L-Cl)</b>	< 50	50 – 150	150 – 200	300
<b>Fluoruros (mg/L-F)</b>	< 1,2	< 1,2	< 1,2	> 1,7
<b>Procesos de tratamiento utilizados</b>	(1)=desinfección + estabilización	(2)=filtración lenta o filtración directa + (1)	(3)=pretratamiento + [coagulación +sedimentación +filtración rápida] o [fime] + (1)	(4)=(3)+tratamientos específicos

Fuente: Reglamento de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.

Los análisis con los que se cuenta para realizar la caracterización de la fuente de abastecimiento son:

Análisis en época de invierno Agosto 2012 (Realizado por autores del proyecto.) Se tendrán en cuenta las siguientes recomendaciones:

Para el balance de la calidad del agua de la fuente estipulado por el R.A.S se tendrá en cuenta los análisis realizados por autores del proyecto.

Los resultados encontrados en la época de invierno presentada en el mes de Agosto.

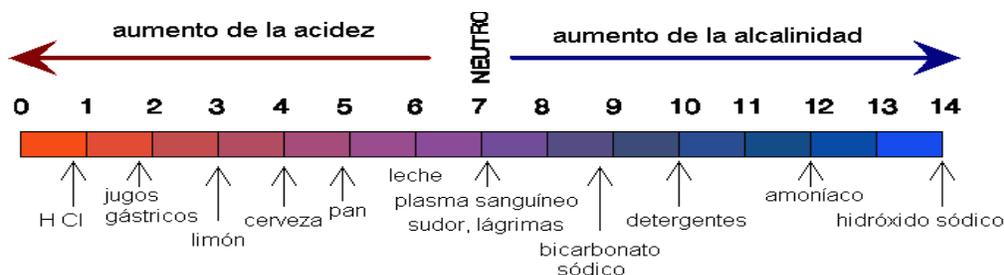
**Cuadro 17. Resultado de las pruebas realizadas a la fuente Quebrada El Salobre (Vereda El Salobre).**

Parámetro	Unidad	Resultado
Potencial de hidrogeno	PH	8,23
turbiedad	UNT	1,92
Color aparente	UPC	46
Dureza total	Mg/L	70
Alcalinidad	Mg/L	85
Nitritos	Mg/L	0,02
Nitratos	Mg/L	10,6
Hierro	Mg/L	0,10
Conductividad	$\mu$ S/cm	185
Sulfatos	Mg/L	10,0
Oxígeno disuelto	Mg/L	9,6
Coliformes totales	UFC/100ml	>2000
Coliformes fecales	UFC/100ml	>2000
Aerobios mesófilos	UFC/100ml	> 2000

Fuente: Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña.

**Potencial de hidrogeno.** El pH es uno de los indicadores de calidad de agua más importante. Es necesario que el pH del agua este controlado cuando entra al sistema de distribución para minimizar la corrosión en la tubería. Si la corrosión no está minimizada la contaminación de agua potable puede ocurrir y el sabor del agua puede alterarse. Es importante que el pH sea seguido en cada nivel de tratamiento del agua para asegurar que es el adecuado. Los análisis hechos a la fuente de abastecimiento muestra que este se encuentra en niveles óptimos 8,23 pH, al comparar estos resultados con los valores de la figura No 7 indica que este parámetro está dentro del nivel de fuente aceptable estipulado por el R.A.S. 2000.

**Figura 6. Niveles de acidez y alcalinidad**



Fuente: Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico (R.A.S.)

**Turbiedad.** La turbiedad es el parámetro más utilizado para determinar la calidad del agua cruda y tratada. Es el factor que indica si se requiere pretratamiento o únicamente filtración

lenta convencional. En general existe una relación entre la turbiedad y la concentración de sólidos suspendidos, de allí la importancia de conocerla, debido a que a mayor concentración de partículas se tiene mayor turbiedad, aunque esa relación no es igual en todas las aguas crudas y tratadas.

La materia en suspensión puede ser arcilla, sílice, materia orgánica, plancton y diferentes microorganismos, además de la precipitación de calcio, hierro y manganeso que pueden obstruir al lecho de arena en el filtro. La turbiedad es considerada en la calidad del agua, por ser un parámetro indicativo del grado de contaminación y por dificultar la desinfección final, por eso el R.A.S indica un valor máximo. En la tabla C.2.2 se cita un valor máximo el R.A.S. dice textualmente “La FIME debe emplearse como multibarrera para controlar los cambios bruscos de la calidad de agua de las fuentes. Se debe emplear para aguas que presenten una turbiedad inferior a  $\leq 2$  UNT”.

Comparando lo exigido por el R.A.S. con los valores que presentan los análisis de la fuente 1,92 UNT en época de invierno la turbidez del agua no presenta ningún inconveniente en la utilización de esta tecnología, ahora si estos mismos valores los comparamos con los de la tabla C.2.2 para caracterizar la fuente vemos que esta se encuentra dentro del parámetro “fuente aceptable”, lo que indica que es un correcto funcionamiento para el diseño del sistema.

**Color.** Se produce debido a compuestos orgánicos en estado coloidal muy finos y a inorgánicos en solución. El color ocasiona una apariencia desagradable, siendo causante en un medio adecuado para el crecimiento de algas (teoría de la purificación del agua). El R.A.S estipula un valor límite para el color, en la tabla C.2.2 se cita un valor máximo de  $\leq 15$  (UPC)”. Lo que se encontró en los análisis realizados es preocupante, el color presenta en época de invierno es de 46 UPC, parámetro que sobrepasa lo estipulado por el R.A.S. para el uso en el diseño del sistema, haciendo referencia este valor a la presencia de sustancias orgánicas disueltas o coloidales, de origen vegetal y, a sustancias minerales (sales de hierro, manganeso) en altas cantidades.

**Hierro total.** La presencia de hierro es un problema de calidad del agua muy común, El hierro también incrementa la proliferación de bacterias ferruginosas, que obtienen su energía de la oxidación del hierro ferroso a férrico y que, en su actividad, depositan una capa viscosa en las tuberías y pueden aparecer como turbidez y coloración en el agua. La muestra tomada a la fuente presenta niveles bajos de este parámetro, en época de invierno su valor es de 0,10 mg/L lo que viene a ser un dato para tener en cuenta en el diseño para ver en qué porcentaje reducen estos valores o si hay que buscar un método alternativo para su reducción antes de ingresar al sistema de tratamiento.

**Dureza total.** La dureza del agua, derivada de la presencia de calcio y magnesio, provoca otros inconvenientes como el peligro de obstrucción de tuberías debido a la cal y la necesidad de utilizar más agua y jabón en la ducha diaria lo que genera desperdicio en el líquido y genera consecuencias económicas aunque no muy representativas estadísticamente hablando, si lo son para poblaciones rurales de bajos recursos económicos

como la que es objeto del presente estudio. Los valores encontrados en los análisis es de 70 (mg/L) en invierno, hacen prever que esta se encuentra dentro de los valores aceptables en la tabla C.2.2 del RAS 2000 el valor máximo es de 300 (mg/L).

**Alcalinidad.** Es la capacidad del agua de neutralizar. Evitar que los niveles de pH del agua lleguen a ser demasiado básico o ácido. En los resultados arrojados por los análisis esta se encuentra en un nivel estable, en época de invierno de 85 (mg/L), hacen prever que esta se encuentra dentro de los valores aceptables en la tabla C.2.2 del RAS 2000 el valor máximo es de 200 (mg/L)..

**Nitritos.** Nitritos representan la forma intermedia, detestable y tóxica del nitrógeno. La fuente que contenga nitritos puede considerarse sospechosa de una contaminación reciente de materia fecal de animales por lo que se le considera un parámetro eficiente para la medición de la contaminación del agua.

La fuente presenta niveles óptimos de nitritos ubicados en 0,02 mg/l lo que indica que este parámetro no representa problema para el proceso en el sistema.

**Nitratos.** La existencia de éstos en aguas superficiales sin aporte de aguas industriales, se debe a la descomposición de materia orgánica tanto vegetal como animal y al aporte del agua lluvia, si se encuentran en cantidad excesiva inducen el crecimiento desmesurado de algas y otros organismos provocando la eutrofización de las aguas. El valor obtenido en los análisis dan como resultado una presencia segura de nitratos con un resultado de 10,6 (mg/L) y si a esto le sumamos la exposición directa de los filtros a los rayos del sol entonces tenemos la fórmula perfecta para que pueda haber un crecimiento desproporcionado de algas (como se verá más adelante), lo que conllevaría a la obstrucción de los vacíos intergranulares y la interferencia en la duración de sus carreras (velocidad de filtrado) perjudicando el proceso de filtración.

**Conductividad.** Esta mide el contenido total de sales en el agua, la conductividad de una sustancia se define como la habilidad o poder de conducir o transmitir calor, electricidad o sonido, el resultado obtenido 185  $\mu\text{s}/\text{cm}$  en época de invierno no prevé ningún riesgo en este parámetro.

**Aerobios mesófilos.** Indica la presencia de microorganismos que se desarrollan en temperaturas entre los 10°C y 45°C aproximadamente y en donde halla oxígeno aire común y corriente es decir pueden reproducirse dentro del organismo humano, entre los que se encuentran el grupo Ecoli.

El valor obtenido de los análisis  $> 2000$  UFC indica una presencia peligrosa de estos microorganismos que podrían pasar la barrera de diseño causando enfermedades que serían potencialmente peligrosas para la salud de los habitantes de la región, debido a esto hay que hacerle un seguimiento a este parámetro en todos los procesos del sistema.

**Coliformes totales.** Tradicionalmente se los ha considerado como indicadores de contaminación fecal en el control de calidad del agua destinada al consumo humano en

razón de que, en los medios acuáticos, los Coliformes son más resistentes que las bacterias patógenas intestinales y porque su origen es principalmente fecal. Por tanto, su ausencia indica que el agua es bacteriológicamente segura. Los resultados obtenidos en los análisis son preocupantes >2000 UFC, Estos valores nos muestran las altas cargas contaminantes de tipo microbiológico, que indica la presencia de materia fecal en el líquido y que hacen exigente el sistema de tratamiento, para lograr removerlas y reducirlas a los valores admisibles.

**Coliformes fecales.** Los coliformes fecales se denominan termo tolerantes por su capacidad de soportar temperaturas más elevadas. Esta es la característica que diferencia a coliformes totales y fecales. La capacidad de los coliformes fecales de reproducirse fuera del intestino de los animales homeotérmicos es favorecida por la existencia de condiciones adecuadas de materia orgánica, pH, humedad etc. En los análisis que se obtuvieron de la fuente, esta muestra valores altamente riesgosos de contenido de coliformes > 2000 UFC por lo tanto debe hacerse un seguimiento especial en todos los procesos.

Después de analizar las pruebas y compararlas con lo estipulado por el R.A.S. 2000 tabla C.2.2 se puede apreciar que la fuente de abastecimiento cumple con la mayoría de los valores admisibles para determinarla una fuente segura.

La evaluación anterior indica que el sistema sugerido por el R.A.S. corresponde al número (2) que equivale a FIME + desinfección + filtración rápida. Tabla C.2.2, dicho proceso es empleado para una fuente regular, se concluye entonces que el sistema a diseñar para la población de El El Salobre será (Desarenador + Filtración rápida + desinfección). Plano planta general sistema del acueducto de agua potable Anexo No 4. Debería ser capaz de producir agua en condiciones óptimas para el consumo humano no obstante los parámetros establecidos para el buen funcionamiento de la FIME son claros.

**Consumo de agua.** El complemento necesario para establecer el caudal de diseño de un acueducto es la determinación del consumo total de agua o dotación bruta. El consumo es el volumen de agua utilizado por cada persona en un día y se expresa por lo general en litros por habitante y por día (L/hab\*d). El consumo total en una Vereda se puede dividir en el consumo neto y las pérdidas de agua en el sistema de acueducto. La determinación individual de cada uno de ellos se debe realizar con pleno conocimiento de las características de la población.

### **Factores determinantes del consumo**

**Temperatura.** Debido a las condiciones propias de la actividad del ser humano, mientras mayor sea la temperatura, mayor será el consumo de agua. Por ejemplo se beberá más agua, será más frecuente el aseo personal, se emplearan sistemas de aire acondicionado y el riego de jardines será más intensivo.

**Calidad del agua.** Por razones lógicas, el consumo de agua será mayor en la medida en que las personas tengan la seguridad de una buena calidad de agua.

**Características sociales.** El consumo de agua depende también en buena parte del nivel de educación y el nivel de ingresos de la población. Por esta razón en ciudades grandes, tales como capitales de departamento, el consumo de agua es mayor que en municipios o veredas.

**Proyección de la población.** La determinación del número de habitantes para los cuales ha de diseñarse el acueducto es un parámetro básico en el cálculo del caudal de diseño para la comunidad. Con el fin de poder estimar la población futura es necesario estudiar las características sociales, culturales y económicas en el pasado y en presente y hacer predicciones sobre su futuro desarrollo.

**Obra de captación.** El caudal utilizado para el diseño hidráulico de la captación es el caudal máximo diario.

**4.5.1 Diseño bocatoma fondo.** Son estructuras empleadas para captaciones de pequeñas cantidades de agua en ríos, en las cuales la lámina de agua se reduce considerablemente. El objetivo de este tipo de estructuras es que se puedan proyectar de tal forma que se acomode al lecho del río, procurando que en épocas de caudal mínimo el agua pase por la rejilla. El agua captada mediante la rejilla localizada en el fondo del río, se conduce a una caja de donde la tubería sale al desarenador.

Este tipo de bocatomas constan de lo siguiente:

Una presa para canalizar el agua, colocada de manera normal a la corriente.

Muros laterales de contención para proteger la presa y encauzar el río.

Una rejilla colocada sobre la presa cubriendo la canaleta de aducción.

Una canal de aducción colocada dentro de la presa y debajo de la rejilla.

Una cámara de recolección de agua situada al final de la canaleta.

Un vertedero de excesos dentro de la cámara de recolección, para arrojar al río los excesos de agua que no transporten por la tubería de conducción.

**Parámetro de diseño**

Localización	= Vereda El Salobre (Municipio de Rio de Oro)
Nivel de complejidad del sistema	= Bajo
Periodo de diseño	= 25 años (QMD)
Capacidad de diseño	= Para nivel bajo de complejidad

$$Q_{\text{diseño}} = 2 * Q_{\text{MD}} \text{ (lt/seg)}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 2 * 0.64 \text{ (lt/seg)}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 1.28 \text{ (lt/seg)}$$

## Diseño de la presa

**Ancho de la Presa:** Depende del ancho total de la estructura de captación (Numeral B.4.4.5.4 – norma RAS 2000). Se asume un ancho:  $L_p$ : 0.6 m Por lo tanto, la lámina de agua en las condiciones de diseño es:

$$H = \left( \frac{Q_{\text{diseño}}}{1.84 \times L_p} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ (m)}$$
$$H = \left( \frac{0.00128}{1.84 \times 0.6} \right)^{\frac{2}{3}} \text{ (m)}$$
$$H = 0.01 \text{ (m)}$$

Dónde:

$Q_{\text{diseño}}$  = caudal de diseño ;  $L_p$  = ancho de la presa

La corrección de la longitud del vertimiento por las dos contracciones laterales del vertedero es:

$$L_p' = L_p \times (0.2 \times H) \text{ (m)}$$
$$L_p' = 0.60 - (0.2 \times 0.1) \text{ (m)}$$
$$L_p' = 0.60 \text{ (m)}$$

Donde corresponde al número de contracciones laterales y  $L_p'$  es la longitud corregida. La velocidad del agua al pasar sobre la rejilla debe cumplir con la relación:

$$0.3 \text{ m/s} < V_r < 0.6 \text{ m/s.}$$

Velocidad del río sobre la presa:

$$V = \frac{Q_{\text{diseño}}}{L_p' \times H} \text{ (m/seg)}$$
$$V = \frac{0.00128}{0.6 \times 0.01} \text{ (m/seg)}$$
$$V = 0.21 \text{ (m/seg)}$$

**Diseño de la rejilla.** La captación de aguas superficiales a través de rejillas se utiliza especialmente en los ríos de zonas montañosas, los cuales están sujetos a grandes variaciones de caudal entre los periodos de estiaje y los periodos de crecientes máximas, con el fin de limitar la entrada de material flotante hacia las estructuras de captación.

**Velocidad del flujo en la rejilla.** La velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe ser inferior a 0.15 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes (numeral B.4.4.5.5 – norma RAS 2000).

**Dimensiones de la rejilla.** El ancho de la rejilla debe depender del ancho total de la estructura de captación. Según literatura especializada, el ancho mínimo de la rejilla es de 0.30 m y la longitud mínima debe ser de 0.40 m. Las dimensiones son con el objeto de facilitar las labores de limpieza y mantenimiento de la estructura.

**Separación entre barrotes.** La separación entre barrotes, para el caso de estructuras de captación en ríos con gravas gruesas, debe ser entre 75 mm y 150 mm. Para ríos caracterizados por el transporte de gravas finas, la separación entre barrotes debe ser entre 20 mm y 40 mm (numeral B.4.4.5.3 – norma RAS 2000).

$$\Phi \text{ barras: } b = \frac{1}{2} = 0.0127 \text{ m} \quad N^\circ \text{ barras} = N$$

$$\text{Espacio entre barras(a)} = 0.02 \text{ m} \quad N^\circ \text{ espacios} = N + 1$$

El largo de la rejilla se calcula adoptando un ancho de rejilla de 0.30 m.

$$\begin{aligned} \text{Aneta} &= \left( \frac{a}{a+b} \right) \times B \times L (m^2) \\ \text{Aneta} &= \left( \frac{0.02}{0.02 + 0.0127} \right) \times 0.3 \times 0.4 = 0.07 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

El número de barras (N), se calcula a partir del área neta y ancho de la rejilla.

$$\begin{aligned} N &= \left( \frac{\text{An}}{a \times B} \right) \\ N &= \left( \frac{0.07}{0.02 \times 0.3} \right) = 12 \text{ barras} \end{aligned}$$

Condiciones finales de la rejilla.

$$\begin{aligned} \text{Aneta} &= a \times B \times N = 0.02 \times 0.3 \times 12 = 0.43 \text{ m} = 0.072 \text{ m} \\ \text{Lr} &= \frac{\text{Aneta} \times (a+b)}{a \times B} = \frac{0.072 \times (0.02 + 0.0127)}{0.02 \times 0.3} = 0.40 \text{ m} \\ v_b &= \left( \frac{Q}{0.9 \times \text{Aneta}} \right) = \left( \frac{0.00128}{0.9 \times 0.072} \right) = 0.01975 \frac{\text{m}}{\text{seg}} < 0.15 \frac{\text{m}}{\text{seg}} \text{ CUMPLE} \end{aligned}$$

Para rejillas utilizadas en la captación de aguas superficiales en cursos de agua de zonas montañosas, la rejilla debe estar inclinada entre 10% y 20% hacia la dirección aguas abajo. En el caso de otros tipos de estructuras de captación, las rejillas deben tener una inclinación de 70° a 80° con respecto a la horizontal (Norma RAS 2000, numeral B.4.4.5.2).

**Diseño del canal de aducción.** El 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 4%, (en este caso se utilizara una pendiente del 3%) con el fin de dar una velocidad mínima adecuada al flujo y que sea segura para realizar las labores de mantenimiento. La longitud de la rejilla, y por lo tanto del canal de aducción es menor que la longitud de la presa.

$$\begin{aligned}
 X_s &= 0.36 \times (V_r)^{2/3} + 0.60 \times (H)^{4/7} \\
 X_s &= 0.36 \times (0.21)^{2/3} + 0.60 \times (0.01)^{4/7} = 0.17 \text{ m} \\
 X_i &= 0.18 \times (V_r)^{4/7} + 0.74 \times (H)^{3/4} \\
 X_i &= 0.18 \times (0.21)^{4/7} + 0.74 \times (0.01)^{3/4} = 0.10 \text{ m} \\
 B &= X_s + 0.10 = 0.17 + 0.1 = 0.27 \text{ m}
 \end{aligned}$$

El ancho del canal asumido para este diseño es de 0.30 cm con el objeto de facilitar las labores de mantenimiento y limpiezas.

Dónde:

$X_s$  = Alcance del chorro de agua sobre el filo superior del canal (m).

$X_i$  = Alcance del chorro de agua sobre el filo inferior del canal (m).

$V_r$  = Velocidad del rio (m/seg).

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

$B$  = Ancho del canal de aducción (m).

**Niveles de agua en el canal de aducción.** Nivel Aguas Abajo: para que la entrega a la cámara de recolección se haga en descarga libre, se debe cumplir que la altura de la lámina de agua a la entrada sea igual a la profundidad crítica de la misma.

$$\begin{aligned}
 h_e = h_c &= \left( \frac{Q_{\text{diseño}}^2}{g \times B^2} \right)^{\frac{1}{3}} = m \\
 h_e = h_c &= \left( \frac{0.00128^2}{9.81 \times 0.3^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.01 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dónde:

$Q_{\text{diseño}}$  = caudal de diseño (m).

$G$  = Aceleración de la gravedad (m/seg<sup>2</sup>).

$B$  = Ancho del canal en aducción (m).

La velocidad del agua al final del canal será:  $0.3 \text{ m/seg} \leq V_e \leq 6 \text{ m/seg}$

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{Q_{\text{diseño}}}{B \times h_e} = \text{m/seg} \\
 V_e &= \frac{0.00128}{0.3 \times 0.01} = 0.31 \frac{\text{m}}{\text{seg}} \Rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$



De los cálculos hidráulicos se establecen las condiciones mínimas de la cámara de recolección. Sin embargo, es importante determinar que éstas cumplan con estándares de dimensionamiento que faciliten las labores de mantenimiento de la misma. Por lo tanto, la cámara adquiere las siguientes dimensiones:

$$\text{Ancho} = 0.70 \text{ m}, \quad \text{largo} = 1.0 \text{ m}, \quad \text{BL} = 0.20 \text{ m}, \quad \text{altura} = 1.20 \text{ m}$$

**Caudal de excesos.** Conociendo el caudal promedio del río, se calcula la lámina de agua en estas condiciones.

$$Q_{\text{prom}} = Q_{\text{prom Rio}} - Q_D = 5.40 \text{ lt/seg} - 0.128 \text{ lt/seg} = 5.27 \text{ lt/seg.}$$

$$H = \left( \frac{Q_{\text{prom}}}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}} = m$$

$$H = \left( \frac{0.00527}{1.84 \times 0.6} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.028m$$

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

$$Q_{\text{captado}} = C_d \cdot A_{\text{neta}} \cdot (2 \cdot g \cdot H)^{1/2}$$

Dónde:

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

$$C_d = \text{coeficiente de descarga} = 0.3.$$

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

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

$$Q_{\text{captado}} = 0.3 \times 0.072 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.028} = 0.016 \text{ m}^3\text{/seg}$$

$$Q_{\text{excesos}} = (Q_{\text{captado}} - Q_d) = 0.016 - 0.00128 = 0.015 \text{ m}^3\text{/seg}$$

La altura de la lámina del agua de excesos, se calcula a partir del caudal de excesos obtenido y teniendo en cuenta las dimensiones de la cámara.

$$H_{\text{excesos}} = \left( \frac{Q_{\text{excesos}}}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}} = m$$

$$H_{\text{excesos}} = \left( \frac{0.015}{1.84 \times 1.0} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.03 \text{ m}$$

$$V_{\text{excesos}} = \frac{Q_{\text{excesos}}}{H_{\text{excesos}} \cdot B_{\text{camara}}} = \frac{0.015}{0.03 \times 1.0} = 0.33 \text{ m/seg}$$

Nuevamente se aplican las ecuaciones de alcance de chorro para calcular la posición del muro de la cámara de salida, utilizando los valores de exceso.

$$X_s = 0.36 \times (0.33)^{2/3} + 0.60 \times (0.03)^{4/7} = 0.13 \text{ m}$$

Se adiciona un espacio de borde libre de 33 cm, para que no golpee el muro y evitar el deterioro de la estructura.

$$\text{Ancho} = X_s + \text{Bl} = 0.13 \text{ m} + 0.27 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

El vertedero de excesos estará colocado a 0.40 m de la pared de la cámara de recolección.

### Diseño tubería de excesos

$$\text{Cota entrada} = 1202.81 \text{ m} \quad \text{Cota salida en el rio} = 1202.51 \text{ m} \quad \text{Longitud} = 2 \text{ m}$$

$$S = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{L} = \frac{1202.81 \text{ m} - 1202.51 \text{ m}}{2 \text{ m}} = 0.25 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 25 \%$$

Aplicando la ecuación de Hazen – Williams:

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2.63} \times J^{0.54} = \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} \quad C = 150 \text{ PVC}$$

$$D = \left( \frac{Q_{\text{excesos}}}{0.2785 \times C \times J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} = \left( \frac{0.015}{0.2785 \times 150 \times 0.25^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} = 2 \frac{1}{2} \text{ pulg}$$

Se propone instalar tubería:  $\phi = 2 \frac{1}{2}$ " PVC RDE 32.5, con el fin de que la tubería no trabaje a presión.

**4.5.2 Diseño de la línea de aducción (Bocatoma – Desarenador).** En general, las aducciones se realizan a flujo libre o a presión, con el objeto de evitar cualquier posibilidad de contaminación externa del agua, es preferible no hacer el transporte de agua en canales abiertos. El periodo de diseño de la aducción es de 25 años.

El caudal de diseño para la línea de aducción es el correspondiente al caudal máximo diario.

La aducción se diseña asumiendo que el conducto trabajará a flujo libre, aunque existe la posibilidad de que la tubería se llene completamente haciendo que ésta funcione a presión.

Por esta razón, se debe garantizar que la tubería solo se llenará el 70%. La fórmula de cálculo tradicional de este tipo de conductos es la de Manning.

**Foto 4.** Línea de aducción (bocatoma-desarenador)



Fuente: Autor del proyecto.

**Parámetros de diseño.**

- Caudal de diseño = 0.00064 m<sup>3</sup>/seg
- Longitud = 74 m
- Cota salida bocatoma = 1200.60 m
- Cota llegada desarenador = 1196.70 m
- Coefficiente de Manning = 0.009

**Cálculo de diámetro de la tubería.**

Formula de Manning : 
$$Q = \frac{A \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} = \frac{m^3}{seg}$$

Dónde:

- Q = Caudal (m<sup>3</sup>/seg).
- A = Área de la sección de flujo (m<sup>2</sup>).
- R = Radio hidráulico (D/4).
- S = Pendiente de la tubería.
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning.
- D = Diámetro de la tubería (m).

$$S = \frac{Cota\ inicial - Cota\ final}{L} = \frac{1200.60\ m - 1196.70\ m}{50\ m} = 0.078\ \frac{m}{m} = 7.80\ \%$$
$$D = 1.548 \left( \frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 1.548 \left( \frac{0.009 * 0.00064}{0.078^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 1.07\ \text{pulg}$$

Se aproxima al diámetro comercial de 2” (0.0508 m) y se determinan las condiciones para caudal a tubo lleno.

$$Q_o = 0.312 \left( \frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) = 0.312 \left( \frac{0.0381^{\frac{8}{3}} * 0.078^{\frac{1}{2}}}{0.009} \right) = 0.00159 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Teniendo en cuenta que el agua que fluye a través de la tubería de aducción puede contener materiales sólidos en suspensión, se recomienda una velocidad mínima de 0.50 m/s, de forma que se garantice el arrastre de material sedimentado (numeral B.6.4.8.3, norma RAS 2000). La velocidad máxima depende de la resistencia a la presión por efectos de golpe de ariete, pero en general se recomienda que no supere los 6 m/s (numeral B.6.4.8.4, norma RAS 2000).

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{0.00159 \times 4}{\pi \times (0.0381)^2} = 1.07 \frac{\text{m}}{\text{seg}} \Rightarrow \text{OK}$$

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.00064 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.00159 \text{ m}^3/\text{seg}} = 0.40$$

El valor de la relación obtenida, permite garantizar que la tubería se llenará hasta un 50% de su diámetro. De la tabla de relaciones hidráulicas para conductos circulares, se obtienen las relaciones:

Dónde:

$V_o$  = Velocidad a tubo lleno.

$d$  = Lámina de agua.

$R$  = Radio hidráulico al canal de diseño.

$R_o$  = Radio hidráulico a tubo lleno.

$$\frac{V}{V_o} = 0.624 \Rightarrow \frac{d}{D} = 0.315 \Rightarrow \frac{R}{R_o} = 0.716$$

$$V = (0.624 \times 1.39) = 0.867 \text{ m/seg OK ; } d = (0.315 \times 0.0508) = 0.016 \text{ m}$$

$$R = (0.716 \times 0.0127) = 0.009 \text{ m}$$

$$\tau = (\kappa \times R \times S) = (9810 \times 0.009 \times 0.0527) = 4.57 \text{ N/m}^2$$

Este esfuerzo cortante me permite el arrastre de la mayor parte de materiales.

Se adopta un diámetro de 2 pulgadas, con el fin de evitar ruptura en la conducción por sobrepresión.

El caudal de excesos máximo previsto será de:

$$Q_{\text{excesos}} = (Q_{\text{captado}} - Q_d) = 0.0028 - 0.00064 = 0.00216 \text{ m}^3/\text{seg}$$

**4.5.3 Diseño del desarenador.** Un desarenador es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de gravedad. 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 desarenador está construido en concreto reforzado, sobre la margen derecha aguas abajo del cauce de la quebrada, es de tipo convencional. El desarenador consta de cámara de llegada y aquietamiento, pantalla deflectora, cuerpo del desarenador pantalla de sólidos flotantes, vertedero de salida, vertedero de rebose, caja de excesos, compuerta lateral para lavado.

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.

### Condiciones de la tubería de entrada.

Qd = 0.00064 m <sup>3</sup> /seg	Qo = 0.00159 m <sup>3</sup> /seg.
V = 0.867 m/seg	Vo = 1.38 m/seg
D = 1 1/2" (0.0381 m)	d = 0.016 m.

### Condiciones de diseño del desarenador.

Periodo de diseño	= 25 años.
Numero de módulos	= 1.
Remoción de partículas de diámetro (d)	= 0.05 mm.
Porcentaje de remoción	= 75 %.
Temperatura	= 16 °C.
Viscosidad cinemática	= 0.01112 cm <sup>2</sup> /seg.
Relación longitud: ancho	= 4:1
Cota lamina tubería entrada al desarenador	= 1202.01 m
Cota batea de la tubería de entrada	= 1202.00 m.
Cota de corona de muros	= 1202.31 m.

### Calculo de los parámetros de sedimentación.

Velocidad de sedimentación. Según fórmula de Stokes:

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

V <sub>s</sub>	= Velocidad de sedimentación de las partículas en cm/seg.
g	= Aceleración de la gravedad (981 cm/seg <sup>2</sup> ).
ρ <sub>s</sub>	= Peso específico de la partícula a remover, arena (2.65 gr/cm <sup>3</sup> ).
ρ	= Peso específico del agua (1 gr/cm <sup>3</sup> ).
μ	= Viscosidad del agua a la temperatura en que se encuentra.
μ <sub>16°C</sub>	= 0.01112 cm <sup>2</sup> /seg.
d	= Diámetro de la partícula a remover (0.005 cm).

$$V_s = \left(\frac{981}{18}\right) \left(\frac{2.65 - 1.0}{0.01112}\right) \times (0.005)^2 = 0.202 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} = 2.02 \text{ mm/seg}$$

**Número de Reynolds.** Es un número adimensional que sirve para caracterizar si un flujo es laminar o turbulento.

$$Re = \frac{V_s \times d}{\mu}$$

$$Re = \frac{0.202 \times 0.005}{0.01112} = 0.09 \leq 1 \Rightarrow \text{FLUJO LAMINAR}$$

**Período de retención.** Tiempo que tarda la partícula en llegar al fondo.

$$T = \frac{H}{V_s}$$

T = Tiempo que demora la partícula en tocar fondo (seg).

H = Profundidad útil del desarenador = 100 cm.

V<sub>s</sub> = Velocidad de sedimentación = 0.202 cm/seg.

$$T = \frac{100 \text{ cm}}{0.202 \text{ cm/seg}} = 494.63 \text{ seg}$$

Según el libro sobre abastecimiento de Aguas Flinn – Weston y Bogert, la relación entre el período de retención ( $\theta$ ) y el tiempo que demora la partícula en tocar fondo ( $t$ ), en condiciones de depósitos con deflectores deficientes y esperando una remoción del 75% de las partículas es:

$$\frac{\theta}{T} = 3$$

$$\theta = (3 \times T) = 3 \times 494.63 \text{ seg} = 1484 \text{ seg}$$

$$\theta = 1484 \text{ seg} = 24.73 \text{ min} \geq 20 \text{ min} \quad (\text{literal B. 4.6.4 RAS})$$

**Chequeo de otras condiciones.** Volumen del tanque

$$V = (\theta \times Q_{\text{diseño}})$$

$$V = (1484 \text{ seg} \times 0.00047 \text{ m}^3/\text{seg}) = 0.70 \text{ m}^3$$

Área superficial del tanque

$$A_s = \frac{V}{H}$$

$$A_s = \frac{0.70 \text{ m}^3}{1.0 \text{ m}} = 0.70 \text{ m}^2$$

Dimensiones del tanque (L: B = 4:1)

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} = \sqrt{\frac{0.70}{4}} = 0.410 \text{ m} \Rightarrow \text{se aume un ancho de 60 cm facilidad de limpieza}$$

$$L = 4 * B = 4 * 0.60 \text{ m} = 2.40 \text{ m.}$$

Volumen del tanque modificado por facilidad de limpieza y mantenimiento.

$$V = (B \times L \times H) = (0.6 \text{ m} \times 2.4 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}) = 1.44 \text{ m}^3$$

$$A_s = \frac{1.44 \text{ m}^3}{1.0 \text{ m}} = 1.44 \text{ m}^2$$

**Carga hidráulica superficial para el tanque.**

$$q = \frac{Qd}{A_s}$$

q = Carga hidráulica superficial comprendida entre 15 – 80 (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día)

Q = Capacidad hidráulica del desarenador (m<sup>3</sup>/seg)

A<sub>s</sub> = Área superficial del tanque (m<sup>2</sup>)

$$q = \frac{Qd}{A_s} = \frac{0.00047 \text{ m}^3}{\text{seg}} \times 86400 \text{ seg} = \frac{28.2 \text{ m}^3}{\text{m}^2 \times \text{d}}$$

$$15 < 28.20 < 80 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{día)}$$

Cumple con las especificaciones de carga superficial exigidas por el R.A.S.

**Velocidad vertical**

$$V_o = \frac{Qd}{A_s} = \frac{0.00047}{1.44} = 0.063 \text{ cm/seg}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o \times 18 \times \mu}{g \times (\rho_s - \rho)}} = \sqrt{\frac{0.033 \times 18 \times 0.01112}{981 \times (1.65 - 1)}} = 0.002 \text{ cm} \leq 0.005 \text{ cm}$$

**Relación de tiempos es igual a relación de velocidades**

$$\frac{\theta}{T} = \frac{V_s}{V_o} = \frac{0.202}{0.063} = 3$$

Se removerán partículas hasta un diámetro igual a 0.02 mm. Al tener en cuenta las condiciones reales (flujo no uniforme, corrientes de densidad, cortos circuitos, zonas muertas, velocidad horizontal variable), el diámetro máximo posible de ser removido se aumenta a 0.05 mm.

**Velocidad horizontal.** Debe ser menor que la velocidad de arrastre de las partículas, con el propósito de evitar la re suspensión del sedimento.

$$V_h = \left( \frac{V_o \times L}{H} \right) \times 100$$

$V_h$  = Velocidad horizontal en cm/seg.

$V_o$  = Carga hidráulica superficial =  $28.20 / 86400 = 0.000625$  m/seg.

$L$  = Largo útil del desarenador = 2.40 m.

$H$  = Profundidad efectiva del desarenador = 1.0 m.

$$V_h = \left( \frac{0.000625 \text{ m/seg} \times 2.4 \text{ m}}{1.0 \text{ m}} \right) \times 100 = 0.15 \text{ cm/seg}$$

**Velocidad horizontal máxima** =  $V_{h\text{máx}} = 20 \times V_s$

$V_{h\text{máx}}$  = Velocidad horizontal máxima en cm/seg

$V_s$  = Velocidad de sedimentación de las partículas en cm/seg

$$V_{h\text{max}} = (20 \times 0.202 \text{ cm/seg}) = 4.04 \text{ cm/seg}$$

$V_{h\text{máx}} > V_h$

$4.04 \text{ cm/seg} > 0.15 \text{ cm/seg}$

Cumple con el parámetro de velocidad horizontal establecida por el reglamento.

**Velocidad de resuspensión máxima**

$$V_r = \sqrt{\frac{8 \times K}{f} \times (\rho_s - \rho) \times d}$$

$V_r$  = Velocidad de resuspensión máxima en cm/seg

$k$  = Parámetro de sedimentación de arenas = 0.04

$f$  = Parámetro de sedimentación por acción de la gravedad = 0.03

$g$  = Aceleración de la gravedad =  $981 \text{ cm/seg}^2$

$\rho_s$  = Peso específico de la partícula a remover, arena =  $2.65 \text{ gr/cm}^3$

$\rho$  = Peso específico del agua =  $1 \text{ gr/cm}^3$

$d$  = Diámetro de la partícula a remover = 0.005 cm

$$Vr = \sqrt{\frac{8 \times 0.04}{0.03} \times (2.65 - 1) \times 0.005} = 9.29 \text{ cm/seg}$$

### Condiciones de operación

Operación inicial en el año 2012.

Caudal de operación = Qmd = 0.183 lts/seg = 0.000183 m<sup>3</sup>/seg,

$$\theta = \frac{V}{Q} = \left( \frac{1.44 \text{m}^3}{0.000183 \text{m}^3/\text{seg}} \right) \div 60 = 131 \text{min} \geq 20 \text{min} (\text{B.4.6.4 RAS})$$

$\theta$  = Tiempo que tarda una partícula en entrar y salir del tanque.

V = Volumen del tanque.

Q = Caudal medio diario.

$$q = \frac{Qd}{As} = \frac{0.000183 \text{m}^3/\text{seg} \times 86400 \text{seg}}{0.6 \text{m} \times 2.4 \text{m}} = \frac{11 \text{m}^3}{\text{m}^2} * d$$

En esta condición temporal, se presentaría una disminución en la eficiencia del desarenador.  $15 < 11.0 < 80$  (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día).

### Cálculo de los elementos del desarenador. Vertedero de salida

$$1. H_v = \left( \frac{Q}{1.84 \times B} \right)^{2/3}$$

H<sub>v</sub> = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m.

Q = Caudal máximo diario en m<sup>3</sup>/seg.

B = Base del desarenador en m.

$$H_v = \left( \frac{0.00047}{1.84 \times 0.6} \right)^{2/3} = 0.006 \text{ m}$$

$$2. V_v = \frac{Q}{B \times H_v}$$

V<sub>v</sub> = Velocidad sobre la cresta del vertedero en m/seg.

Q = Caudal máximo diario en m<sup>3</sup>/seg.

H<sub>v</sub> = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m.

B = Base del desarenador en m.

$$V_v = \frac{0.00047}{0.6 \times 0.006} = 0.13 \text{ m/seg}$$

### Ecuación del alcance horizontal

$$\begin{aligned}
X_s &= 0.36 \times (V_v)^{2/3} + 0.60 \times (H_v)^{4/7} \\
X_s &= 0.36 \times (0.13)^{2/3} + 0.60 \times (0.006)^{4/7} \\
X_s &= 0.15\text{m} \\
L_v &= 0.15 + 0.10 \text{ m} \\
L_v &= 0.25\text{m} \quad \text{se adopta } L_v = 0.30 \text{ m}
\end{aligned}$$

### **Pantalla de salida**

$$\begin{aligned}
\text{Profundidad} &= H/2 = 1.0/2 = 0.50 \text{ m} \\
\text{Distancia al vertedero de salida} &= 15 \times H_v = 15 \times 0.006 = 0.10 \text{ m}
\end{aligned}$$

### **Pantalla de entrada**

$$\begin{aligned}
\text{Profundidad} &= H/2 = 1.0/2 = 0.50 \text{ m} \\
\text{Distancia a la cámara de aquietamiento} &= L/4 = 2.4/4 = 0.60 \text{ m}
\end{aligned}$$

### **Almacenamiento de lodos**

Relación longitud: profundidad de lodos	= 10
Profundidad máxima	= L/10 = 2.4/10 = 0.24 m
Profundidad máxima adoptada	= 0.30 m
Profundidad mínima adoptada	= 0.25 m
Dist. Pto de salida a la cámara de aquietamiento	= L/3 = 2.4/3 = 0.80 m
Dist. Pto de salida al vertedero salida	= 2L/3 = 2 x 2.4/3 = 1.60 m
Pendiente transversal	= (0.30 - 0.25) / 0.6 = 8.3%
Pendiente longitudinal (en L/3)	= (0.30 - 0.25) / 0.8 = 6.25%
Pendiente longitudinal (en 2L/3)	= (0.30 - 0.25) / 1.60 = 3.10%

### **Cámara de aquietamiento**

$$\begin{aligned}
\text{Profundidad} &= H/3 = 1.0/3 = 0.35 \text{ m} \\
\text{Ancho} &= B/3 = 0.6/3 = 0.20 \text{ m} \\
\text{Largo (adoptado)} &= 0.30 \text{ m}
\end{aligned}$$

### **Rebose de la cámara de aquietamiento**

$$Q_{\text{excesos}} = Q_o - Q = 0.00238 - 0.00047 = 0.0019 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H_e = \left( \frac{Q_{\text{excesos}}}{1.84 \times L_e} \right)^{2/3} = \left( \frac{0.0019}{1.84 \times 0.3} \right)^{2/3} = 0.022\text{m}$$

$$V_e = \frac{Q_{\text{excesos}}}{H_e \times L_e} = \frac{0.0019}{0.022 \times 0.3} = 0.28\text{m}/\text{seg}$$

$$X_s = 0.36 \times (V_e)^{2/3} + 0.60 \times (H_e)^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 \times (0.28)^{2/3} + 0.60 \times (0.022)^{4/7} = 0.22 \text{ m}$$

$$L_r = 0.22 + 0.10 = 0.32 \text{ m.}$$

$$\frac{B - \text{ancho}}{2} = 0.20 \text{ m}$$

Se adopta como  $L_r = 0.30 \text{ m.}$

**Perfil hidráulico.** El perfil hidráulico se establece para las condiciones de funcionamiento con un módulo que trabaja con el caudal máximo diario más las necesidades de la planta de purificación es decir con un caudal igual a:

$$Q = Q_{MD} + 5\% Q_{md}$$

$$Q = 0.455 + 5\% \times 0.350 = 0.47 \text{ lts/seg} = 0.00047 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Las necesidades de la planta de purificación se establecen como un porcentaje (5%) del caudal medio diario.

#### **Pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento**

Tomando  $K = 0.20$  debido a la disminución de velocidad

$$V_1 = 0.867 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = 0.00047 / (0.20 \times 0.35) = 0.0067 \text{ m/seg}$$

$$h_m = k \frac{\Delta V^2}{2g} = 0.2 \left( \frac{0.867^2 - 0.0067^2}{2 \times 9.81} \right) = 0.0088 \text{ m}$$

#### **Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación**

Tomando  $K = 0.10$

$$V_1 = 0.0067 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = V_h = 0.002 \text{ m/seg.}$$

$$h_m = k \frac{\Delta V^2}{2g} = 0.1 \left( \frac{0.0067^2 - 0.002^2}{2 \times 9.81} \right) = 0 \text{ m}$$

#### **Cálculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado.**

**Tubería de excesos.** Debido al cálculo de los caudales de la quebrada El Silencio se adopta una tubería de excesos en PVC Ø 3''.

**Tubería de lavado.** Además del funcionamiento hidráulico de esta tubería, un criterio importante para la selección del diámetro es el tiempo de vaciado del desarenador

**Perdidas en la aducción.** Cota de batea de la tubería de entrada = 1202.002 m  
 Cota clave llegada al desarenador tubería de entrada = 1202.10 m.

**Cuadro 18.** Longitud equivalente de los nudos (perdidas)

PERDIDAS EN LA CONDUCCIÓN (DESAGÜE)		
Entrada recta a tope	0,50	m
Válvula de globo	10,00	m
Codo de 45°	0,40	m
Salida	1,00	m
Tubería	10,00	m

Fuente: Autores del proyecto

Longitud equivalente (L.E) = 21.90 m  
 Carga hidráulica disponible (H) = 1443.002-1442.10 = 0.902 m  
 Pérdida de carga unitaria (J) = H/L = 0.902 / 21.90 = 0.0412 m/m  
 Fórmula aplicada = Hazen Williams

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

$$Q_{inicial} = 0.2785 \times 150 \times 0.08366^{2.63} \times 0.0412^{0.54} = 0.011 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = \frac{0.0011 \times 4}{\pi \times 0.08366^2} = 1.99 \frac{\text{m}}{\text{s}} \leq \frac{2\text{m}}{\text{seg}} \text{ (RAS B. 4.6.4)}$$

El tiempo de vaciado se determina a partir de la ecuación de descarga de un orificio. El coeficiente de descarga del tanque, teniendo en cuenta la tubería de desagüe:

$$Q = Cd \times Ao \sqrt{2 * g * H}$$

$$Cd = \frac{Q}{Ao \sqrt{2 \times g \times H}} = \frac{0.011}{\frac{\pi \times (0.08366)^2}{4} \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 1.3}} = 0.39$$

$$t = \frac{2 \times As}{Cd \times Ao \times \sqrt{2 \times g}} \times H^{\frac{1}{2}}$$

$$t = \frac{2 \times 1.44}{0.39 \times 0.0055 \times \sqrt{2 \times 9.81}} \times 0.902^{\frac{1}{2}} = 287.88 \text{ seg} = 4.80 \text{ min}$$

### Cálculo de cotas

Cota clave llegada al desarenador tubería de entrada = 1202.05 m  
 Cota de batea de la tubería de entrada = 1202.00 m  
 Cota lámina de agua en tubería de entrada = 1202.01 m

Cota lámina de agua en cámara de quietamiento	= 1202.01-0.008 = 1202.002
Cota de la cresta del vertedero cámara de quietamiento.	=1202.002-0.022 = 1202.998
Cota fondo de la cámara de quietamiento	=1202.00-0.350 = 1201.650
Cota lámina de agua en zona de sedimentación	= 1202.00-0.00 = 1202.00
Cota de la corona de los muros del desarenador	= 1202.01+0.30 = 1202.31
Cota inferior de pantallas de entrada y salida	= 1202.002-0.50 = 1201.502
Cota del fondo de profundidad útil de sedimentación	= 1202.022-1.0 = 1201.62
Cota placa fondo a la entrada y salida del desarenador	= 1201.92 -0.25 = 1201.67
Cota placa fondo en punto de desagüe	= 1201.92-0.30 = 1201.62
Cota de batea de la tubería de lavado	= 1201.62
Cota clave de la tubería de lavado	= 1201.62+0.05 =1201.67
Cota cresta del vertedero de salida	= 1202.002-0.006 =1202.996
Cota lámina de agua de la cámara de recolección	= 1201.996-0.15 =1201.846
Cota de fondo de la cámara de recolección	= 1201.846-0.20 =1201.646

## PLANTA DE TRATAMIENTO

### 4.6 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

En el acueducto del casco urbano del municipio de El Salobre, nunca ha existido sistema de tratamiento de agua potable.

En la comunidad existen varias opiniones respecto a la necesidad de construir un sistema de Tratamiento de agua potable (STAP), cuyo resumen es el siguiente:

Las autoridades municipales, los trabajadores del sector salud y gran parte de los usuarios son conscientes de la necesidad de construir un STAP, buscando con ello:

Garantizar la potabilidad del agua que se le entrega a la comunidad Disminuir, mitigar o eliminar los efectos nocivos que el consumo de agua no potable ocasiona en la salud en general de la comunidad y que originan más del 90% de las consultas médicas, ya que generalmente son enfermedades de origen hídrico.

Cumplir con una de las obligaciones y deberes del estado que es la de suministrar agua potable a su comunidad.

Mejorar las condiciones de vida de los habitantes del casco urbano

Un gran número de usuarios rechaza la construcción de un STAP, esgrimiendo los siguientes argumentos:

Tienen toda la vida consumiendo dicha agua y no se han muerto. En realidad el agua del fuente es de buena calidad a pesar de ser una corriente superficial, sin embargo años atrás, aguas arriba del sitio de captación no existían viviendas y los terrenos que drenan en dicha cuenca hacia la quebrada no eran utilizados ni para cultivos ni para pastoreo y no existían talas de bosques, que han desprotegido y permitido la erosión del terreno, todo lo anterior

con el paso de los años ha incrementado la contaminación físico química y bacteriológica de la fuente, perjudicando cada vez más la salud de la población receptora, especialmente en los niños. Incluso se han presentado epidemias que los organismos de salud han informado ha sido transmitida por el agua

La construcción de un STAP es asociada con el cobro de tarifas muy elevadas que no están dispuestos a pagar y con la instalación de micromedición, porque consideran que por ser el agua un recurso natural que sale de las montañas no debe ser cobrada y que el estado debe asumir el pago del fontanero.

La construcción del sistema de tratamiento de Agua Potable es la prioridad para optimizar el sistema de acueducto urbano de la vereda El Salobre.

#### **4.6.1 Parámetros de selección**

**Respecto de caudal de diseño:** El numeral a. 11.2.1.1 del RAS 2000 establece como Caudal de diseño el Consumo Máximo Diario sin hay almacenamiento y si no lo hay el Consumo Máximo horario a un periodo de 20 años.

**Respecto de la ubicación de la planta de tratamiento:** Los aspectos que deben considerarse en la ubicación de la planta son los siguientes:

Disponibilidad de la tierra;

Investigación geotécnica previa para establecer las condiciones geológicas del sitio en función de riesgos de desplazamiento de masa, evitando las fallas geológicas y teniendo en cuenta además el riesgo de sismicidad de la región;

En lo posible el sitio seleccionado debe permitir la llegada del agua cruda por gravedad. En caso de no ser posible, se debe buscar el sitio de menor cabeza hidráulica de bombeo;

El sitio seleccionado debe tener fácil acceso a conexión de energía eléctrica;

El terreno seleccionado debe estar alejado de toda posibilidad de inundación, debe tener un buen drenaje y adicionalmente garantizar la evacuación de agua de lavado de filtros y sedimentadores;

La vía de ingreso debe permitir el uso de camiones de carga

**Respecto Del Diseño Conceptual.** El diseño definitivo debe contener la siguiente información: 1.) Estudio de Tratabilidad del agua; 2.) Los criterios y parámetros adoptados para establecer alternativas de procesos de tratamiento; 3.) Planos de las unidades del sistema a nivel prediseño; 4.) Presupuesto estimativo por etapas y componentes, costos ambientales, de inversión, de operación y de mantenimiento; 5.) Selección del tratamiento de acuerdo a la calidad del agua; y 6.) Alternativas técnicas, dentro del tratamiento seleccionado, con los correspondientes estudios de costos, eficiencia, simplicidad, etc.

Para la selección de las alternativas de tratamiento para sistemas de potabilización de poblaciones menores de 30.000 habitantes, debe usarse el programa de Selección de tecnología y Análisis de Costos en Sistemas de Potabilización (Seltec), del Ministerio de Desarrollo Económico.

Para La selección de la alternativa de tratamiento óptima, deben considerarse los factores técnicos, económicos, financieros, institucionales y ambientales. Además, deben evaluarse los siguientes criterios:

**Nivel Tecnológico Apropriado:** Debe ser de simple construcción, fácil manejo, bajo costo de operación haciendo que el sistema sea sostenible y estar acorde con la capacidad técnico administrativa y financiera de la comunidad del nivel de desarrollo de la capacidad técnico-administrativa de la Empresa Prestadora del servicio.

**Capacidad De Operación Y Mantenimiento:** Se debe evitar la implantación de tecnologías que excedan la capacidad técnica local para su operación.

**Simplificación Del Sistema Y Nivel De Financiación:** La alternativa seleccionada debe ofrecer soluciones óptimas que reduzcan el uso de energía eléctrica, combustible, mecanismos complejos o sofisticados, tecnología importada y periodos cortos de construcción.

**Disponibilidad De Recursos Locales:** Se deben identificar materiales y equipos disponibles localmente para emplearlos en la construcción, esto representa obras económicas. En cuanto a recursos humanos y administrativos debe evaluarse la capacidad local de organización y la capacidad de supervisión, construcción, operación y mantenimiento de la planta de tratamiento. La evaluación de recursos locales debe ir acompañada de un análisis de la capacidad económica de la población para determinar la factibilidad de pago de tarifas

**Adecuación Hidráulica De La Planta:** El diseño hidráulico de todas las unidades o procesos de tratamiento debe estar en capacidad de transportar el caudal de diseño. Se deben considerar las pérdidas de carga y la topografía del terreno para el dimensionamiento de las unidades, así como la disponibilidad de área.

**Procesos Mínimos De Tratamiento En Función De La Calidad Del Agua De La Fuente:** Las características físicas - químicas del agua de la fuente son evaluadas en el Cuadro No 10 en consideración con lo establecido en el RAS 2000 numeral A. 11.2.2:

**4.6.2 Planteamiento De Alternativas.** Bajo los parámetros mencionados se plantean tres alternativas de sistemas de tratamiento de agua potable: Las alternativas que se propone evaluar, considerando los avances tecnológicos son:

**Cuadro 19.** Evaluación de los procesos de tratamiento requerido en función de la calidad de la fuente

PARÁMETRO	UND	FUENTE DE ABASTECIMIENTO			VR ANÁLISIS	VR ANÁLISIS
		Aceptable	Regular	Deficiente	CONSULTOR	SERVISALUD
		Vr Norma	Vr Norma	Vr Norma		
DBG5 (Pr mes)	Mg/1	<15	1.5-2.5	2.5-4		
D605 Max Dia	Mg/1	1-3	3-4	4-6		
COTÍ" Tot (Pr	NMP	0-50	50- 500	500 - 5000	5.10	
o	Mg/1	> 4	> 4	> 4		
-H		6.0-8.5	5.0-9.0	3.8-10.5	7.90	7.60
Turbiedad	UNT	< 2	2-40	40-150	1.80	23.00
Color verdadero	UPC	< 10	10-20	20-40	10.00	
Gusto y Olor		Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inobjetable
Goruros	Mg/1-q	<50	50-150	150-200	4.71	
Floruros	Mg/1-F	< 1.20	< 1.20	< 1.20		
Herró					0.01	1.40
Conductividad						50.0
Surfatos	Mg/1S04				3.00	
Dureza Total	Mg/lt CaC03				20.00	16.00
Fosfatos	Mg/1P04					0.59
Nitritos	Mg/lt N02					
Alcalinidad Total	Mg/ CaCo3				36.00	24.00
Cloruros	Mg/1				4.71	67.00

Fuente Autores del proyecto

Alternativa No 1: Construcción de una planta convencional en concreto reforzado, con los procesos unitarios requeridos y con funcionamiento totalmente hidráulico.

Alternativa No 2: Construcción de una planta de tratamiento de agua potable utilizando como material constructivo Fibra de Vidrio Reforzado (PRFV), con los procesos unitarios requeridos y con funcionamiento totalmente hidráulico.

Alternativa No 3: Filtración Lenta en Arena

**4.6.3 Estudio de alternativas.** Comparando las alternativas planteadas respecto de los parámetros de evaluación se presentan las siguientes consideraciones.

**Caudal de diseño.** Dadas las circunstancias del acueducto de El Salobre el caudal de diseño es el QMD = 0.64 lts/seg al año 2021. Sin embargo y considerando un margen de flexibilidad el consultor propone que se considere como caudal de diseño 0.65 lts/seg, que es el QMD a un periodo de 25 años, de esta forma se contará con un colchón adicional si las proyecciones de población superan las expectativas y de un mayor periodo de trabajo si las proyecciones son menores a las estimadas.

**Q DISEÑO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE – 0.64 LTS/SEG:**

**Ubicación de la planta de tratamiento.** El sitio para la construcción de la planta de tratamiento está ubicado al occidente del casco urbano. Aunque el terreno no es propiedad del municipio consultas previas con los propietarios no objetan la venta al municipio. Sin embargo el área útil es limitada, se puede aprovechar máxima una franja de 40 x 40 m, porque el sitio es el filo de una colina. Se debe realizar movimiento de tierras para posibilitar la construcción de la planta de tratamiento y del tanque de almacenamiento. Plantas como la Filtración Lenta en Arena no tienen posibilidad de ser construida porque el área disponible no es suficiente.

A pesar de que no hace parte del presente estudio la Investigación geotécnica previa para establecer las condiciones geológicas del sitio, no se detectó ni se visualizó ni se conoce de riesgos de desplazamiento de masa, por la zona no pasan fallas geológicas y para el diseño estructural definitivo se deberá tener en cuenta el riesgo de sismicidad de la región;

Al sitio seleccionado llega el agua cruda por gravedad

El sitio cuenta con la posibilidad inmediata de tener fácil acceso a conexión de energía eléctrica, a menos de 100 metros existe una vivienda con este servicio.

El terreno seleccionado está alejado de toda posibilidad de inundación y por las pendientes de las laderas que lo circundan tiene un buen drenaje y garantiza la evacuación de agua de lavado de filtros y sedimentadores;

A pesar de no contar con vía de acceso, se proyecta la construcción en una longitud máxima de 200 metros con la pendiente tal que permitiera el ingreso de camiones de carga

**Respecto del diseño conceptual.** Si bien para el diseño definitivo se deberá presentar la información solicitada el numeral A. 11.2.1.3 del RAS 2000, en este punto se ?\alúa son los parámetros de selección de las alternativas propuestas.

**Nivel tecnológico apropiado.** Las tres alternativas cumplen dichos requisitos: son de fácil manejo y los costos de operación son bajos y similares. Sin embargo a pesar de que son de simple construcción, la construcción de la planta convencional en concreto reforzado o la de filtración lenta en arena presentan mayor dificultad por el transporte de mayor cantidad

de materiales como triturado, cemento y acero de refuerzo. Se adiciona la mayor área requerida y el mayor volumen de excavación, sobre todo en la Filtración Lenta, situación que coloca en desventaja las alternativas No 1 y No 3, contra una que sólo necesita de una loza de concreto de 13.50x13.50 para construirse sobre ella. Los módulos en PRFV se transportan desde el sitio de fabricación, haciendo esta alternativa de menor costo de inversión.

Capacidad de operación y mantenimiento: En los tres casos no se requiere de personal altamente calificados para su operación y mantenimiento y desde este punto todas las alternativas son viables.

**Simplificación del sistema y nivel de financiación.** Las tres alternativas planteadas funcionan sólo con energía hidráulica, no tienen mecanismos complejos ni sofisticados y ofrecen la mayor eficiencia con los menores costos de operación y mantenimiento. En cuanto a inversión inicial es de menor valor la planta construida en PRFV.

**Disponibilidad de recursos locales.** En cuanto a materiales en la zona, sólo es posible contar con arena de aceptable calidad, por tanto, todos los otros materiales necesarios para construir obras en concreto reforzado, requieren de transporte desde Ocaña o Cúcuta., esta situación provoca incremento considerable de costos en este tipo DE obras. En este aspecto, la planta construida en PRFV ofrece ventajas sobre la plantas construidas en concreto reforzado, porque esta sólo requiere de una loza de concreto sobre la cual ubicarse, incluso es posible instalarse sobre la loza de cubierta del tanque de almacenamiento que también es necesario construir disminuyendo así los costos de inversión inicial.

Considerando que cualquiera de las tres alternativas propuestas no requieren de personal altamente calificado, en el municipio de El Salobre, existen recursos humanos y administrativos con capacidad suficiente para atender la supervisión, construcción y mantenimiento de la planta y del sistema de acueducto en general.

Los costos de operación y mantenimiento para una planta Convencional y para una en PRFV son similares; tienen los mismos requerimientos de personal operario, los mismos consumos de insumos y similares costos de mantenimiento anuales.

Los costos de operación y mantenimiento de una planta de Filtración Lenta en Arena son menores, ya que no requieren de insumos.

**Adecuación hidráulica de la planta:** En este sentido las alternativas de tratamiento evaluadas cumplen en cuanto diseño con la capacidad de transporte del caudal de diseño, sin embargo respecto al aprovechamiento de la topografía del terreno si existen diferencias sustanciales entre las alternativas:

En la alternativa No 1, el área requerida es mayor y la disponibilidad es pequeña.

El terreno existente no es plano. En cualquier caso la profundidad de excavación de una planta convencional (para filtros) es mayor a la requerida para instalar una planta en PRFV, que sólo necesita una losa de concreto.

La alternativa No 2, requiere de un área menor para su instalación (15x15) y no requiere de excavación grandes. Dada la necesidad de construir un tanque de almacenamiento se propone la instalación de la planta de tratamiento sobre la losa de cubierta del tanque con esto se aprovecha el área disponible y se disminuye en costos de construcción de una losa de concreto aparte para la planta de tratamiento en PRFV. Esta posibilidad sólo se puede ejecutar en la alternativa No 2.

La alternativa No 3, requiere de un área que no está disponible en la zona donde se proyecta la construcción del STAP. Para una tasa de filtración alta de  $7.2 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$ , para el caudal de diseño de  $0.64 \text{ lts/seg}$ , requiere de 2 módulos de  $40 \text{ m}^2$ , y en este predimensionamiento no se incluye en filtro grueso. Con una menor tasa de filtración el área requerida es mayor. Por tanto este parámetro de evaluación descarta el uso de la planta de Filtración Lenta en arena como alternativa de Tratamiento para el Acueducto de El Salobre.

**Procesos mínimos de tratamiento en función de la calidad del agua de la fuente.** Con la limitación de no contar con una serie estadística, sino con ensayos puntuales uno en verano y otro después de invierno, y con la certeza de que la condición de fuente aceptable se presenta en el 70% del tiempo promedio del año, recomienda calificar la fuente como REGULAR para definir los procesos de tratamiento mínimos con los que debe contar la nueva Planta de Tratamiento de Agua Potable

Según lo anterior la planta deberá contar con:

Remoción de material flotante en fuentes superficiales mediante cribado con rejillas

Desarenación

Filtración lenta sencilla o de múltiples etapas

o filtración rápida directa para valores e turbiedad  $<10 \text{ UNT}$

o floculación, sedimentación y filtración rápida, desinfección y ajuste de pH. En este caso la turbiedad antes d filtración debe ser  $< 10 \text{ UNT}$

**4.6.4 Selección de la alternativa más conveniente.** Evaluados todos los parámetros y teniendo los comentarios ya realizados, se RECOMIENDA, el diseño y construcción de una Planta de Tratamiento de Agua Potable Modular en PRFV, entre otras aspectos por:

Menor costo de construcción inicial, a iguales costos de operación comparada con una planta convencional. El costo de la elaboración del concreto por cuestiones de transporte es elevado para la zona. No sucede igual con los módulos de PRFV, que se elaboran en fabrica y se transportan al sitio, siendo el costo de construcción un 40% más económico

Requerimientos de menor área, que es ve reflejado en menores costos de inversión inicial.

Utilización de todos los procesos unitarios mínimos exigidos.

Posibilidad de modularización de la planta de tal forma que la inversión puede realizarse por Etapas según la demanda de caudal y según la disponibilidad de recursos financieros disponibles

**Facilidad y rapidez de construcción.** Los costos de operación y mantenimiento están dentro de las posibilidades de ser asumidos vía tarifas por los usuarios. Aunque la situación socio económica de la región no es buena, generada por diversos factores, el hecho de no requerir altos costos de operación y mantenimiento (No existe bombeo) hace que las tarifas no sean elevadas y los usuarios por tanto, están en capacidad de pagar las mismas, porque el incremento en relación a las que cancelan actualmente no sería considerable.

Sin embargo es importante y como parte del proyecto de construcción de la planta de tratamiento realizar campañas de educación y concientización a los usuarios respecto a:

Uso correcto que se le debe dar al agua,  
Sentido de pertenencia por el sistema,  
Necesidad de pagar las tarifas y  
Ventajas para la salud por el consumo de agua potable

El tipo o modelo de planta recomendada Modular en PRFV, no requiere de diseño, porque existe la posibilidad legal y técnica de adquirirlas contratando el diseño, suministro e instalación en un mismo paquete, generalmente son patentadas y el contratista favorecido debe ajustar el diseño a la calidad del agua de la fuente en diversos escenarios para lo cual se debe realizar muestras y ensayos previos: caracterización de aguas con ensayos físico químicos y bacteriológicos y ensayos de tratabilidad

Para instalar este tipo de planta sólo se debe construir una loza de concreto de 15 centímetros de espesor y de área requerida según los fabricantes.

En la evaluación se detectó la necesidad de realizar los siguientes trabajos, en los que no todos requieren diseño para su ejecución:

Instalación de ventosas, preferiblemente de doble acción, en los sitios requeridos (altos) para garantizar la evacuación y/o entrada de aire, según la necesidad de operación. De esta forma se evita la creación de bolsas de aire al interior de la tubería, las que obstruyen el paso del agua y disminuyen su capacidad de transporte. De igual forma permite la entrada de aire en los vaciados para evitar presiones negativas al interior de la tubería para evitar el aplastamiento de la misma. La ubicación de ventosas se presenta en los Planos No 2,3 y 4.

Instalación de purgas en los sitios requeridos (bajos) para facilitar las operaciones de lavado o drenaje de los sedimentos que se puedan depositar en el interior de la tubería, los cuales también impiden el paso del agua disminuyendo la capacidad de transporte de la conducción. La ubicación de purgas se presenta en los Planos No 2, 3 y 4.

Construcción de nuevas cajas para ventosas y purgas. Los detalles constructivos de las cajas se presentan en el plano No 5

Protección de tramos de tubería que estén a cielo abierto sometidas a la acción de la intemperie, estos tramos deben protegerse con pintura para aumentar su vida útil y evitar su deterioro. Se determinó la longitud por medida en campo. Profundizar la instalación de tramos de tuberías, donde lo permita el terreno, o protección de la misma con concreto, para evitar su daño, cuando la tubería está descubierta y atraviesan caminos rurales con paso de ganado. Se determinó la longitud por medida en campo.

Construcción de pasos elevados para protección de tuberías, en el paso de caños o zonas donde se ha producido deslizamiento. Se determinó un número de pasos con longitud promedio y se dimensionaron dichas estructuras con base en la experiencia del consultor, sin necesidad de diseño estructural (no lo amerita), por ser de longitud muy corta ( $L < 5.00$  m). Los detalles constructivos se presentan en el Plano No 8

**4.6.5 Diseño de Purgas.** El dimensionamiento de las purgas no obedece a cálculos, sino a las recomendaciones establecidas en normas de diseño y las cuales indican que para tuberías iguales o mayores a 04, el diámetro de la purga será mínimo de Ø4". Para tuberías de menor diámetro las purgas deberán ser igual al diámetro de la tubería de conducción. En nuestro caso tenemos:

**Cuadro 20.** Ubicación y diámetros purgas conducción optimizada

PUNTO	ØTUBERIA	ØPURGA
	Línea 1 y 2	Línea 1 y 2
17	6" y 6"	4" y 4"
24 A	6" y 6"	4" y 4"
30	6" y 6"	4" y 4"
45A	6" y 4"	4" y 4"
50	6" y 4"	4" y 4"
57	6" y 4"	4" y 4"

Fuente Autores del proyecto

**Diseño de Ventosas.** El procedimiento de cálculo para las ventosas de una cámara de doble acción se basa en que una cantidad de aire a una presión determinada puede ser evacuada por un diámetro de orificio a calcular. Normalmente se estima que el diámetro de la ventosa de acción sencilla o cámara simple es de 1/8 del diámetro de la tubería. En el caso de doble cámara, el diámetro está en función del caudal de aire a extraer y de las pendientes adyacentes al punto donde se instalará. Se verificaron las condiciones y para el caso más crítico se encontró que el caudal es de:

$$Q = 1.381 \times (S \times D5)^{1/2}$$

$$Q = 0.061 \text{ lts/seg}$$

Q = 1"

De Gráfica No 4 - manual de Tormo - Ø1" mínimo

En este caso:

Tubería conducción	Diámetro de ventosa	
	Acción simple	Doble Cámara o Automática
Ø6"	Ø3/4	Ø1"
Ø4"	Ø1/2"	Ø1"

Fuente Autores del proyecto

Se realizará el cálculo para las ventosas a colocar en cada punto en la tubería de conducción tanque - red urbana, utilizando el procedimiento recomendado en el Catalogo de Accesorios de TORINO, basado en la siguiente fórmula:

$$W_a = C \times K \times A \times P (M/T)^{1/2}$$

W<sub>a</sub> = Peso del aire en lbs/hora

C = 1.40

Constante de gases en función del peso esp.

K = 0.62

Coefficiente de descarga

A = Variable

Área de la ventosa en pulgadas<sup>2</sup>

P = 14.70 lb/plg<sup>2</sup>

Presión atmosférica

M = 28.97

Masa del aire

T = 536

Temperatura absoluta

Adicionalmente se recuerda que 1 lbs/hora = 0.21768 pie<sup>3</sup>/min

Para el caso de ventosas, de diámetro conocido se tiene:

Ø ventosa	W <sub>a</sub>	
	Lbs/pulg <sup>2</sup>	pie <sup>3</sup> /min
1"	2.35	0.5107
3/4"	1.32	0.2874

Fuente Autores del proyecto

**Cuadro 21.** Ubicación y diseño ventosas línea de conducción optimizada

<b>PUNTO</b>	<b>Ø TUBERIA Pulg</b>	<b>Ø VENTOSA pulg</b>	<b>PRESION lbs/pulg<sup>2</sup></b>	<b>Wa pieVmin</b>	<b>Ø orificio pulg</b>
	Línea 1 y 2	Línea 1 y 2			
3A	6" y 6"	1" y 1"	3.4	0.51	1/16"
18	6" y 6"	1" y 1"	51.1	0.51	1/32"
22	6" y 6"	1" y 1"	52.9	0.51	1/32"
27	6" y 6"	1" y 1"	94.8	0.51	1/32"
31	6" y 4"	1" y 1"	83.5	0.51	1/32"
46	6" y 4"	1" y 1"	137.7	0.51	1/32"
60	6" y 4"	1" y 1"	107.4	0.51	1/32"
66	6" y 4"	1" y 1"	87.6	0.51	1/32"

Fuente Autores del proyecto

En la evaluación del sistema actual se indicó que no existía sistema de tratamiento de agua potable en el acueducto urbano de El Salobre. Como solución se plantearon dos alternativas de tratamiento, siendo seleccionada en el capítulo 5 de este documento, como la más conveniente, considerando aspectos técnicos, económicos, operativos y financieros, la instalación de una planta de tratamiento en PRFV con capacidad final de 0,64 lts/seg. Estas plantas operan perfectamente en otras localidades del departamento y país, desde hace varios años, con resultados satisfactorios en cuanto a calidad de producida, facilidad de operación y mantenimiento y durabilidad.

La ubicación en general del nuevo sistema, se presenta en la Figura Esquema aleación general Tanque Nuevo - Planta de tratamiento - caseta de operación

Se le solicitó a una empresa diseñadora y constructora de este tipo de plantas, con muchos años de experiencia, especificaciones técnicas de diseño, construcción y operativas, las cuales se presentan a continuación.

Presentación. INDUAGUAS LTDA, empresa especializada en el área ambiental y en temas de potabilización de aguas. Acumula una experiencia de veinte (20) años de servicios en el medio colombiano, desarrollando y promoviendo soluciones de gran calidad y eficiencia, gracias al aporte de un selecto grupo de profesionales en la ingeniería Sanitaria, Ambiental y áreas afines.

El sistema propuesto es modular compacto, con las operaciones de Coagulación, Floculación, Sedimentación, Filtración y Desinfección. Siendo un sistema de alta eficiencia, fácil operación y fácil mantenimiento. Además, reúne unas características especiales de diseño, que le permite un ágil comportamiento hidráulico, a las que se referencia más adelante en la siguiente propuesta, lográndose un sistema ideal para la potabilización.

**Generalidades.** El agua en su forma molecular pura no existe en la naturaleza, por cuanto contiene sustancias que pueden estar en suspensión o en solución verdadera según el tamaño de disgregación del material que acarrea.

Por otra parte, de acuerdo con el tipo de impurezas presentes, el agua puede aparecer como turbia, coloreada o ambas.

La turbiedad, que no es más que la capacidad de un líquido de diseminar un haz luminoso, puede deberse a partículas de arcilla provenientes de la erosión del suelo, algas o en crecimientos bacterianos.

El color está constituido por sustancias químicas, la mayoría de las veces provenientes de la degradación de la materia orgánica o presencia de minerales como el hierro entre otros. El conocimiento exacto de las características de estos contaminantes es la base para comprender los procesos de remoción usados en la práctica.

La escogencia de un sistema de tratamiento de aguas, parte de las condiciones y características de la fuente de captación, teniendo en cuenta que sea de tipo superficial o subterránea.

Con el objeto de ofrecer un servicio de acueducto eficiente, aparte de la cantidad de agua a servir, se requiere un sistema de tratamiento que satisfaga la demanda de la población actual y futura, con una cobertura del 100%.

Basados en las alternativas de abastecimiento antes estudiadas, se adopta un sistema que contempla los procesos de Coagulación, Floculación, Sedimentación de alta tasa, Filtración Rápida y desinfección.

El este proyecto se detalla el tren de tratamiento a seguir para la construcción de la planta de tratamiento para el Área urbana de la vereda El Salobre del municipio de Río de Oro, Cesar, teniendo en cuenta, que deberá abastecerse a la población de agua potable, de acuerdo a los requerimientos exigidos por el Decreto Ley 475 del 10 de Marzo de 1.998 del Ministerio de Salud.

Consideraciones técnicas

**Evaluación de necesidades.** Calidad del agua. Tal como lo muestran los análisis físico - químicos y bacteriológicos realizados, se trata de un agua que presenta contenidos variables de hierro, turbiedad y fosfatos, presentándose estos en épocas de invierno y no en épocas de verano que son las más prolongadas, por lo que se considera un agua de regular calidad desde el punto de vista físico-químico siendo necesaria alguna reducción en los niveles de turbiedad.

La presencia de hierro y fosfatos se concluye que no es constante, lo cual se puede deber a la presencia de estos en el suelo, que cuando es arrastrado por escorrentía muestra estos

niveles en el agua captada. Para la remoción de estos en caso de presencia, se utilizará la cal hidratada como corrector de Ph que de igual forma reacciona con los fosfatos produciendo un precipitado que es fácil de remover en la sedimentación o la filtración; para la remoción de hierro en caso de presentarse se realizará una precloración o adición de permanganato, sustancias que reaccionan con el hierro y lo oxidan formando un precipitado fácil de remover.

Desde el punto de vista bacteriológico, se trata de convertir el agua apta para el consumo humano, para lo cual se hace necesario un proceso de desinfección.

Capacidad requerida. Se está considerando un caudal a futuro de 0,64 lts/seg. de los cuales inicialmente se tratarán 0,64 lts/seg y en una segunda etapa los 5 o 10 lts/seg faltantes de acuerdo a nueva evaluación que se realice a partir de 15 años. Bajo estas consideraciones es posible pensar en la posibilidad de construir módulos de 1 lts/seg. En la primera etapa se proyectaría la construcción de 3 módulos de 0.64 lts/seg, para una capacidad de 0.64 lts/seg, suficientes para atenderla demanda a 17 años. Se estudió propuesta considerando la descripción de la planta de tratamiento, los costos totales para la implementación de un sistema para 40.0 lts/seg y un anexo con los costos relativos a una primera etapa de 0.64 lts/seg, encontrando que la diferencia no es superior a \$20 millones por lo que se decide proyectar el diseño y construcción en una a etapa para 0,64 lts/seg.

Procesos seleccionados. Con base en la evaluación de necesidades se propone la instalación de un sistema con los procesos de:

Coagulación o mezcla rápida.  
Floculación  
Sedimentación  
Filtración  
Desinfección.

Este tren de tratamiento se acomoda a las necesidades por varias razones:

Requiere un mínimo de espacio para el caudal a tratar.  
Se manejan eficiencias de remoción en la filtración cercanas al 95%.  
Fácil operación.  
Requiere un mínimo de obras civiles. Rápido y sencillo mantenimiento.

Características generales del sistema. Fabricación de módulos en PRFV: El Plástico Reforzado en Fibra de Vidrio (PRFV) es un material de alta resistencia estructural y gran durabilidad, la que puede ser comparada con el concreto reforzado. Otras características importantes son:

Dado su bajo peso, se hace fácil su transporte y aligera la carga muerta de las estructuras donde se localiza.

Estéticamente posibilita un impacto visual favorable.

Las tecnologías desarrolladas en PRFV, permiten un fácil mantenimiento y reparación de sus elementos.

Además permite la construcción en módulos, de tal forma que se puede construir por etapas, permitiendo atender una población inicial a un periodo de diez años y así sucesivamente.

Fácil operación: Dada la simplicidad del sistema, puede ser manejado por personal con una mínima capacitación y con un nivel normal de escolaridad.

Bajos costos de operación y mantenimiento: Los diferentes elementos incluidos en el diseño facilitan el mantenimiento del sistema y acortan los tiempos de ejecución en todos los procesos seleccionados para el tratamiento.

Descripción de los elementos que componen el sistema. Unidades de clarificación. Consiste en cuatro (4) unidades de forma cilíndrica con las siguientes dimensiones  $0=3.50\text{m}$ , y  $2.50\text{m}$  de altura, el cual está dividido en tres (3) compartimentos a saber, el central para Floculación - Sedimentación y los otros dos para filtración.

**Compartimiento de floculación - sedimentación.** En su parte inferior, este compartimiento será llenado con material de contacto de un volumen de vacíos de 50% y un diámetro externo de  $V_i - 31A$  en su parte inferior, llevará colocados dos válvulas para la entrada del agua y la purga del lecho dentro del floculador.

La sedimentación, se localizará en la parte superior de éste compartimiento, equipado con un conjunto de placas inclinadas  $60^\circ$ , fabricadas en Poli estireno, que permiten cargas hidráulicas en sedimentación relativamente mayores a las adaptadas en los sedimentadores convencionales, este proceso es fundamental para este tipo de agua, donde la turbiedad se encuentra muy por encima de los límites permisibles.

La inclinación de las placas permite un flujo ascendente del agua y un deslizamiento de lodos hacia la parte más baja del sedimentador.

Las placas estarán apoyadas en soportes laterales con espaciamiento de 5 cm; Tendrá una válvula para la purga de lodos.

**Compartimientos de filtración.** Se trata de una batería de cuatro (4) filtros para cada unidad de clarificación, conectados en paralelo. Tendrá sus sistemas de distribución y recolección de agua en tubería PVC, con sus respectivas perforaciones internamente contendrá lechos de grava de soporte, arena y antracita. Sus principales características son:

Rata de filtración:  $2.8\text{m}$

Altura recta del filtro: 4 MCA.

Presión de diseño: 150-200 m<sup>7</sup>m<sup>7</sup>día  
Colector de agua filtrada: Tubo perforado PVC presión  
Lecho filtrante: Lecho múltiple arena silíceo y antracita  
Material de soporte: Grava y gravilla clasificada  
Lavado del filtro: En contracorriente con presión hidráulica

**Tanques de dosificación.** Consisten en tres (3) tanques de 2.000 litros cada uno, para dosificar coagulante, corrector de pH. y cloro. Cada uno dotado con su respectivo dosificador de cabeza constante y accesorios de control e instalación.

**Especificaciones de cada proceso.** Coagulación y/o mezcla rápida. La mezcla rápida se realiza mediante un dispositivo hidráulico, eyector tipo Vénturi u orificio, lo que permite aprovechar una parte de la energía disponible en los ductos de entrada a las unidades de Clarificación, evitando así la implementación de cámaras de quietamiento y otros dispositivos abiertos de mezcla rápida.

La principal ventaja de este sistema, es la utilización de las presiones negativas debido al cambio de régimen de flujo en el estrechamiento para la dosificación de químicos, permitiendo la implementación de un sistema de dosificación óptimo, confiable y seguro, sin el uso de elementos electromecánicos.

Floculación de contacto. A través de este tipo de Floculación (Mezcla lenta), se logra un ágil proceso en tiempos menores a los normalmente establecidos.

Por el tipo de lecho empleado, permite en múltiples circunstancias que éste a la vez actúe como prefiltro, asegurando de una vez un mejoramiento ostensible de la calidad del agua, aun sin la dosificación de químicos.

Sedimentación de alta tasa. La sedimentación es un proceso demasiado importante dentro de las plantas de tratamiento de agua potable, ya que permiten aligerar las cargas sobre el proceso de la filtración, evitando excesos de mantenimiento y consumos de agua.

Conscientes de la importancia de esta operación, usualmente, nuestros sistemas están dotados de sedimentadores de alta tasa, la que universalmente a través de módulos de placas inclinadas, ha demostrado un excelente resultado.

Filtración rápida. Los Filtros Rápidos son de alta tasa, tasa declinante y flujo ascendente, por su concepción y aditamentos de diseño son únicos en el medio y entre IES innumerables ventajas y características están:

Visores de colmatación: A través de estos se logra la observación directa del estado de colmatación de cada uno de los filtros, facilitando el conocimiento de los tiempos y los grados de colmatación.

**Activador de cabeza.** El activador de cabeza, permite prolongar la carrera de filtración y por ende disminuir la frecuencia de retrolavado con la subsecuente disminución en el consumo de agua para este propósito, logrando activarlo mediante el simple accionar de una pequeña válvula, una vez el filtro ha alcanzado su primera colmatación; comportándose un filtro de 2.50 metros de altura como si en realidad fuese de 4.0 metros.

Cuatro (4) unidades de filtración: El uso de cuatro (4) unidades de filtración en paralelo, presenta las siguientes ventajas:

Favorece una operación permanente de la Planta o Sistema de tratamiento, de tal forma que cuando sea necesario hacer mantenimiento de una unidad, los tres filtros restantes pueden absorber la carga del caudal faltante, sin deficiencia en la producción de agua tratada.

Permite la implementación de un sistema de auto lavado con agua procesada (en vez de agua cruda), utilizando el mismo caudal de operación de la planta, lográndose así una muy eficiente expansión de los lechos filtrantes en el retrolavado, lo que permite una alta eliminación de los sólidos causantes de colmatación; sin necesidad de emplear bombes ó equipos electromecánicos para esta operación, o la necesidad de generar caudales aproximadamente cuatro (4) veces superiores (cuando se utiliza un solo filtro).

Sistema de enjuague: En la operación de retrolavado de filtros, es común el asentamiento en el primer efluente la presencia de algún volumen de lodo remanente, el que es indeseable en el agua para consumo al ser recolectada en el tanque de almacenamiento.

Los filtros propuestos disponen de un sistema el que es conectado directamente a las líneas de desagüe, que permite evacuación de estos sólidos, mediante una operación sencilla que es contemplada en los manuales de operación suministrados.

Utilización de lechos mixtos: Los filtros rápidos, aparte de la arena silíceo que se emplea en los filtros en general, contienen una capa superior de antracita, la que permite aligerar el trabajo de las arenas y a su vez alargar la carrera de filtración.

**Servicios suministrados.** Se presenta un resumen de los servicios que se deben ejecutar:

Construcción, instalación y puesta en marcha del sistema ofrecido.

Capacitación a personal encargado de la operación y mantenimiento.

Elaboración y presentación del manual de operación y mantenimiento.

Ensayos y análisis de laboratorio para observar dosis óptimas y eficiencia del sistema.

**Caseta de operación.** La operación de la planta de tratamiento, si bien es fácil, obliga a la construcción de una edificación donde ubicar elementos mínimos indispensables para garantizar el funcionamiento de la planta de tratamiento, como por ejemplo laboratorio, depósito de químicos, y oficina

Para cumplir con estas necesidades, establecidas en el RAS 2000 se diseñó una caseta, para construir en la zona de planta y tanque de almacenamiento. El diseño arquitectónico se presenta en el plano No 12. Considerando que es una edificación de una planta y muy sencilla no se considera realizar diseño estructural para la misma. La cimentación, columnas y vigas se proyectan de acuerdo a edificaciones similares, en cuanto a dimensionamiento, refuerzo y características de los materiales constructivos. Las cantidades de obra y costo de la adecuación se presenta en forma detallada en el Presupuesto de construcción del Proyecto.

#### 4.6.6 Guía para la operación y mantenimiento del sistema de tratamiento de agua potable.

**Filtros gruesos ascendentes en capas FGAC).** La operación de los filtros gruesos ascendentes está relacionada con el control de la velocidad de filtración y el control de la calidad de agua efluente.

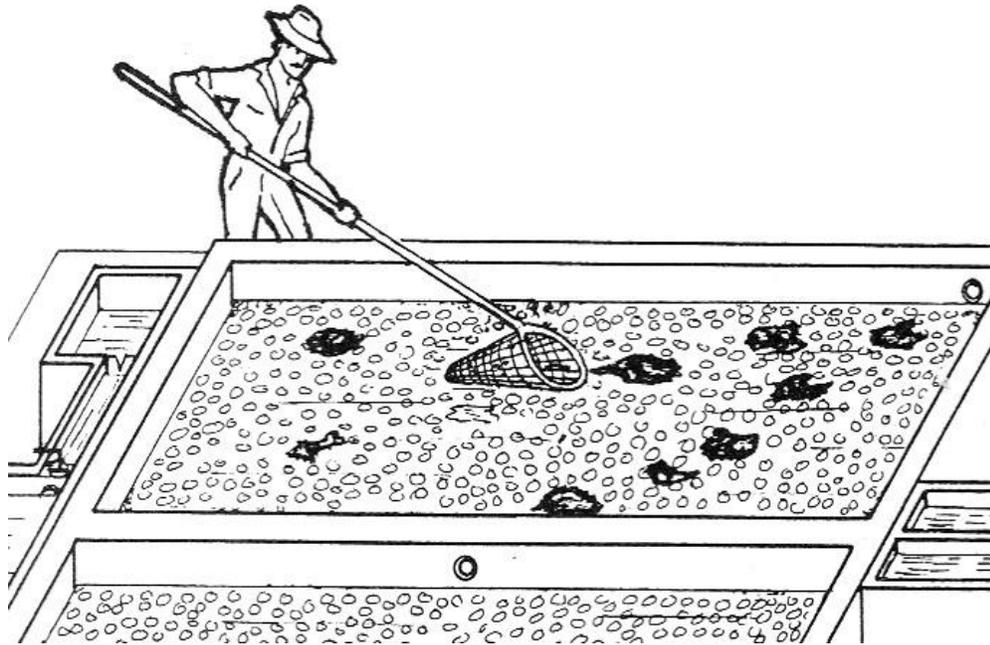
La medición de pérdida de carga permitirá al operador tener control sobre las rutinas de mantenimiento y eficiencias de las unidades. Para facilitar la lectura de la pérdida de carga, se puede trasladar el nivel de agua en la superficie del filtro grueso a la cámara de entrada; este nivel puede ser señalado con pintura a prueba de agua, a partir del cual el operador puede determinar fácilmente la pérdida de carga, midiendo la diferencia entre esta línea y el nivel de agua presente en la cámara.

**Cuadro 22.** Actividades diarias de operación en los filtros gruesos ascendentes

Actividad	Acciones claves
Medición y control de caudal	Verificar el nivel del agua en la reglilla de aforo de cada unidad. Ajustar la válvula de entrada hasta alcanzar el caudal de operación.
Medición de turbiedad	Medir turbiedad del agua a la entrada del filtro grueso Ascendente. Cerrar válvula cuando la turbiedad del agua afluyente sea mayor que el valor previsto para operación normal. Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
Retiro del material flotante	Anotar en el libro de registro diario los valores de turbiedad en el ingreso y salida del filtro. Cambios en el caudal durante el día. Fecha de lavado del filtro. Medir nivel de agua en la cámara de entrada al filtro

Fuente: Instituto Cinara

**Figura 7.** Retiro del material flotante



Fuente: Instituto Cinara

**Filtros lentos de arena (FLA).** Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto.

**Cuadro 23.** Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena

Actividad	Acciones claves
Llenar el filtro lentamente y en forma ascendente.	Abastecer la unidad hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena.
Nivelar la superficie del lecho de arena.	Abrir la válvula de vaciado para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena.

Cuadro 23. (Continuación)

<p>Poner en marcha el filtro.</p> <p>Retirar material flotante.</p> <p>Revisar calidad del agua.</p> <p>Pasar el agua filtrada al sistema de abastecimiento.</p> <p>Fuente: Instituto Cinara</p>	<p>Realizar nuevamente el llenado ascendente hasta que el nivel del agua alcance 0.2 m sobre la superficie de arena. Abrir la válvula de entrada de regulación del filtro y mantener la velocidad de filtración en 0.02 m/h.</p> <p>Abrir la válvula de desagüe de la cámara de agua filtrada.</p> <p>Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño.</p> <p>Si al alcanzar la velocidad de diseño, la turbiedad es superior a 5 UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT.</p> <p>Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.</p> <p>Durante el período de maduración del filtro, medir a diario si el agua filtrada reúne los criterios de calidad acordados para suministro.</p> <p>Cuando la calidad el agua filtrada sea aceptable, cerrar la válvula de desagüe del agua filtrada y abrir la válvula de distribución.</p>
--	--

**Cuadro 24.** Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada.

Actividad	Acciones claves
Remover el material flotante.	Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
Medir la velocidad de filtración. Regular la velocidad de filtración.	Verificar en la regla de aforo o vertedero. Manipular la válvula de entrada para mantener la velocidad de filtración constante. Cuando la altura del agua alcance el nivel de la tubería de rebose, se debe suspender el funcionamiento del filtro en servicio e iniciar su limpieza.
Decidir la limpieza del lecho	Programar la limpieza de manera que solo una unidad salga de operación, mientras el otro funciona.

Fuente: Instituto Cinara

El área superficial del lecho de arena, es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa; es por ello que en esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica del filtro.

### **Operaciones Especiales.**

**Parada.** Esta operación puede darse en el caso de interrumpir el servicio para efectuar reparaciones o para suspender el ingreso de agua por deterioro del afluente; en lo posible debe evitarse pues al parar la filtración, el metabolismo de los organismos que se encuentran en el medio filtrante se altera, creando compuestos que afectan la calidad del agua. Cuando se para el filtro por periodos muy largos, los organismos muertos se descomponen y entonces es necesario efectuar el mantenimiento de todo el lecho de arena y someterlo a un nuevo periodo de maduración.

Operación para aguas con alto contenido de turbiedad o color:

Esta posibilidad solo se admite como emergencia. Cuando altas concentraciones se producen por periodos cortos, la práctica normal es cerrar el ingreso a la planta hasta que el agua aclare. Cuando el problema se prolonga y pelagra la continuidad del servicio se puede optar por aceptar el agua turbia tal cual llega pero se tendrán graves problemas de mantenimiento, al acortarse considerablemente las carreras del filtro.

## Mantenimiento de los filtros

**Filtros gruesos.** El mantenimiento está asociado con los lavados y las acciones tendientes a prevenir o reparar daños.

El lavado de las unidades deberá efectuarse con mayor frecuencia cuando se presenta deterioro en la calidad de agua afluyente, siendo la pérdida de carga mayor al valor normalmente alcanzado cada semana, al finalizar cada carrera de filtración.

En algunas circunstancias al finalizar la carrera de filtración semanal, la pérdida de carga puede presentar variaciones mínimas que a juicio del operador no ameritan la ejecución del lavado; sin embargo es necesario tener mucho cuidado con este parámetro, pues el hecho de no lavar oportunamente, puede producir la compactación del material removido y almacenado en el interior de la unidad, ocasionando ineficiencia del lavado, aumento en la pérdida de carga, incremento en las actividades de operación y mantenimiento y disminución en la eficiencia del proceso de tratamiento.

### Cuadro 25. Actividades periódicas de mantenimiento

Actividad	Acciones claves
Limpieza cámara de entrada	Desprender material adherido en el fondo y en paredes de la cámara, utilizando escobilla con cerdas de material sintético.
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	Medir pérdida de carga. Cerrar entrada de agua a la unidad. Cerrar salida de agua filtrada.
Limpieza cámara de salida.	Abrir y cerrar 10 veces seguidas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua del desagüe sea visiblemente similar al agua de lavado. Cerrar válvula de apertura rápida Abrir entrada de agua y llenar filtro. Desprender material adherido al fondo y paredes de la cámara.
Poner en funcionamiento.	Abrir salida de agua hacia el filtro lento cuando el efluente de la unidad recién lavada haya aclarado. Medir pérdida de carga y comparar con valor medido antes del lavado, si es mayor volver a

Cuadro 25. (Continuación)

<p>Revisar eficiencia del lavado filtro.</p>	<p>lavar el filtro.</p> <p>Limpiar material adherido al fondo y paredes de cámaras, con un cepillo de cerdas sintéticas.</p>
<p><b>Lavado mensual del filtro</b></p>	<p>Cerrar salida de agua filtrada.</p>
<p>Limpiar cámaras de entrada y salida.</p>	<p>Abrir compuertas laterales o adaptadores de limpieza.</p>
<p>Limpiar superficial de la Grava.</p>	<p>Revolver la superficie de la grava utilizando una pala metálica, hasta que el agua producto del lavado aclare.</p>
<p>Limpiar hidráulica del filtro (lavado de fondo)</p>	<p>Cerrar compuertas laterales. Cerrar entrada de agua.</p> <p>Realizar dos drenajes del filtro siguiendo las recomendaciones del lavado semanal. Antes de iniciar el segundo lavado, llene el filtro.</p> <p>Abrir entrada de agua.</p> <p>Abrir salida de agua.</p>

Fuente: Instituto Cinara

La pérdida de carga debe reducirse hasta el valor que normalmente se presenta al inicio de cada carrera de filtración. Las causas de que esta reducción no se presente puede deberse a:

Entrada de aire al sistema de drenaje. Lavado ineficiente.

Obstrucción de la tubería de drenaje. Obstrucción completa del medio filtrante.

En los dos primeros casos se debe drenar nuevamente el filtro; en el tercer caso, se debe introducir una sonda por el adaptador de limpieza conectado a la tubería de drenaje, localizado en la cámara de lavado por encima de la válvula de drenaje. En el cuarto caso se debe proceder la extracción total del lecho filtrante; antes de efectuar esta actividad se debe verificar que efectivamente la obstrucción del lecho es total, pues es una actividad costosa y dispendiosa frente a las actividades de mantenimiento rutinarias. La obstrucción total se constata si al efectuar lavados consecutivos en la unidad no se logra la reducción de la pérdida de carga y si el caudal que sale por la válvula de drenaje es muy inferior a lo normal.

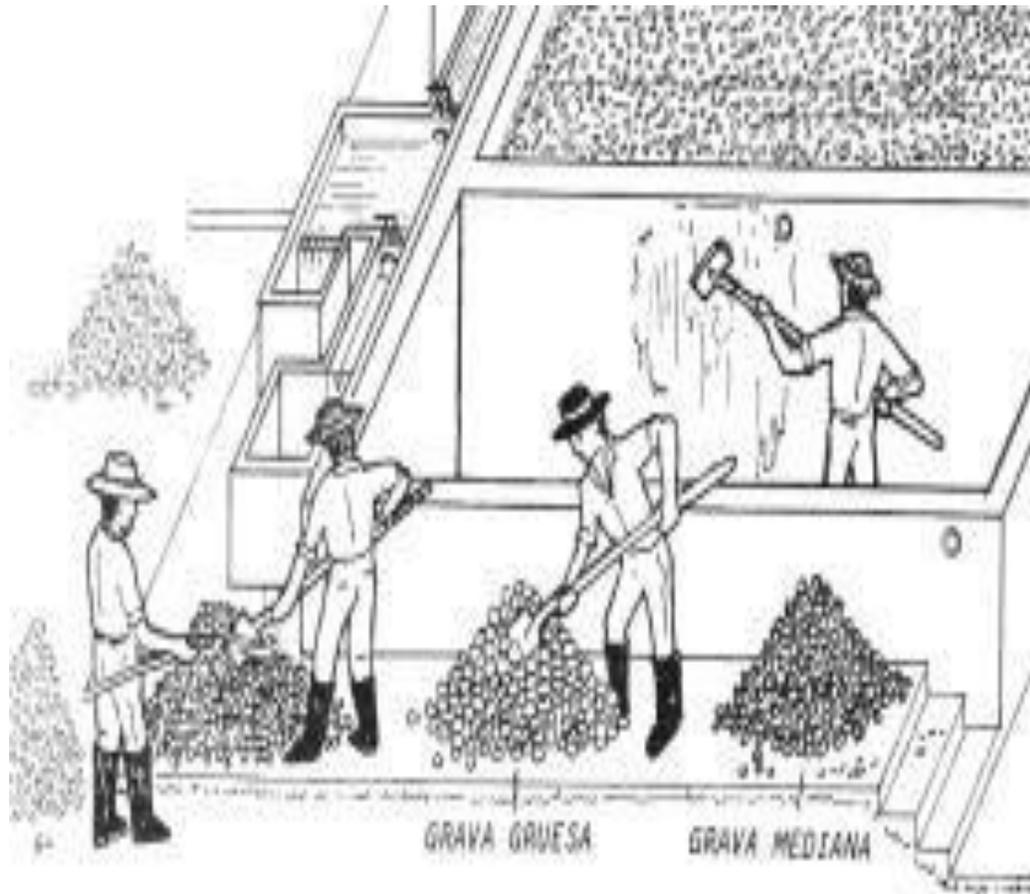
La diferencia en los costos de operar y mantener un sistema de filtración gruesa ascendente en serie o en capas, está representada por el tiempo requerido por el operador al efectuar la limpieza superficial de cada filtro, y por la cantidad de agua empleada al lavar uno u otro sistema. Existe sin embargo una mayor diferencia en términos del tiempo que debe permanecer cada sistema de filtración gruesa fuera de operación por ejecución del lavado, particularmente durante el lavado mensual, ya que para efectuar el mantenimiento de las segundas y terceras etapas, se hace necesario esperar el llenado de la (s) etapa (s) previa(s) una vez concluido el lavado.

**Cuadro 26.** Actividades eventuales en los filtros gruesos ascendentes

Actividad	Acciones claves
Retiro y lavado de la grava	<p>Cerrar salida de agua hacia filtros lentos. Cerrar entrada de agua al filtro grueso.</p> <p>Drenar unidad a través de las válvulas de apertura rápida.</p> <p>Retirar capas de grava secuencial mente, procurando que éstas no se mezclen entre sí y evitando la pérdida de material.</p> <p>Medir el espesor de las capas que se retiran.</p> <p>Lavar los tipos de grava en forma separada.</p> <p>Tamizar fracciones de grava que estén mezcladas.</p> <p>Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro. Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado.</p> <p>Llenar filtro en forma ascendente.</p> <p>Realizar varios drenajes, siguiendo las recomendaciones del lavado semanal.</p> <p>Abrir salida de agua hacia filtros lentos.</p>

Fuente: Instituto Cinara

**Figura 8.** Retiro y lavado de gravas y paredes filtro

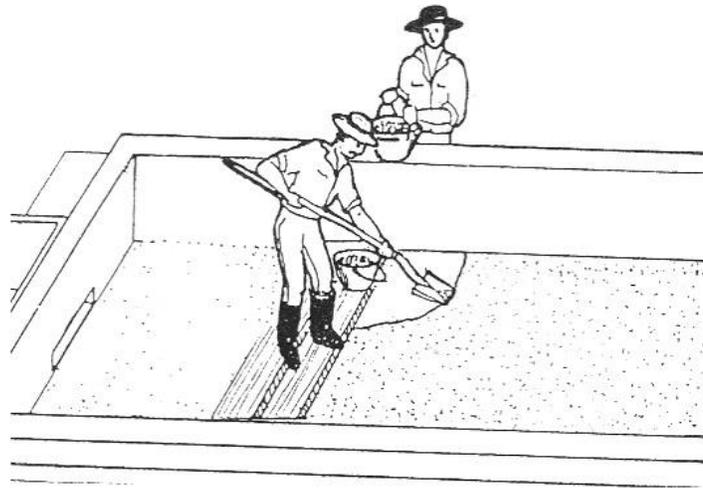


Fuente: Instituto Cinara

**Filtros lentos en arena.** Las actividades rutinarias de mantenimiento incluyen el raspado o trillado, la manipulación de la arena, y el monitoreo de la unidad.

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.50 m; una vez alcanzado este nivel se debe proceder al rearenamiento. Para el rearenamiento es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, la cual debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante; debe tenerse en cuenta que cerca del 20% de la arena instalada inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento.

**Figura 9.** Raspado de la capa superior de la arena



Fuente: Instituto Cinara

**Cuadro 27.** Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.

Actividad	Acciones claves
Extraer el material flotante	Retirar el material flotante con una nasa.
Drenar el agua sobrenadante	Cerrar la válvula de entrada. Abrir la válvula de vaciado. Limpiar las paredes del filtro con un cepillo largo. Cerrar la válvula de vaciado cuando el agua llegue a 0.20 m por debajo de la superficie del lecho filtrante.
Mantener la producción de agua de la planta	Ajustar la velocidad de filtración en los otros filtros; la velocidad no debe exceder de 0.30 m/h.
Proteger el lecho filtrante	Raspar una pequeña área, cúbrala con tablas y coloque el equipo sobre ella.
Raspar la capa superior	Marcar áreas (3 x 3 m <sup>2</sup> ) raspando en franjas estrechas. Raspar de 1 a 3 cm de la parte superior de cada área.
Retirar el material raspado	Trasladar el material raspado a la plataforma de lavado.
Retirar el equipo	Retirar el equipo de la zona de trabajo.
Nivelar la superficie de Arena	Nivelar la superficie de arena

Cuadro 27. (Continuación)

Comprobar la profundidad del lecho de arena	Utilizar una tabla o un rastrillo de dientes finos para nivelar la superficie.
	Medir la altura desde el borde superior del muro hasta el lecho filtrante.
	La maduración demora aproximadamente entre 15 y 20 días
Dar tiempo para la maduración biológica	Aumentar lentamente la velocidad de filtración en la unidad raspada, simultáneamente reduzca la velocidad de filtración en los otros filtros sobrecargados, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en todas las unidades.
Ajustar la velocidad de filtración	
Pasar el agua al sistema de suministro	Si al segundo día la calidad del agua efluente del filtro recién raspado es aceptable, abra la válvula de suministro.

Fuente: Instituto Cinara

**Cuadro 28.** Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.

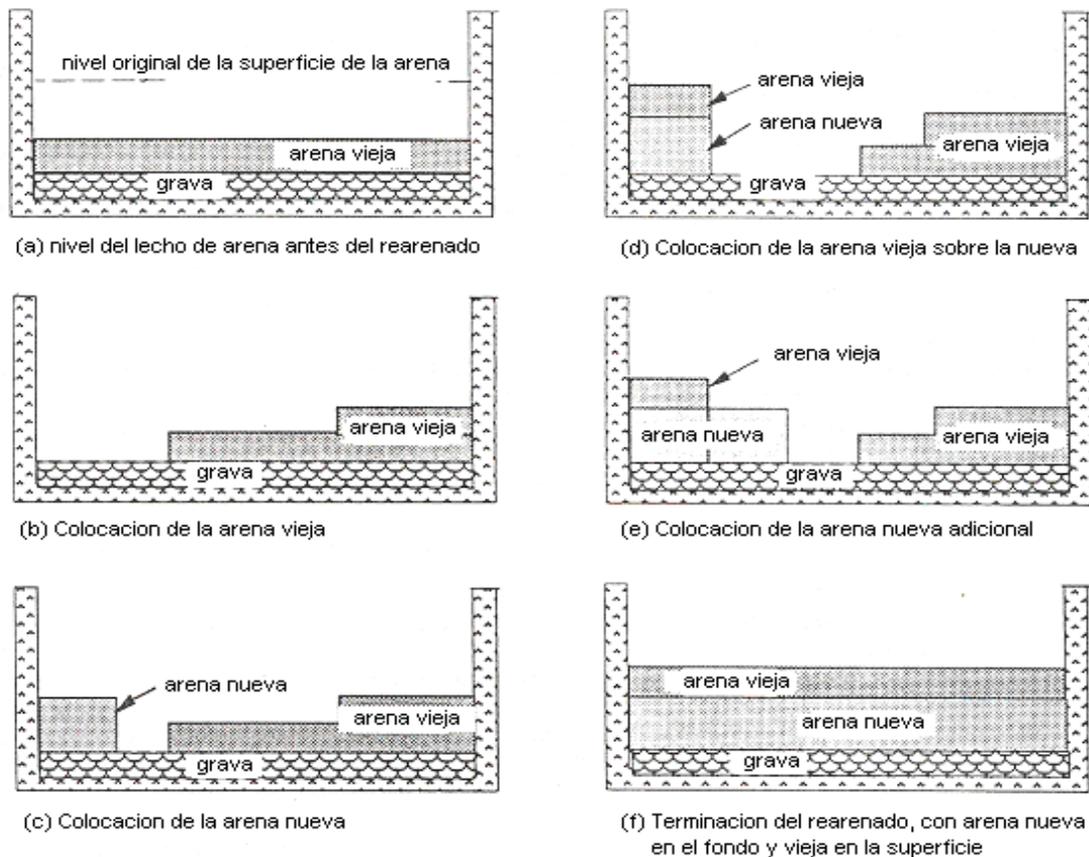
<b>Actividad</b>	<b>Acciones claves</b>
La capa superior	Seguir los procedimientos indicados para limpiar el lecho filtrante. Abrir la válvula de vaciado.
Drenar el agua del lecho filtrante	Dependiendo del tamaño del filtro dividir la superficie en varias partes y rearene una por una.
Extraer la arena	Tener en cuenta que ha retirado 0.50 m y la altura de lecho remanente en el filtro es 0.50 m.
Rellene el lecho de arena	Retirar la arena de una zona del filtro y colóquela a un lado, no saque la arena gruesa ni la grava de soporte.
Nivelar la superficie de arena	Rellenar con arena limpia el filtro, utilizando la almacenada en la

Cuadro 28. (Continuación)

<p>Poner en servicio nuevamente el filtro.</p>	<p>caseta, hasta alcanzar una altura de 0.50 m, coloque sobre ésta la que previamente ha amontonado; hasta alcanzar la altura máxima de arena.</p> <p>Nivelar la superficie de la arena, de la misma manera que se hace después del raspado.</p> <p>Seguir el procedimiento indicado en los cuadros anteriores.</p>
--	---

Fuente: Instituto Cinara

**Figura 10.** Etapas de la operación de rearenado del lecho filtrante



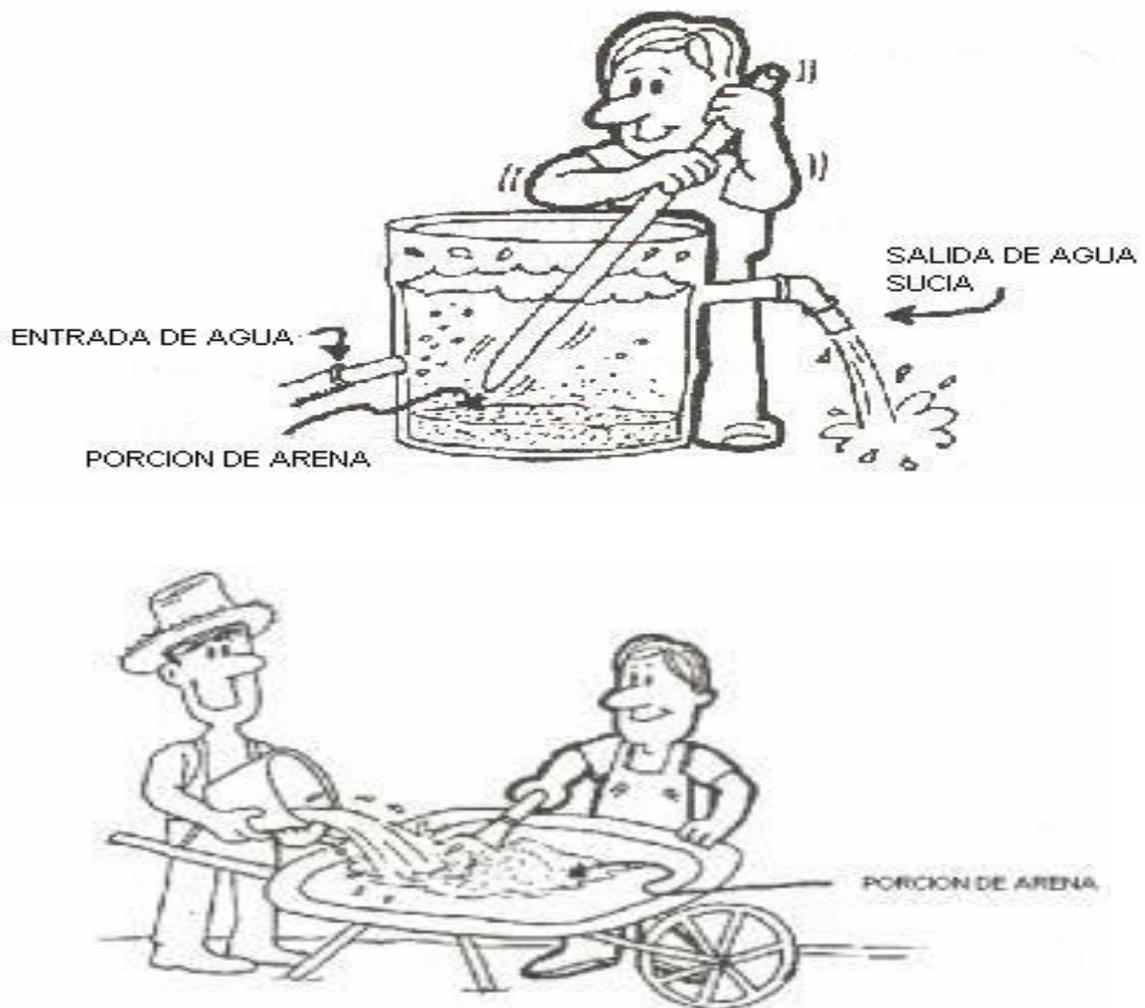
Fuente: Instituto Cinara

**Consideraciones para el lavado de la arena.** Cuando la arena es muy costosa o difícil de obtener, se recomienda lavar y almacenar la arena proveniente de los raspados para ser usada en el rearenamiento del filtro.

La arena raspada debe lavarse tan pronto como se extrae del filtro, porque tiene materia orgánica adherida y este material al descomponerse produce sustancias con olores y sabores muy difíciles de remover.

Para lavar la arena sucia en una planta pequeña, se puede emplear un simple canal. El flujo de agua mantiene la arena y los residuos en suspensión. La arena sedimenta dentro de una caja y los residuos serán removidos por la corriente de agua.

**Figura 11.** Otras alternativas de lavados manuales



Fuente: Instituto Cinara

#### **4.7 MODELACIÓN DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN LA VEREDA EL SALOBRE-MUNICIPIO DE RÍO DE ORO**

La red de distribución será diseñada utilizando como parámetro el QMH futuro y puntualizando cargas para las zonas de futuro desarrollo.

La red deberá estar en capacidad de atender la demanda de la población futura y simultáneamente atender la demanda contra incendios con el funcionamiento simultáneo de dos hidrantes.

La red definitiva deberá estar en capacidad de funcionar con la presión de llegada de la línea de conducción que sale de los tanques de almacenamiento, pero atendiendo la población por sectores totalmente independientes.

Se proyecta adicionalmente que la red estará intercomunicada entre los diferentes sectores, aunque válvulas que permanecerán cerradas salvo en caso de requerir alimentación complementaria, por ejemplo por daños o reparaciones en la tuberías de alimentación principal a algún sector.

La red se proyecta de tal forma que se amplía la cobertura inmediata de servicio al 100% de las viviendas actuales y con capacidad para atender la demanda futura a un período no menor de 20 años

##### **4.7.1 Parámetros de diseño**

Método utilizado

Fórmula utilizada

Coefficiente de fricción

Velocidad Máxima

Velocidad Mínima

Caudal de diseño

Caudal por hidrante

Hardy - Cross

Hazen - Williams

140 PVC (Para prueba de diseño)

4 m/seg

0.6 m/seg

48.88 lts/seg    QMH año 2021 5.00 lts/seg

**4.7.2 Procedimiento de diseño.** Se traza la red futura formando en lo posible mallas cerradas y considerando la - cobertura al 100 %, considerando entre los siguientes eventos:

Se calculan las áreas aferentes a cada nudo y el caudal de salida en el mismo, los cuales se presentan en el Cuadro No 6.5 Áreas - Caudales de salida Red año 2020. En el cuadro

mencionado se determina el caudal de salida en cada nudo en razón proporcional del área del mismo al área total tomando como base el Consumo Máximo Horario, caudal con el cual se debe diseñar la red de distribución, considerando el 100% del QMH.

$$Q \text{ nudo} = QMH \times \text{Area nudo} / \text{Area total}$$

Adicionalmente en los cuadros referenciados se consideran los gastos de salida para atender demanda por consumo en las áreas aledañas al proyecto previendo expansiones por futuros desarrollos urbanísticos. Estos caudales son estimados según criterio del consultor. También se consideran los caudales de empalme con otros sectores

Se utiliza el programa de cálculo hidráulico de redes EPANET 2.0, el cual se basa en el método de Hardy Cross.

**4.7.3 Descripción programa utilizado.** Para realizar el cálculo hidráulico el programa EPANET recibe datos como:

**Datos de entrada:**

**Primera pantalla**

No OFNODE

No OF PIPES

PEAK FACTOR

MAX HEADLOSS

MAX UNBAL (LPS)

= Número de nudos de la red a evaluar.

= Número de tramos de la red a evaluar.

= Factor de mayoración.

= Máxima pérdida en m/Km

= Diferencia de caudal para cierre de cálculos en lts/seg.

**Segunda pantalla**

NODE

PIPE

LONG

DIAMETER

HWC

= Nudo inicial.

= Tramo entre nudos.

= Longitud del tramo.

= Diámetro del tramo.

= Coeficiente de Fricción de Hazzen - Williams.

### **Tercera pantalla**

ELEVATION  
FLOW  
ELEV HIDROMETRICA

- = Cota de terreno de cada nudo.
- = Caudal de salida en cada nudo.
- = Cota piezométrica del nudo que alimenta la red.

**Datos de salida.** El programa después de hacer sus iteraciones y ajustar los caudales en los tramos y el sentido de flujo de los mismos, presenta los siguientes resultados adicionales:

FLOW PIPE  
VELOCITYPIPE  
HEADLOSS  
FLOW NODO  
HGL  
PRESSURE

- = Caudal del tramo corregido.
- = Velocidad del tramo.
- = Pérdida en m/km y en metros del tramo.
- = Caudal de salida en el nudo.
- = Cota piezométrica del nudo.
- = Presión de servicio en el nudo

Se realizan y estudian varias posibilidades de diseño considerando los eventos mencionados, de tal forma que los diámetros de la red definitiva permitan el funcionamiento de cualquier alternativa de alimentación.

Los resultados se presentan en los cuadros posteriores.

**4.7.4 Comentarios a los resultados obtenidos.** Es necesario realizar algunas aclaraciones y observaciones a los resultados obtenidos después del proceso de diseño de la red futura.

Se presentan velocidades inferiores a los valores establecidos en las normas de diseño, especialmente en tramos abiertos, sin embargo no se recomienda el uso de tuberías de diámetro inferior a Ø2", en el diseño de redes de distribución de cabeceras municipales de nivel bajo y medio.

Las presiones entre 10 y 60 mca, son las normalmente aceptadas y son las establecidas como norma el RAS 2000, sin embargo los resultados muestran zonas donde las presiones superan los 65 mca, especialmente dados por la existencia de diámetros de tubería muy

grandes para las necesidades, especialmente en el sector Tarra Centro. Para adecuar las presiones de servicio en estas zonas, se presentan como alternativa:

Disminuir diámetros: alternativa no recomendable por los problemas sociales que puede generar, el retirar una tubería para instalar una de menor diámetro. En esta zona esto es considerado una locura.

Instalar válvulas reductoras de presión. La experiencia ha demostrado que este tipo de elementos requieren por su sensibilidad de operarios calificados y de aguas de muy buena calidad, de lo contrario su taponamiento es permanente y el rechazo que produce en la población y operadores es alto por los continuos cortes del servicio que provoca para su adecuación (limpieza y manejo de pilotos de control), de tal forma que para evitarse problemas, los retiran y sacan del servicio. En comunidades pequeñas por falta de insumos o por problemas menores es común sacar la planta de tratamiento del servicio y suministrar agua sin tratar en algunos periodos, en este lapso el agua generalmente llega con alguna turbidez y estas partículas taponan muy fácilmente las válvulas reguladoras de presión. Por lo anterior esta opción tampoco se recomienda, por lo menos en las actuales condiciones de trabajo del acueducto.

Ante tal situación se recomienda como una solución empírica, instalar llaves de paso en la cajilla domiciliaría que produzcan grandes pérdidas de presión a la entrada de la edificación o local con el fin de proteger y garantizar el correcto funcionamiento de los aparatos sanitarios al interior de las mismas. De esta forma es viable tratar de minimizar la posibilidad de que por daños en los aparatos se presenten fugas y desperdicios.

La relación de tuberías nuevas y accesorios a instalar se presenta en el Plano No 13 y el costo de su instalación en el presupuesto detallado de optimización  
La tubería deberá instalarse a 1.20 metros de profundidad a clave mínimo, los anchos de las zanjas serán mínimo de 60 centímetros para facilitar el uso de vibro compactador manual para garantizar la compactación de la base para la colocación del pavimento, sea en asfalto o en concreto.

Para tuberías menores a Ø6" el ancho de la zanja es de 60cm, para tuberías de Ø8" de 65cm y para 10" será de 70cm.

La red de distribución futura será diseñada utilizando como parámetro el QMH futuro y puntualizando cargas para las zonas de futuro desarrollo.

La red deberá estar en capacidad de atender la demanda de la población futura y simultáneamente atender la demanda contra incendios con el funcionamiento simultáneo de dos hidrantes.

La red definitiva deberá estar en capacidad de funcionar con la presión de llegada de la línea de conducción que sale de los tanques de almacenamiento, pero atendiendo la población por sectores totalmente independientes.

**Procedimiento de diseño.** Se traza la red futura formando en lo posible mallas cerradas y considerando la - cobertura al 100 %, considerando entre los siguientes eventos:

Se calculan las áreas aferentes a cada nudo y el caudal de salida en el mismo, los cuales se presentan en el Cuadro No 6.5 Áreas - Caudales de salida Red año 2020. En el cuadro mencionado se determina el caudal de salida en cada nudo en razón proporcional del área del mismo al área total tomando como base el Consumo Máximo Horario, caudal con el cual se debe diseñar la red de distribución, considerando el 100% del QMH.

$$Q \text{ nudo} = QMH \times \text{Area nudo} / \text{Area total}$$

Adicionalmente en los cuadros referenciados se consideran los gastos de salida para atender demanda por consumo en las áreas aledañas al proyecto previendo expansiones por futuros desarrollos urbanísticos. Estos caudales son estimados según criterio del consultor. También se consideran los caudales de empalme con otros sectores

Se utiliza el programa de cálculo hidráulico de redes LOOP, el cual se basa en el método de Hardy Cross.

**Cuadro 29.** Resumen de caudales

COMUNIDAD		LA ESMERALDA	SAN PAULO	EL SALTO	ASTILLERO
CANT. VIVIENDAS	(-)	43	10	13	29
HAB. VIVIENDA	(-)	5	5	5	5
POBLACION ACTUAL	HAB.	215	50	65	145
TASA DE CRECIMIENTO	%	2.0	2.0	2.0	2.0
PERIODO DE DISEÑO	AÑOS	25	25	25	25
POBLACION PROYECTADA	HAB	353	82	107	238
DOTACION NETA	L/HAB_DIA	90	90	90	90
DOTACION BRUTA	L/HAB_DIA	120	120	120	120
CAUDAL MEDIO DIARIO	L/S	0,49	0.11	0.15	0.33
CAUDAL MAXIMO DIARIO	L/S	0,64	0.15	0.19	0.43
CAUDAL MAXIMO HORARIO	L/S	1,02	0.24	0.31	0.69
CAUDAL INCENDIOS	L/S	10.0	5.0	5.0	5.0
CAUDAL DISEÑO	L/S	11.02	5.24	5.31	5.69

Fuente Autores del proyecto

**Resultados de la modelación hidráulica.** El análisis del diseño de la línea de conducción en tubería de PVC, fue modelado con el programa EPANET 2.0

Los resultados se muestran a continuación:

<b>DIÁMETRO</b>	<b>D int (mm)</b>	<b>RDE</b>
1/2"	13,65	21
3/4"	20,47	21
1"	27,29	21
2"	54,58	26
3"	83,42	32,5
4"	107,28	32,5
6"	157,92	32,5

La esmeralda

**Cuadro 30.** Estado de los Nudos de la Red

	Cota	Demanda Base	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	m	m
Embalse A1	1402	Sin Valor	1402	0
Nudo Bn2	1399	0	1401,91	2,91
Nudo Cn3	1398	0	1401,81	3,81
Nudo Dn4	1391	0	1400,92	9,92
Nudo EAn5	1372	0	1392,14	20,14
Nudo EBn5A-USU	1373	0,256	1389,27	16,27
Nudo ECn6	1351	0	1381,77	30,77
Nudo EDn6A-USU	1352	0,256	1380,68	28,68
Nudo EFn7	1354	0	1374,92	20,92
Nudo EGn7A-USU	1350	0,256	1369,72	19,72
Nudo EHn7B-USU	1348	0,256	1361,51	13,51
Nudo EIn7C-USU	1353	0,256	1372,9	19,9
Nudo FAn8A-USU	1387	0,256	1400,14	13,14
Nudo Fn8	1386	0	1400,82	14,82
Nudo GAn9A-USU	1381	0,256	1399,32	18,32
Nudo Gn9	1380	0	1400,53	20,53
Nudo HAn53	1371	0,256	1397,88	26,88
Nudo Hn10	1370	0	1400,03	30,03
Nudo IAn11A-USU	1376	0,256	1395,71	19,71
Nudo In11	1376	0	1399,1	23,1
Nudo JAn12A-USU	1383	0,256	1398,34	15,34
Nudo Jn12	1382	0	1398,95	16,95
Nudo Kn13	1385	0	1398,57	13,57
Nudo LAn14A-USU	1386	0,256	1397,99	11,99
Nudo LBn15	1385	0	1398,09	13,09
Nudo LCn15A-USU	1386	0,256	1397,88	11,88
Nudo LDn16	1385	0	1397,14	12,14
Nudo LEn16A-USU	1386	0,256	1396,85	10,85
Nudo LFn17	1382	0	1397,03	15,03

Cuadro 30. (Continuación)

Nudo LGn18	1380	0	1396,96	16,96
Nudo LHn18A-USU	1381	0,256	1395,53	14,53
Nudo LIn18B-USU	1375	0,256	1389,53	14,53
Nudo LJn19	1379	0	1396,76	17,76
Nudo LKn19A-USU	1380	0,256	1394,75	14,75
Nudo LMn20	1371	0	1388,36	17,36
Nudo Ln14	1385	0	1398,24	13,24
Nudo LOn20A-USU	1372	0,256	1386,63	14,63
Nudo LPn21	1367	0	1383,89	16,89
Nudo LQn21A_USU	1368	0,256	1381,59	13,59
Nudo LRn22	1351	0	1375,66	24,66
Nudo LSn22A-USU	1348	0,256	1373,08	25,08
Nudo LTn22B-USU	1352	0,256	1373,37	21,37
Nudo LUn22C-USU	1346	0,256	1369,73	23,73
Nudo MAn23A-USU	1385	0,256	1396,24	11,24
Nudo Mn23	1384	0	1398,54	14,54
Nudo NAn24A-USU	1387	0,256	1397,96	10,96
Nudo Nn24	1386	0	1398,38	12,38
Nudo OAn25A-USU	1386	0,256	1397,93	11,93
Nudo On25	1385	0	1398,35	13,35
Nudo Pn26	1385	0	1398,29	13,29
Nudo QAn27A-USU	1386	0,256	1396,84	10,84
Nudo QBn27B-USU	1377	0,256	1394,2	17,2
Nudo Qn27	1385	0	1398,28	13,28
Nudo RAn28A-USU	1386	0,256	1396,85	10,85
Nudo Rn28	1385	0	1398,28	13,28
Nudo Sn29	1383	0	1398,19	15,19
Nudo TAn30A-USU	1383	0,256	1395,01	12,01
Nudo Tn30	1382	0	1398,13	16,13
Nudo Un31	1382	0	1398,08	16,08
Nudo VAn33	1380	0	1397,97	17,97
Nudo VBn33A-USU	1381	0,256	1392,93	11,93
Nudo VCn33B-USU	1383	0,256	1395,08	12,08
Nudo Vn32	1382	0	1398,01	16,01
Nudo XAn34A-USU	1383	0,256	1395,17	12,17
Nudo XBn35	1382	0	1398,03	16,03
Nudo XCn35A-USU	1383	0,256	1394,57	11,57
Nudo XDn36	1386	0	1397,94	11,94
Nudo XEn36A-USU	1387	0,256	1397,69	10,69
Nudo XFn37	1386	0	1397,93	11,93
Nudo XGn37A-USU	1387	0,256	1397,61	10,61
Nudo XHn38	1386	0	1397,93	11,93
Nudo XIn39	1385	0	1397,87	12,87
Nudo XJn39A-USU-	1386	0,256	1397,66	11,66
Nudo XJn39B-USU	1387	0,256	1397,33	10,33
Nudo XKn40	1382	0	1397,37	15,37
Nudo XLn41	1377	0	1395,68	18,68

Cuadro 30. (Continuación)

Nudo XMn42	1374	0	1395,57	21,57
Nudo Xn34	1382	0	1398,04	16,04
Nudo XNn43	1373	0	1395,45	22,45
Nudo XOn43A-USU	1374	0,256	1393,73	19,73
Nudo XPn44	1369	0	1395,43	26,43
Nudo XQn44A-USU	1370	0,256	1393,71	23,71
Nudo XRn44B-USU	1368	0,256	1392	24
Nudo ZAn45	1370	0	1395,26	25,26
Nudo ZAn46	1370	0	1394,91	24,91
Nudo ZBn47	1364	0	1394,66	30,66
Nudo ZCn48	1362	0	1394,45	32,45
Nudo ZDn48A-USU	1363	0,256	1391,58	28,58
Nudo ZEn49	1318	0	1356,89	38,89
Nudo ZFn49A-USU	1318	0,256	1335,3	17,3
Nudo ZGn50	1314	0	1341,85	27,85
Nudo ZHn51	1306	0	1339,09	33,09
Nudo ZIn51A-USU	1300	0,256	1319,9	19,9
Nudo ZJn51B-USU	1298	0,256	1335,12	37,12

Fuente. Autores del proyecto

Cuadro 31. Estado de las Líneas de la Red

ID Línea	Longitu m	Diámetr mm	Rugosida mm	Cauda LPS	Velocida m/s	Pérdida m/km	Factor
Tubería 1	50,44	157,92	0,0015	11,01	0,56	1,88	0,018
Tubería 2	52,46	157,92	0,0015	11,01	0,56	1,88	0,018
Tubería 3	471,1	157,92	0,0015	11,01	0,56	1,88	0,018
Tubería EAn5	48,38	27,29	0,0015	1,28	2,19	181,43	0,02
Tubería	10	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería ECn6	85,11	27,29	0,0015	1,02	1,75	121,84	0,021
Tubería	3,812	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería EFn7	93,83	27,29	0,0015	0,77	1,31	73,09	0,023
Tubería	18,11	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería	48,32	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería	2,364	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,08	0,025
Tubería Fn8	10,62	107,28	0,0015	9,73	1,08	9,63	0,018
Tubería	4,189	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería Gn9	31,95	107,28	0,0015	9,47	1,05	9,18	0,018
Tubería	5	13,65	0,1	0,26	1,75	430,14	0,038
Tubería Hn10	56,62	107,28	0,0015	9,22	1,02	8,74	0,018
Tubería	11,82	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería In11	111,9	107,28	0,0015	8,96	0,99	8,31	0,018
Tubería	2,115	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,1	0,025
Tubería Jn12	19,7	107,28	0,0015	8,7	0,96	7,88	0,018

Cuadro 31. (Continuación)

Tubería Kn13	49,6	107,28	0,0015	8,45	0,93	7,47	0,018
Tubería	6	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería	6,71	54,58	0,0015	2,56	1,09	22,53	0,02
Tubería	5	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,7	0,028
Tubería	50,47	54,58	0,0015	2,3	0,98	18,69	0,021
Tubería	7	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería	7,33	54,58	0,0015	2,05	0,88	15,15	0,021
Tubería	52,77	54,58	0,0015	0,51	0,22	1,33	0,03
Tubería	5	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería	25,9	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería LJn19	29,92	54,58	0,0015	1,54	0,66	9,1	0,023
Tubería	7	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,05	0,025
Tubería	46,33	27,29	0,0015	1,28	2,19	181,43	0,02
Tubería Ln14	12,58	54,58	0,0015	2,82	1,2	26,73	0,02
Tubería	6	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería	36,69	27,29	0,0015	1,02	1,75	121,84	0,021
Tubería	8	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería	112,5	27,29	0,0015	0,77	1,31	73,09	0,023
Tubería	61,93	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería	8	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería	142,3	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería	8	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería Mn23	9,48	107,28	0,0015	5,63	0,62	3,63	0,02
Tubería	10	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería Nn24	48,94	107,28	0,0015	5,38	0,59	3,33	0,02
Tubería	10	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,69	0,028
Tubería On25	10,61	107,28	0,0015	5,12	0,57	3,04	0,02
Tubería Pn26	20,66	107,28	0,0015	4,86	0,54	2,79	0,02
Tubería	5	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería	97,81	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,68	0,028
Tubería Qn27	8,82	54,58	0,0015	0,51	0,22	1,33	0,03
Tubería	5	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería Rn28	2,65	107,28	0,0015	4,35	0,48	2,3	0,021
Tubería Sn29	45,96	107,28	0,0015	4,1	0,45	2,05	0,021
Tubería	10,89	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería Tn30	25,83	107,28	0,0015	4,1	0,45	2,05	0,021
Tubería Un31	31,25	107,28	0,0015	3,84	0,42	1,83	0,021
Tubería	32,61	54,58	0,0015	0,51	0,22	1,33	0,03
Tubería	17,57	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería	69,35	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería Vn32	48,24	54,58	0,0015	0,51	0,22	1,33	0,03

Cuadro 31. (Continuación)

Tubería	10	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,03	0,025
Tubería	5,92	107,28	0,0015	3,07	0,34	1,23	0,022
Tubería	82,96	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería	86,57	107,28	0,0015	2,82	0,31	1,06	0,023
Tubería	6	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería	9,02	107,28	0,0015	2,56	0,28	0,89	0,023
Tubería	7,652	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,68	0,028
Tubería	3,72	107,28	0,0015	2,3	0,25	0,76	0,025
Tubería XIn39	43,37	54,58	0,0015	0,51	0,22	1,33	0,03
Tubería	5	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería	51,11	27,29	0,0015	0,26	0,44	10,65	0,03
Tubería	47,06	54,58	0,0015	1,79	0,77	11,95	0,022
Tubería	141,41	54,58	0,0015	1,79	0,77	11,95	0,022
Tubería	38,9	54,58	0,0015	0,77	0,33	2,69	0,027
Tubería Xn34	26,44	107,28	0,0015	3,33	0,37	1,42	0,022
Tubería	45,29	54,58	0,0015	0,77	0,33	2,69	0,027
Tubería	6	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería	14,7	54,58	0,0015	0,51	0,22	1,33	0,03
Tubería	6	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería	82,23	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028
Tubería	94,12	54,58	0,0015	1,02	0,44	4,45	0,025
Tubería	78,79	54,58	0,0015	1,02	0,44	4,45	0,025
Tubería	54,43	54,58	0,0015	1,02	0,44	4,45	0,025
Tubería	47,29	54,58	0,0015	1,02	0,44	4,45	0,025
Tubería	10	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería	129,7	20,47	0,0015	0,77	2,33	289,59	0,021
Tubería	106,78	20,47	0,0015	0,51	1,56	140,91	0,023
Tubería	19,58	20,47	0,0015	0,51	1,56	140,92	0,023
Tubería	66,85	13,65	0,0015	0,26	1,75	287,04	0,025
Tubería	95,08	20,47	0,0015	0,26	0,78	41,67	0,028

Fuente Autores del proyecto

**SAN PAULO****Cuadro 32.** Estado de los Nudos de la Red

	Cota	Demanda Base	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	m	m
Embalse A	1443	Sin Valor	1443	0
Nudo A1	1438	0	1443	5
Nudo A10	1438	0	1443	5
Nudo A11	1429	0	1443	14

Cuadro 32. (Continuación)

Nudo A12	1430	0	1443	13
Nudo A13	1432	0	1443	11
Nudo A14-USU	1433	0,008	1443	10
Nudo A15	1431	0	1442,82	11,82
Nudo A16-USU	1432	0,008	1442,81	10,81
Nudo A17	1418	0	1441,26	23,26
Nudo A18-USU	1419	0,008	1441,25	22,25
Nudo A19	1418	0	1440,96	22,96
Nudo A2	1438	0	1443	5
Nudo A20-USU	1419	0,008	1440,96	21,96
Nudo A21	1414	0	1440,71	26,71
Nudo A22-USU	1415	0,008	1440,71	25,71
Nudo A23	1409	0	1440,37	31,37
Nudo A24-USU	1410	0,008	1440,35	30,35
Nudo A25	1393	0	1440,14	47,14
Nudo A26-USU	1394	0,008	1440,13	46,13
Nudo A27	1376	0	1439,87	63,87
Nudo A28-USU	1370	0,008	1439,85	69,85
Nudo A29-USU	1360	0,008	1439,84	79,83
Nudo A3	1436	0	1443	7
Nudo A4	1432	0	1443	11
Nudo A5	1431	0	1443	12
Nudo A6	1428	0	1443	15
Nudo A7	1436	0	1443	7
Nudo A8	1422	0,008	1443	21
Nudo A9	1436	0	1443	7

Fuente Autores del proyecto

Cuadro 33. Estado de las Líneas de la Red

	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.	Factor Fricción
ID Línea	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km	
Tubería A1	57,34	107,28	0,0015	0,08	0,01	0	0,07
Tubería A10	49,8	107,28	0,0015	0,07	0,01	0	0
Tubería A11	43,11	107,28	0,0015	0,07	0,01	0	0,115
Tubería A12	26,93	107,28	0,0015	0,07	0,01	0,01	0,183
Tubería A13	247,3	107,28	0,0015	0,07	0,01	0	0,06
Tubería A14-USU	27,59	27,29	0,0015	0,01	0,01	0,06	0,185
Tubería A15	46,68	20,47	0,0015	0,06	0,19	3,84	0,041
Tubería A16-	6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,99	0,089

Cuadro 33. (Continuación)

USU							
Tubería A17	75,6	13,65	0,0015	0,06	0,38	20,63	0,038
Tubería A18- USU	7	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería A19	18,63	13,65	0,0015	0,05	0,33	15,88	0,04
Tubería A2	56,96	107,28	0,0015	0,08	0,01	0	0,07
Tubería A20- USU	7	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería A21	22,39	13,65	0,0015	0,04	0,27	11,13	0,04
Tubería A22- USU	8	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería A23	59,76	13,65	0,0015	0,03	0,22	5,76	0,032
Tubería A24- USU	18,5	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería A25	78,45	13,65	0,0015	0,02	0,16	2,99	0,03
Tubería A26- USU	8	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,99	0,088
Tubería A27	133,8	13,65	0,0015	0,02	0,11	1,96	0,044
Tubería A28- USU	25,67	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería A29- USU	40,13	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería A3	43,49	107,28	0,0015	0,08	0,01	0	0,092
Tubería A4	51,19	107,28	0,0015	0,08	0,01	0	0,078
Tubería A5	87,12	107,28	0,0015	0,08	0,01	0	0,046
Tubería A6	46,84	107,28	0,0015	0,08	0,01	0	0,085
Tubería A7	40,3	107,28	0,0015	0,08	0,01	0	0,099
Tubería A8	235	107,28	0,0015	0,01	0	0	0
Tubería A9	72,28	107,28	0,0015	0,07	0,01	0	0,068

Fuente Autores del proyecto

**EL SALTO****Cuadro 34.** Estado de los Nudos de la Red

	Cota	Demanda Base	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
Embalse A1	1378	Sin Valor	-0,1	1378	0
Nudo A2	1376	0	0	1378	2
Nudo A3	1375	0	0	1378	3
Nudo A4	1368	0	0	1377,99	9,99
Nudo A5	1367	0	0	1377,99	10,99
Nudo A6	1365	0	0	1377,99	12,99
Nudo A7	1364	0	0	1377,98	13,98
Nudo A8	1363	0	0	1377,98	14,98

Cuadro 34. (Continuación)

Nudo A9	1361	0	0	1377,98	16,98
Nudo B1	1360	0	0	1377,98	17,98
Nudo B2	1358	0	0	1377,97	19,97
Nudo B3	1355	0	0	1377,97	22,97
Nudo B4	1353	0	0	1377,96	24,96
Nudo B5	1338	0,008	0,01	1377,89	39,89
Nudo B6	1346	0,008	0,01	1377,92	31,92
Nudo B7	1343	0,008	0,01	1377,94	34,94
Nudo B8	1342	0	0	1377,9	35,9
Nudo C1	1344	0	0	1377,9	33,9
Nudo C2	1345	0,008	0,01	1377,89	32,89
Nudo C3	1345	0	0	1377,89	32,89
Nudo C4	1343	0,008	0,01	1377,88	34,88
Nudo C5	1348	0	0	1377,89	29,89
Nudo C6	1348	0,008	0,01	1377,88	29,88
Nudo C7	1341	0,008	0,01	1377,85	36,85
Nudo D1	1343	0	0	1377,9	34,9
Nudo D2	1344	0,008	0,01	1377,89	33,89
Nudo D3	1347	0	0	1377,88	30,88
Nudo D4	1348	0	0	1377,88	29,88
Nudo D5	1350	0	0	1377,87	27,87
Nudo E1	1350	0	0	1377,86	27,86
Nudo E2	1351	0,008	0,01	1377,86	26,86
Nudo E3	1366	0,008	0,01	1377,78	11,78
Nudo F1	1350	0	0	1377,78	27,78
Nudo F2	1338	0,008	0,01	1377,78	39,78
Nudo F3	1349	0	0	1377,73	28,73
Nudo F4	1350	0,008	0,01	1377,72	27,72
Nudo F5	1348	0,008	0,01	1377,66	29,66

Fuente Autores del proyecto

Cuadro 35. Estado de las Líneas de la Red

	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida Unit.	Factor Fricción
ID Línea	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km	
Tubería A2	50,4	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,029
Tubería A3	30,83	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,029
Tubería A4	81,54	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,03
Tubería A5	24,59	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,026
Tubería A6	46,84	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,029

Cuadro 35. (Continuación)

Tubería A7	51,83	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,03
Tubería A8	83,53	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,029
Tubería A9	43,57	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,03
Tubería B1	51,62	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,028
Tubería B2	26,57	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,06	0,03
Tubería B3	87,19	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,029
Tubería B4	136	54,58	0,0015	0,1	0,04	0,05	0,029
Tubería B5	71,62	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería B7	22,45	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería B8	42,7	27,29	0,0015	0,08	0,14	1,39	0,04
Tubería C1	17,27	27,29	0,0015	0,03	0,05	0,25	0,045
Tubería C2	6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería C3	26,17	27,29	0,0015	0,02	0,04	0,18	0,058
Tubería C4	15,02	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería C5	65,92	27,29	0,0015	0,02	0,03	0,12	0,087
Tubería C6	6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,99	0,089
Tubería C7	36,28	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería D1	4,87	27,29	0,0015	0,05	0,08	0,4	0,032
Tubería D2	6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería D3	51,13	27,29	0,0015	0,04	0,07	0,31	0,035
Tubería D4	29,28	27,29	0,0015	0,04	0,07	0,3	0,035
Tubería D5	22,8	27,29	0,0015	0,04	0,07	0,31	0,035
Tubería E1	2,63	13,65	0,0015	0,02	0,11	1,92	0,043
Tubería E2	5	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería E3	83,01	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería F1	28,15	13,65	0,0015	0,02	0,16	2,99	0,03
Tubería F2	9,557	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería F3	28,07	13,65	0,0015	0,02	0,11	1,96	0,044
Tubería F4	6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería F5	67,01	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088

Fuente Autores del proyecto

## ASTILLERO

Cuadro 36. Estado de los Nudos de la Red

	Cota	Demanda Base	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	m	m
Embalse A	1431	Sin Valor	1431	0
Nudo A1	1430	0	1430,91	0,91
Nudo B1	1416	0	1429,11	13,11
Nudo B2	1417	0,008	1429,1	12,1
Nudo B3	1418	0	1428,81	10,81
Nudo B4	1414	0	1428,39	14,39
Nudo B5	1384	0	1423,94	39,94

Cuadro 36. (Continuación)

Nudo B6	1371	0	1420,89	49,89
Nudo B7	1370	0	1420,71	50,71
Nudo B8	1359	0,008	1420,66	61,66
Nudo C1	1337	0	1418,09	81,09
Nudo C2	1337	0,008	1418,08	81,08
Nudo C3	1338	0	1418,05	80,05
Nudo C4	1339	0,008	1418,04	79,04
Nudo C5	1341	0,008	1418,01	77,01
Nudo C6	1350	0	1417,67	67,67
Nudo C7	1351	0,008	1417,66	66,66
Nudo C8	1356	0	1417,02	61,02
Nudo C9	1357	0,008	1417,01	60,01
Nudo D1	1354	0	1416,95	62,95
Nudo D2	1360	0,008	1416,91	56,91
Nudo D3	1352	0,008	1416,74	64,74
Nudo E1	1415	0	1430,46	15,46
Nudo E2	1342	0	1423,52	81,52
Nudo F1	1344	0	1422,83	78,83
Nudo F2	1335	0,008	1422,82	87,82
Nudo F3	1331	0,008	1422,82	91,82
Nudo F4	1336	0	1422,7	86,7
Nudo F5	1337	0,008	1422,7	85,7
Nudo F6	1345	0	1422,63	77,63
Nudo F7	1346	0,008	1422,62	76,62
Nudo F8	1340	0,008	1422,57	82,57
Nudo G1	1370	0	1421,09	51,09
Nudo G2	1355	0	1417,42	62,42
Nudo G3	1358	0	1417,3	59,3
Nudo G4	1357	0	1417,24	60,24
Nudo G5	1358	0,008	1417,24	59,24
Nudo G6	1355	0	1417,09	62,09
Nudo G7	1356	0,008	1417,09	61,09
Nudo G8	1339	0,008	1416,94	77,94
Nudo G9	1361	0	1416,98	55,98
Nudo H1	1352	0	1416,42	64,42
Nudo H2	1350	0	1416,4	66,4
Nudo H3	1351	0,008	1416,4	65,4
Nudo H4	1348	0	1416,37	68,37
Nudo H5	1349	0,008	1416,37	67,37
Nudo H6	1391	0	1416,29	25,29

Cuadro 36. (Continuación)

Nudo H7	1392	0,008	1416,28	24,28
Nudo H8	1392	0	1416,26	24,26
Nudo H9	1393	0,008	1416,26	23,26
Nudo I1	1375	0	1416,08	41,08
Nudo I2	1376	0,008	1416,07	40,07
Nudo I3	1332	0,008	1415,85	83,85
Nudo J1	1377	0	1415,53	38,53
Nudo J2	1378	0,008	1415,52	37,52
Nudo J3	1370	0	1414,14	44,14
Nudo J4	1371	0,008	1414,13	43,13
Nudo J5	1354	0	1413,34	59,34
Nudo J6	1355	0,008	1413,33	58,33
Nudo J7	1348	0	1413,17	65,17
Nudo J8	1345	0,008	1413,08	68,08
Nudo K1	1346	0	1413,13	67,13
Nudo K2	1346	0,008	1413,12	67,12
Nudo K3	1292	0,008	1412,86	120,86

Fuente Autores del proyecto

Cuadro 37. Estado de las Líneas de la Red

	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérdida	Factor
ID Línea	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km	
Tubería A1	10	27,29	0,0015	0,23	0,4	8,99	0,031
Tubería B1	383,18	20,47	0,0015	0,07	0,22	4,71	0,039
Tubería B2	8,221	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería B3	77,75	20,47	0,0015	0,06	0,19	3,84	0,041
Tubería B4	108,65	20,47	0,0015	0,06	0,19	3,84	0,041
Tubería B5	171,94	13,65	0,0015	0,06	0,44	25,89	0,036
Tubería B6	117,95	13,65	0,0015	0,06	0,44	25,89	0,036
Tubería B7	7	13,65	0,0015	0,06	0,44	25,87	0,036
Tubería B8	42,16	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería C1	126,8	13,65	0,0015	0,06	0,38	20,62	0,038
Tubería C2	13,92	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería C3	21,4	13,65	0,0015	0,02	0,11	1,95	0,044
Tubería C4	10	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería C5	39,75	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería C6	73,28	13,65	0,0015	0,03	0,22	5,76	0,032
Tubería C7	7,19	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería C8	217,9	13,65	0,0015	0,02	0,16	2,99	0,03
Tubería C9	8	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería D1	32,35	13,65	0,0015	0,02	0,11	1,96	0,044
Tubería D2	40,83	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088

Cuadro 37. (Continuación)

Tubería D3	222,7	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería E1	96	27,29	0,0015	0,16	0,27	4,74	0,034
Tubería E2	1464	27,29	0,0015	0,16	0,27	4,74	0,034
Tubería F1	62,25	13,65	0,0015	0,04	0,27	11,14	0,04
Tubería F2	6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería F3	3,17	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,94	0,084
Tubería F4	41	13,65	0,0015	0,02	0,16	2,99	0,03
Tubería F5	6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería F6	38,49	13,65	0,0015	0,02	0,11	1,96	0,044
Tubería F7	6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería F8	60,43	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería G1	216,74	20,47	0,0015	0,12	0,36	11,23	0,034
Tubería G2	326,59	20,47	0,0015	0,12	0,36	11,23	0,034
Tubería G3	10	20,47	0,0015	0,12	0,36	11,24	0,034
Tubería G4	20,64	13,65	0,0015	0,02	0,16	2,99	0,03
Tubería G5	7	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería G6	76,74	13,65	0,0015	0,02	0,11	1,95	0,044
Tubería G7	6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,97	0,087
Tubería G8	155,4	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería G9	42,6	20,47	0,0015	0,1	0,29	7,67	0,036
Tubería H1	73,1	20,47	0,0015	0,1	0,29	7,67	0,036
Tubería H2	10	20,47	0,0015	0,05	0,15	1,71	0,032
Tubería H3	2,798	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,96	0,086
Tubería H4	25,95	20,47	0,0015	0,04	0,12	1,07	0,029
Tubería H5	7	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería H6	111,58	20,47	0,0015	0,03	0,1	0,77	0,033
Tubería H7	10	20,47	0,0015	0,01	0,02	0,19	0,132
Tubería H8	44,21	20,47	0,0015	0,02	0,07	0,58	0,044
Tubería H9	8	20,47	0,0015	0,01	0,02	0,19	0,126
Tubería I1	94,79	13,65	0,0015	0,02	0,11	1,95	0,044
Tubería I2	8	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,99	0,088
Tubería I3	233,6	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería J1	56,16	13,65	0,0015	0,05	0,33	15,88	0,04
Tubería J2	8	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,99	0,088
Tubería J3	124,72	13,65	0,0015	0,04	0,27	11,13	0,04
Tubería J4	7	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería J5	138,9	13,65	0,0015	0,03	0,22	5,76	0,032
Tubería J6	8	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,99	0,088
Tubería J7	57,45	13,65	0,0015	0,02	0,16	2,99	0,03
Tubería J8	84,04	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería K1	19,72	13,65	0,0015	0,02	0,11	1,95	0,044
Tubería K2	7	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088
Tubería K3	270,42	13,65	0,0015	0,01	0,05	0,98	0,088

Fuente Autores del proyecto

## **5. CONCLUSIONES**

Como la parte inicial de la solución se desarrolló el presente estudio de diseño de los componentes del sistema de acueducto, el cual presenta una solución en donde se integran las capacidades máximas de la infraestructura existente y la proyectada como complemento para suplir su déficit.

El diseño de la rejilla está en capacidad para atender la demanda actual y a futuro. Es necesario instalar una válvula de compuerta en la captación para facilidades de operación y mantenimiento.

El desarenador cumple con las especificaciones exigidas por el R.A.S. de carga superficial, velocidad horizontal y pendiente. La carga hidráulica superficial está en el rango entre  $15 < 61.24 < 80$  (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día), la  $V_{h\text{máx}} > V_h$  (4.24 cm/seg  $>$  0.087 cm/seg) y la pendiente de la placa de fondo es de 5.6% cumpliendo con la norma que establece que ésta debe estar en el rango entre 5% – 8 %. Además el desarenador tiene capacidad para tratar la demanda futura.

El diseño del desarenador presenta un buen tiempo de retención que permita la sedimentación incluso de partículas muy finas debido a que el paso de partículas en suspensión hacia la línea de aducción desarenador – planta de tratamiento es perjudicial por el efecto abrasivo y daño a las paredes interiores del tubo, también porque aumenta las posibilidades de colmatación en su interior y porque el agua que en condiciones ideales debería llegar sin partículas en suspensión a la planta de tratamiento, ya que esto afecta su operación.

La línea de aducción cuenta con las válvulas de purga y ventosas suficientes para la limpieza y remoción del aire en la tubería, garantizando con ello un adecuado funcionamiento en el sistema. Deben ejecutarse obras de protección para las tuberías en pasos especiales con concreto, enterrarse o pintarse. Igualmente deben construirse las cajas para las válvulas purgas y ventosas como protección de las mismas.

La falta de protección del área de captación implica el deterioro de la fuente de abastecimiento, esto conlleva al aumento de carga contaminante que con el tiempo puede sobrepasar la capacidad de remoción de los filtros.

La quebrada El Salobre como fuente de abastecimiento es óptima, la presencia de coliformes, turbiedad y color se encuentra dentro de los índices normales. Como única fuente de abastecimiento la quebrada aseguraría la continuidad en la operación del sistema de filtración de múltiples etapas sin ningún inconveniente y no solo le daría continuidad a su uso si no que debido a la reducción de carga contaminante se produciría un efluente de mejor calidad, sin embargo, se hace énfasis en que seleccionar y proteger la fuente abastecedora de agua es mucho más económico y efectivo que permitir su deterioro para después depender de complejos y costosas tecnologías de tratamiento de aguas.

Gracias a la modelación se obtuvieron unos diámetros adecuados para cumplir con las presiones (10-60 m.c.a) y la resistencia de la tubería (R.D.E 21) y así asegurar una caudal en cada vivienda y nodo.

Utilizando el software de modelación EPANET 2.0 y siguiendo las normas del RAS 2000 se logró una simulación con éxito.

El material Usado para las tuberías fue PVC por su fácil adquisición y por la características de presión y resistencias óptimas.

Para que la desinfección final sea óptima, es necesario que las barreras previas remuevan virtualmente la mayoría de los microorganismos patógenos y las sustancias que pueden interferir en el proceso.

Es necesario que al encargado de la planta de tratamiento se le oriente de los aspectos más relevantes en el proceso de filtración en múltiples etapas (FIME) y de la relevancia que tiene la capa biológica en la destrucción de microorganismos, con el fin de que se propicie un ambiente adecuado para la desinfección biológica.

Se presentan velocidades inferiores a los valores establecidos en la norma de diseño, sin embargo no se recomienda el uso de tuberías de diámetro inferior a 50 mm, en el diseño de redes de distribución para los niveles de complejidad del sistema bajo y medio.

Las presiones entre 10 y 60 mca, son las normalmente aceptadas y son las establecidas como norma el R.A.S 2000, según los resultados se muestran que todas las zonas están dentro del rango de presiones establecidas.

El diseño de la red de distribución tiene cobertura para el 100% de los usuarios actuales y con capacidad para atender al 100% de los usuarios proyectados a 25 años de las zonas de futuro desarrollo. La red deberá contar con el número adecuado de válvulas de corte, purgas y ventosas.

Se debe instalar micromedición para garantizar que los usuarios realicen un uso adecuado al agua potable y evitar así el desperdicio. Con la micromedición cada usuario pagará su consumo.

Se debe programar y ejecutar una campaña dirigida a los usuarios para que adecuen sus instalaciones intradomiciliarias. En estos casos incluso es mejor ofrecer asistencia técnica para optimizar las conexiones de los distintos aparatos.

## 6. RECOMENDACIONES

Es necesario tomar cuanto antes las medidas de control y seguimiento al estado de la cuenca para evitar su deterioro y antes por el contrario diseñar y ejecutar planes y programas que garanticen la estabilidad del bosque protector en los nacientes aportantes. Es importante que la administración adquiriera los terrenos donde se encuentre toda la parte alta de la cuenca de la Quebrada El Salobre.

En la evaluación se detectó la necesidad de realizar los siguientes trabajos, en los que no todos requieren diseño para su ejecución:

Instalación de ventosas de acción simple, en los sitios requeridos (altos) para garantizar la evacuación de aire. De esta forma se evita la creación de bolsas de aire al interior de la tubería, las que obstruyen el paso del agua y disminuyen su capacidad de transporte.

Instalación de purgas en los sitios requeridos (bajos) para facilitar las operaciones de lavado o drenaje de los sedimentos que se puedan depositar en el interior de la tubería, los cuales también impiden el paso del agua disminuyendo la capacidad de transporte de la aducción desarenador – planta de tratamiento.

Protección de tramos de tubería que estén a cielo abierto sometidas a la acción de la intemperie, estos tramos deben protegerse con pintura para aumentar su vida útil y evitar su deterioro. Se determinó la longitud por medida en campo.

Profundizar la instalación de tramos de tuberías, donde lo permita el terreno, o protección de la misma con concreto, para evitar su daño, cuando la tubería está descubierta y atraviesan caminos rurales con paso de ganado. Se determinó la longitud por medida en campo.

Construcción de pasos elevados para protección de tuberías, en el paso de caños o zonas donde se ha producido deslizamiento. Se determinó un número de pasos con longitud promedio y se dimensionaron dichas estructuras con base en la experiencia del director del proyecto, sin necesidad de diseño estructural (no lo amerita), por ser una longitud muy corta ( $L < 5.00$  m).

Cambio de tuberías en manguera por tubería de PVC en la red de distribución. La red estará diseñada para soportar la demanda futura incluyendo la de las zonas de expansión.

Capacitación técnica a la persona encargada del mantenimiento del sistema de acueducto para garantizar un adecuado funcionamiento de sus componentes.

Las autoridades competentes deberían hacer un seguimiento estadístico de los procesos físicos y microbiológicos de la fuente de abastecimiento para tener una estadística real del cambio en sus componentes

Construir un laboratorio en las instalaciones de la planta de tratamiento que posea las herramientas para realizar ensayos de turbiedad, de cloro residual y del pH y llevar un control de la variación de estos procesos

Considerando que entre los alcances del presente estudio no se encuentra el componente institucional, se recomienda la elaboración de un estudio de consultoría, que debe contener entre otros los siguientes alcances:

Realizar un estudio de impacto ambiental en la zona de la captación Quebrada El Salobre para determinar el grado de afectación por la agricultura, disposición final de aguas residuales sobrepastoreo.

Elaboración del diagnóstico institucional de la empresa prestadora de servicios públicos domiciliarios de Aguas Claras y planteamiento de soluciones o ajuste de la ley 142 y decretos reglamentarios y/o normatividad adicional expedida por la C.R.A. y por el Ministerio de desarrollo.

Realización de campañas de educación y concientización a la comunidad, sobre la necesidad de consumir agua potable para beneficio de la salud, la necesidad de instalar la micromedición como un mecanismo de control del gasto. Como actividades se pueden mencionar:

Talleres teórico – prácticos; conferencias; presentación de videos por el canal comunal; charlas por sectores o barrios; elaboración de plegables, afiches; comerciales e institucionales en la radio local, etc.

El presente estudio no incluye ninguna actividad respecto a gestiones y tramitación ambiental que se debe cumplir ante Corpoesar, esta gestión la deberá adelantar el Corregimiento El Salobre o la persona encargada del estudio.

La ejecución del presente proyecto requiere de recursos de financiación, con lo que no cuenta el Corregimiento, por tanto es necesario acudir a:

Realizar esfuerzos financieros locales, los cuales requieren la participación activa de la entidad que maneje el sector de agua potable del corregimiento con apoyo de los organismos competentes en la materia.

Gestionar y tramitar ante entidades financiadoras, FINDETER, banca comercial, y otros un crédito para obtener recursos de financiación del proyecto en mención. En este caso se debe elegir la mejor opción en el mercado financiero.

Gestionar y tramitar recursos de financiación no reembolsables ante entidades patrocinadoras de orden estatal o ante programas que adelanta el Gobierno Nacional: MINDESARROLLO, Fondo Nacional de Regalías, Distrito Caño Limón, Plan Colombia, ONG'S, etc.

Gestionar y tramitar recursos de financiación no reembolsables ante ONG Nacionales o Internacionales.

Cumplir con los ajustes institucionales, fiscales y financieros exigidos a los entes territoriales municipales por parte del Gobierno y el estado colombiano, como requisito previo para tramitar o gestionar recursos de crédito o no reembolsables.

## BIBLIOGRAFÍA

LÓPEZ, CUALLA, Ricardo Alfredo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Segunda Edición, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2003.

Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S. 2000. Sección II, Título B, Sistemas de Acueducto. Bogotá, Noviembre de 2000.

FOX, Mc Donald. Mecánica de fluidos e hidráulica. Quinta Edición. Editorial Mc Graw Gil.

CHOW, Ven Te. Hidráulica de canales abiertos. Editorial Mc Graw Gil.

GILES, Ronald, V. Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. Tercera Edición. Editorial Mc Graw Gil.

SILVA GARAVITO, Luis Felipe. Diseño de Acueductos y Alcantarillados.

PALENQUE, ESPADA, Rafael. Obras de toma. Segunda Edición, Editorial Mc Graw Gil.

SMITH, Harry. Diagnóstico de los Recursos Hídricos. Cuarta Edición. Editorial Unesco.

YOUNG, Munso. Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. Cuarta Edición. Editorial Mc Graw Gil.

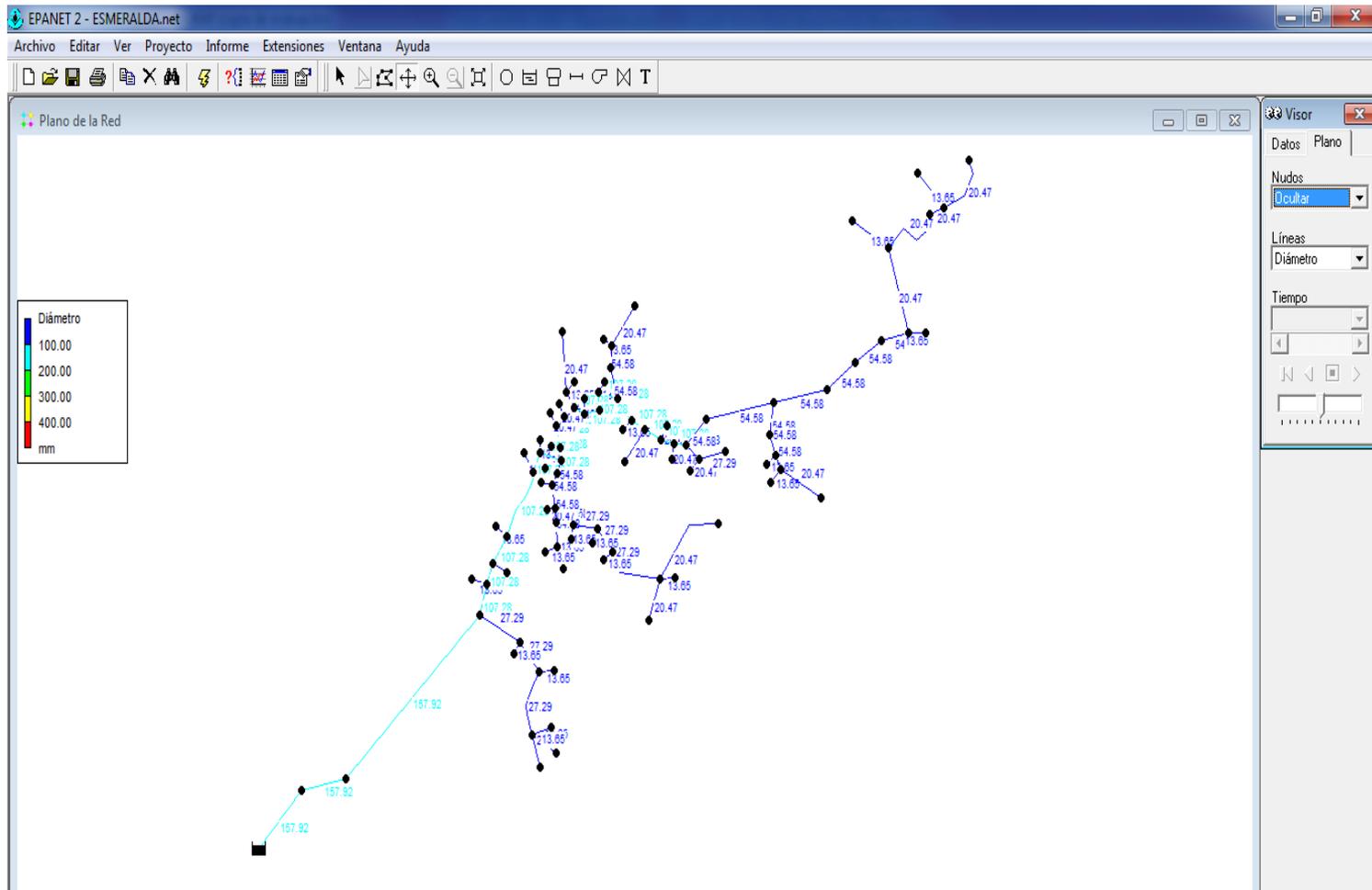
CORCHO, ROMERO, Freddy. Acueductos, teoría y diseño.

PALACIOS, RUIZ, Álvaro. Acueductos, cloacas y drenajes. Universidad católica Andrés Bello.

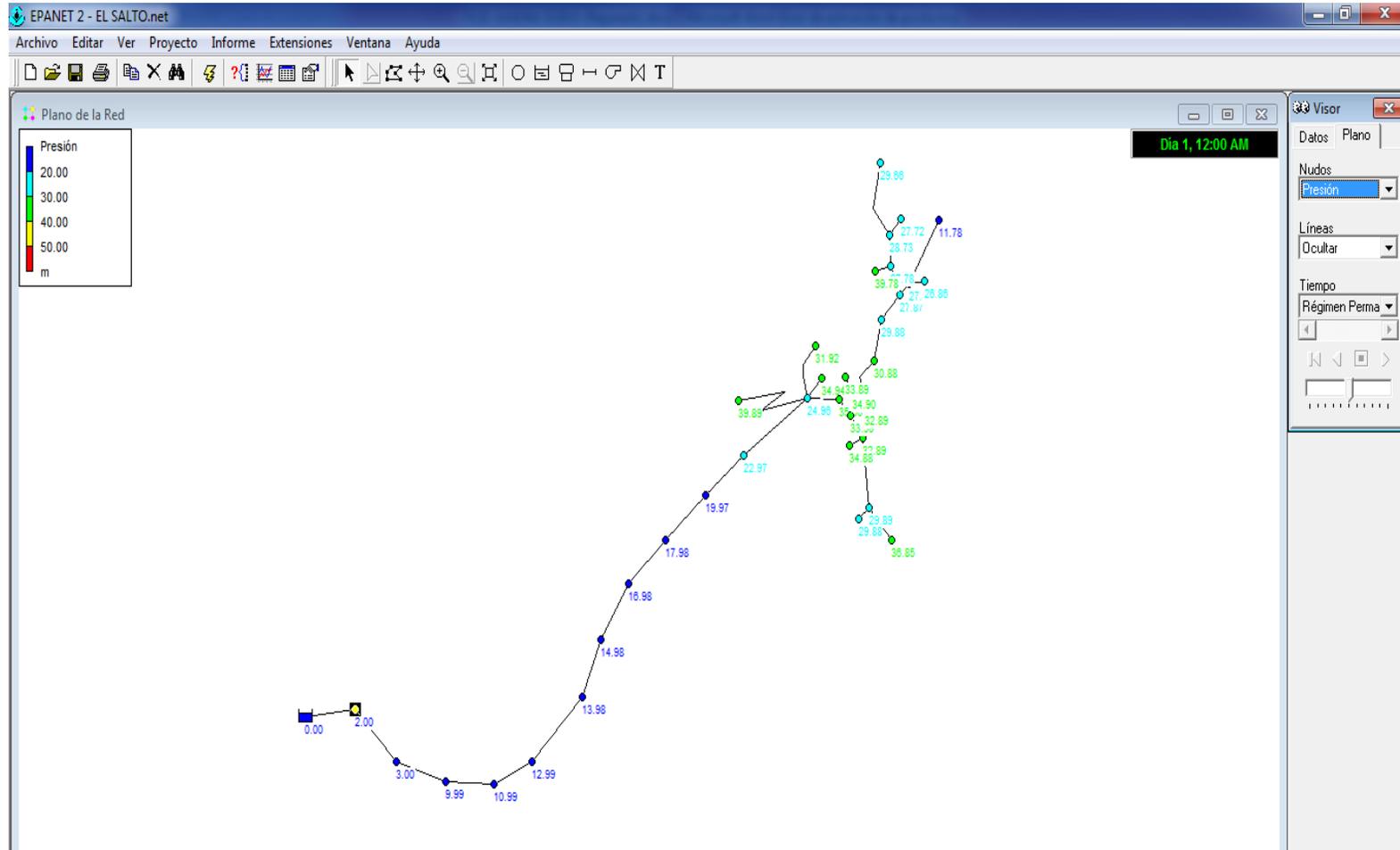
# **ANEXOS**

**Anexo A.** Planos: planta y perfil de la línea de conducción y red de distribución de agua en la Vereda EL Salobre - Municipio de Río de Oro

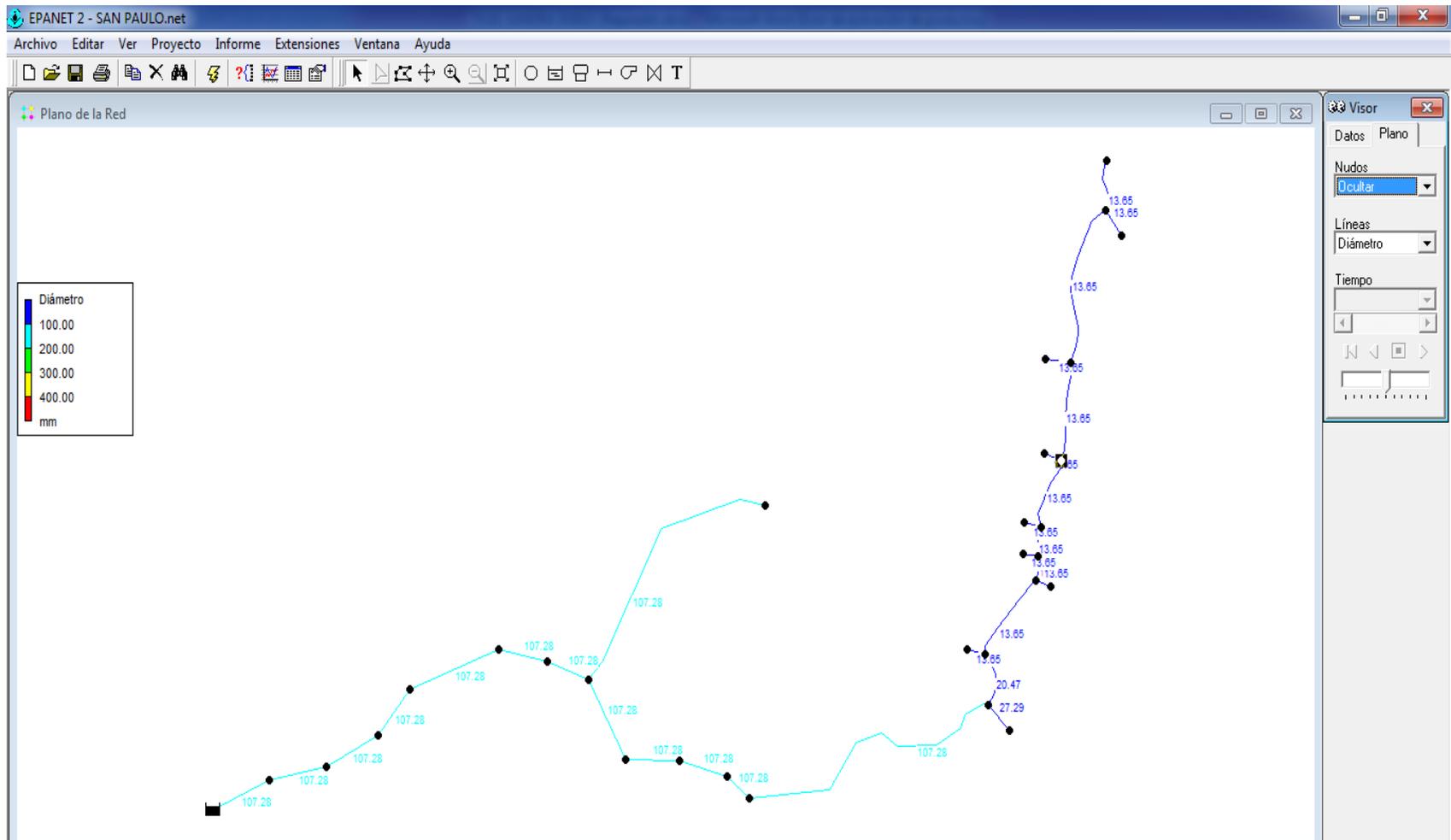
### LA ESMERALDA: DIAMETROS EN LAS TUBERÍAS



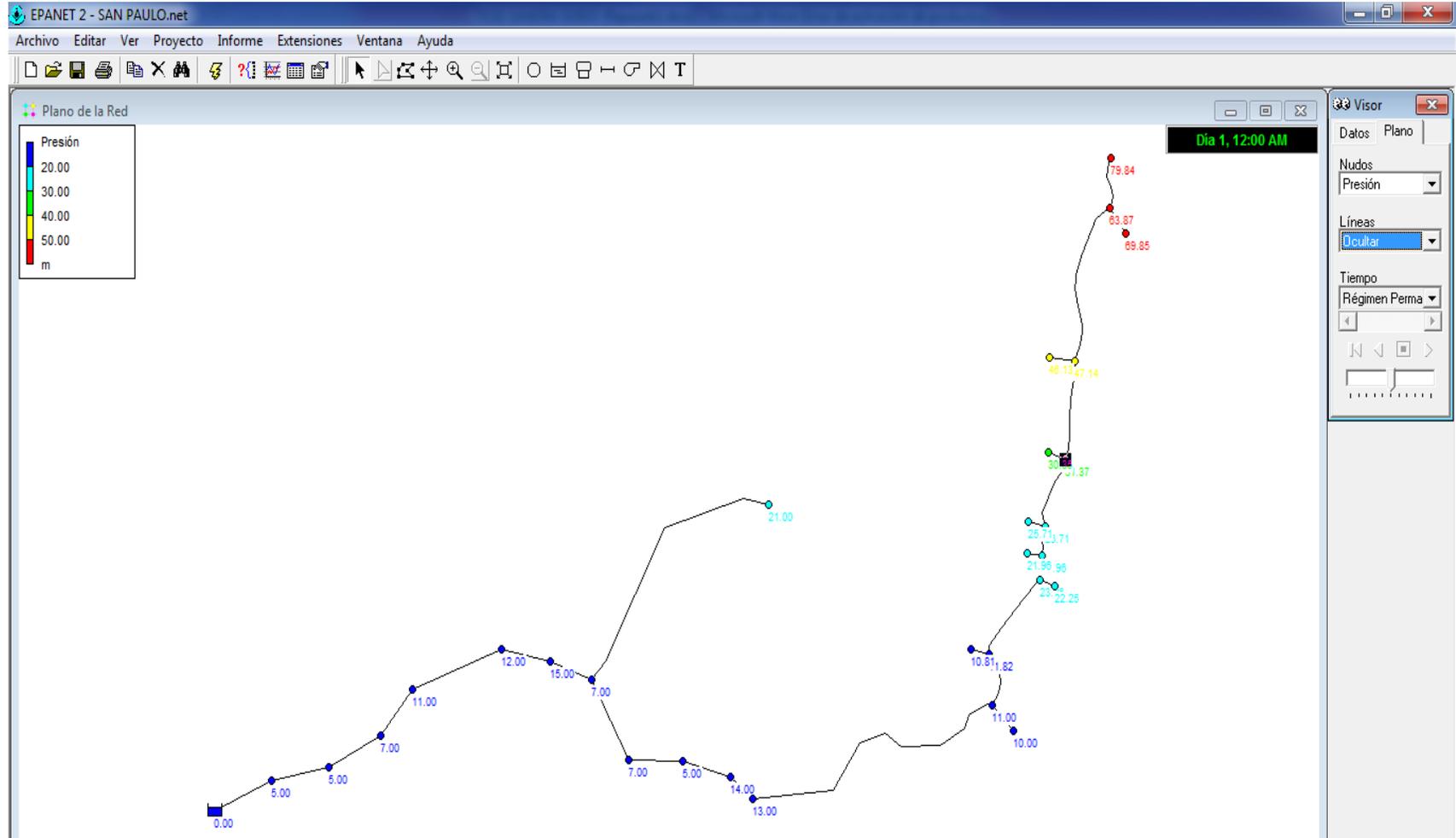
# LA ESMERALDA: PRESIONES EN LOS NODOS



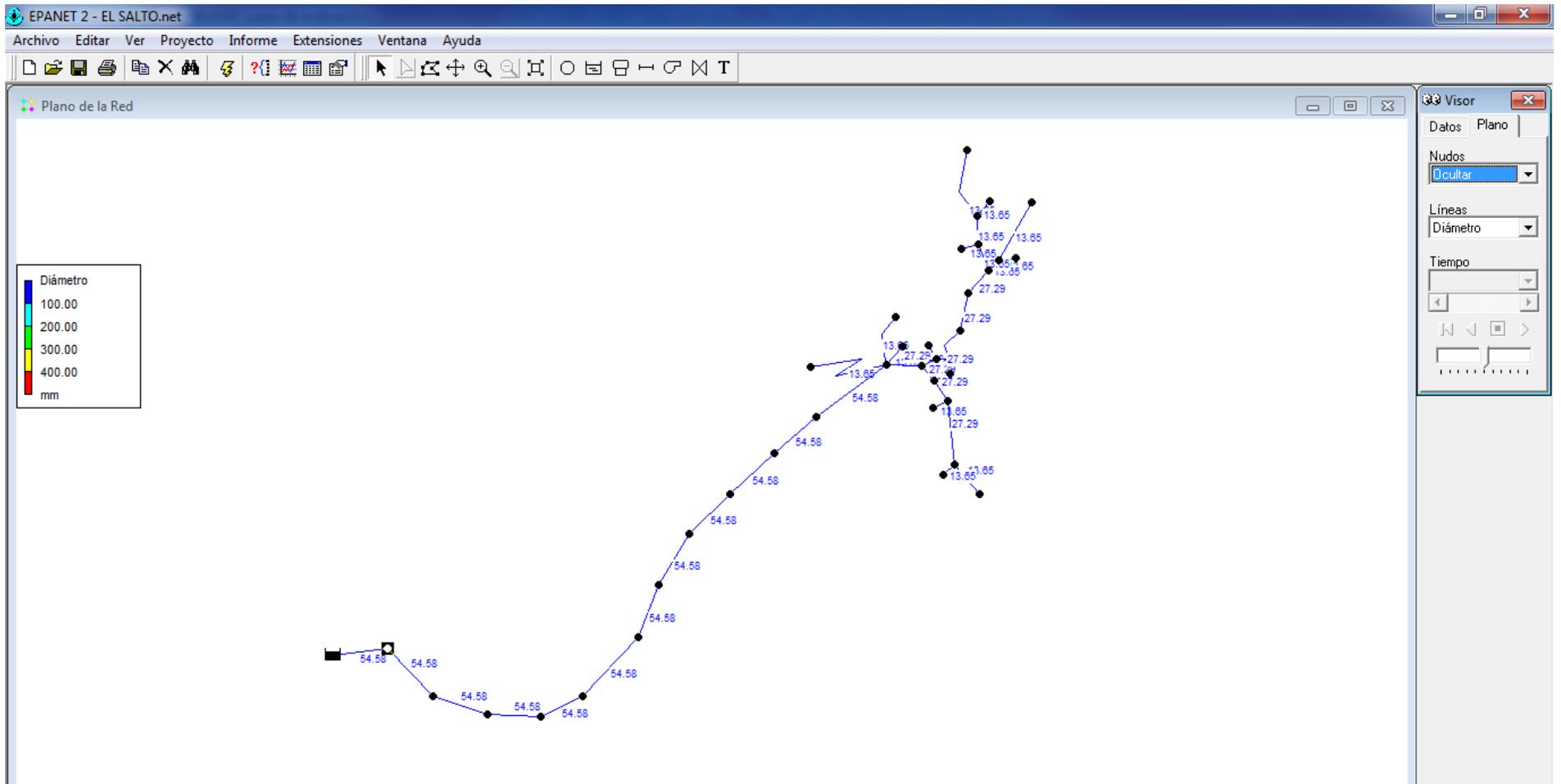
# SAN PAULO: DIAMETRO DE LAS TUBERIAS



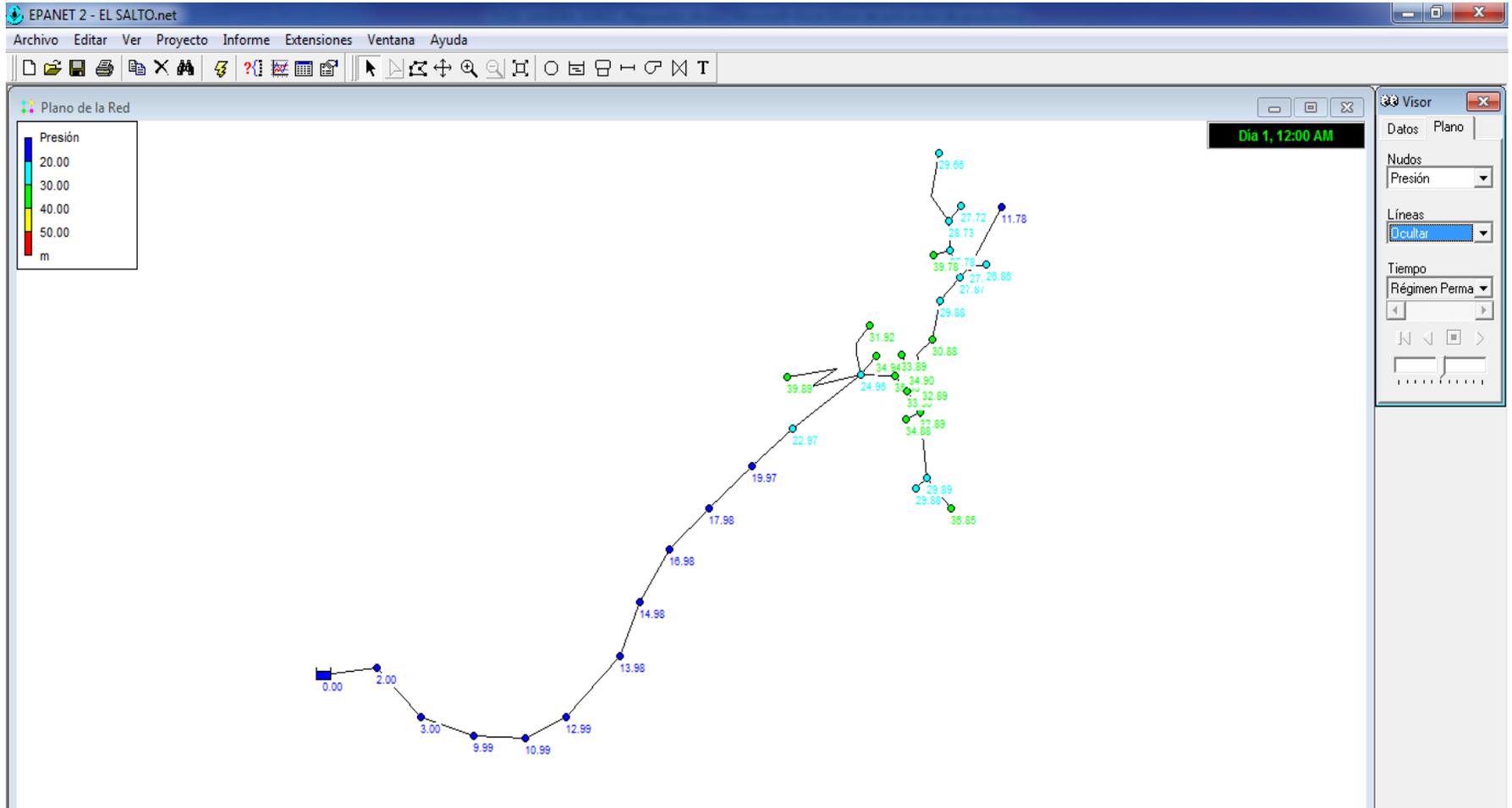
# SAN PAULO: PRESION EN LOS NODOS



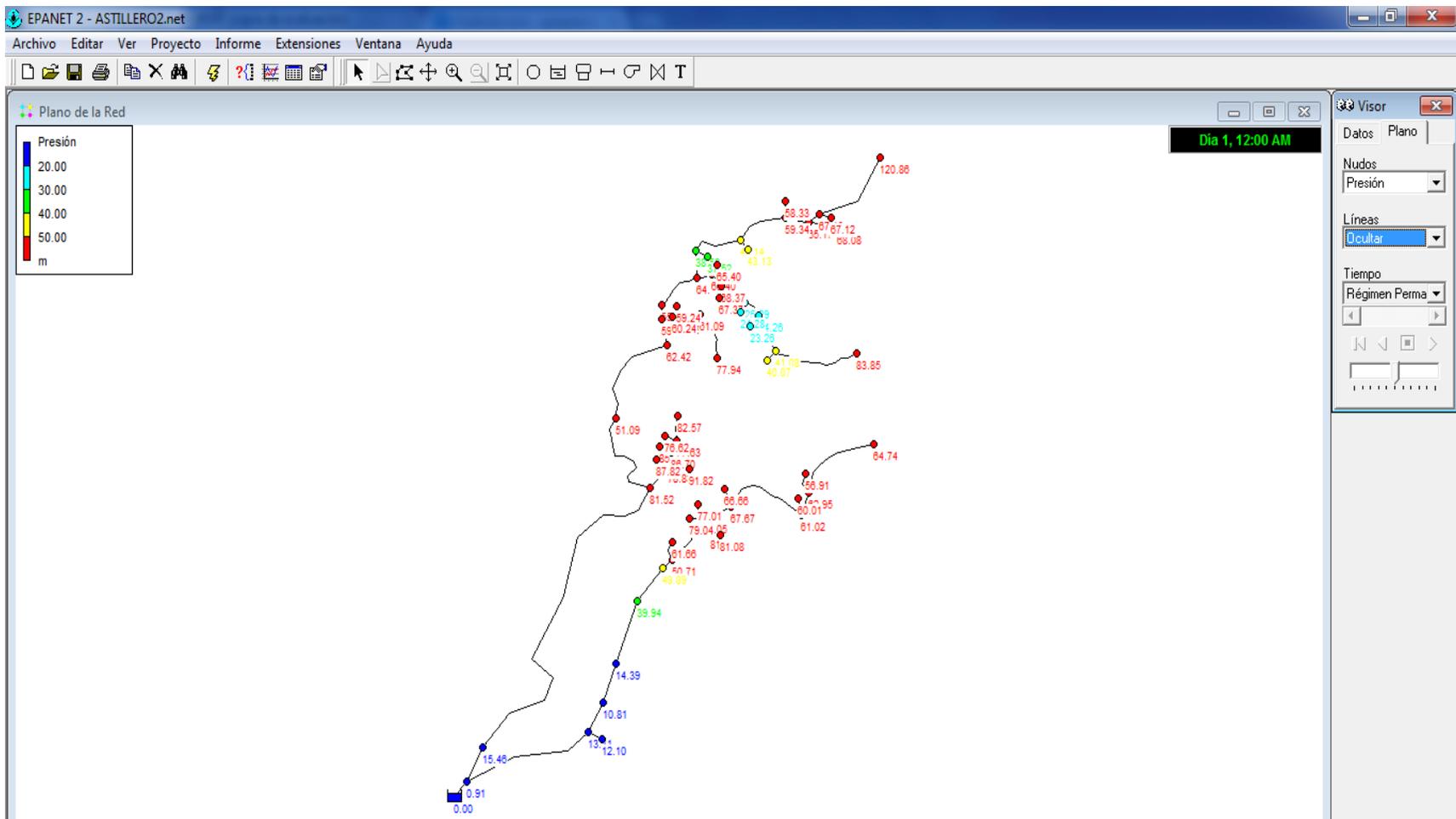
# EL SALTO: DIAMETRO DE LAS TUBERÍAS



# EL SALTO: PRESION EN LOS NODOS



# ASTILLERO: PRESIÓN EN LOS NODOS

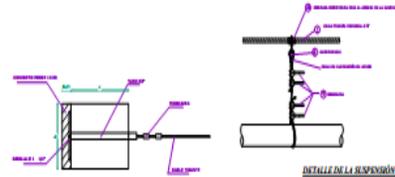
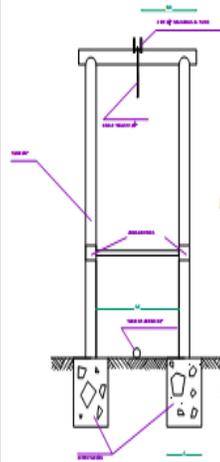
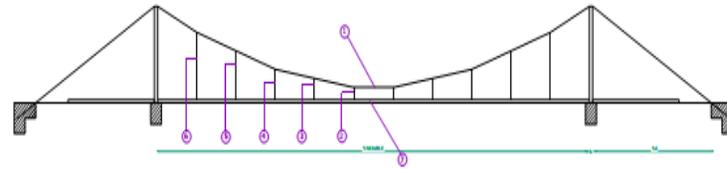




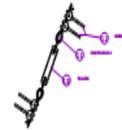
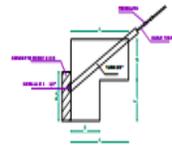




# PASO ELEVADO



DETALLE DE LA SUSPENSIÓN



DETALLE DEL TENSOR

DETALLE DE LA SUSPENSIÓN

NO.	DESCRIPCIÓN	ANT DEL PUENTE (L.O. M.)			
1	Cable de suspensión	100	100	100	100
2	Cable de amarre	100	100	100	100
3	Cable de amarre lateral	100	100	100	100
4	Cable de amarre	100	100	100	100
5	Cable de amarre	100	100	100	100
6	Cable de amarre	100	100	100	100
7	Cable de amarre	100	100	100	100
8	Cable de amarre	100	100	100	100
9	Cable de amarre	100	100	100	100
10	Cable de amarre	100	100	100	100
11	Cable de amarre	100	100	100	100
12	Cable de amarre	100	100	100	100
13	Cable de amarre	100	100	100	100
14	Cable de amarre	100	100	100	100
15	Cable de amarre	100	100	100	100
16	Cable de amarre	100	100	100	100
17	Cable de amarre	100	100	100	100
18	Cable de amarre	100	100	100	100
19	Cable de amarre	100	100	100	100
20	Cable de amarre	100	100	100	100
21	Cable de amarre	100	100	100	100
22	Cable de amarre	100	100	100	100
23	Cable de amarre	100	100	100	100
24	Cable de amarre	100	100	100	100
25	Cable de amarre	100	100	100	100
26	Cable de amarre	100	100	100	100
27	Cable de amarre	100	100	100	100
28	Cable de amarre	100	100	100	100
29	Cable de amarre	100	100	100	100
30	Cable de amarre	100	100	100	100

DIMENSIONES DE FUNDACIONES Y ANCLAJES

ANT DEL PUENTE (M)	TAMAÑO (M)	FUNDACIÓN DE LA TORRE (M)	FUNDACIÓN DE LA TORRE (M)	FUNDACIÓN DE LA TORRE (M)
10	4	0.75	0.50	0.50
10	4	0.75	0.50	0.50

ANCLAJE DE CABLE (M)

NO.	A	B	C	D	E	F
1	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
2	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50

PROYECTO  
DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO EL SALOBRE  
MUNICIPIO DE RIO DE ORO (CSAR)

PROYECTAR

DISEÑO  
RODRIGO ACOSTA  
CIVIL 7881

PLANO DE REFERENCIA:  
L.10.2007  
L.10.2007

REFERENCIAS:  
NOTAS:  
REVISIONES:  
FECHA: 05-08-2014  
DISEÑO: RODRIGO ACOSTA

CONTENIDO:  
PASO ELEVADO

FECHA: 05-08-2014  
DISEÑO: RODRIGO ACOSTA  
ESCALA: 1:50  
AUTOR: C-07011.DWG  
C-07011.DWG



**Anexo B. Localización y replanteo.**

<b>ITEM:</b>		<b>Localización y Replanteo</b>			<b>UNIDAD :</b>		<b>ML</b>
<b>I. EQUIPO</b>							
Descripción		Tipo	Tarifa/Hor a	Rendimient o	Valor- Unit.		
HERRAMIENTA MENOR (10%)					55,41		
					<b>Sub- Total</b>	55,41	
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>							
Descripción		Unidad	Precio- Unit.	Cantidad	Valor- Unit.		
Puntilla 1 1/2"-3		LB	2.600,00	0,038	98,80		
Tabla Majumba 2x30x300		UND	10.000	0,041	414,86		
Estacas de Madera h=0,5 mts		UND	500	1,500	750,00		
					<b>Sub- Total</b>	1.263,66	
<b>III. TRANSPORTES</b>							
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor- Unit.		
					<b>Sub- Total</b>	0,00	
<b>IV. MANO DE OBRA</b>							
Trabajador	Jornal	Prestacione s	Jornal Total	Rendimient o	Valor- Unit.		
OBREROS (1)	\$ 17.853,33	180%	32.136,00	145,00	221,63		
OFICIAL	\$ 26.780,00	180%	48.204,00	145,00	332,44		
					<b>Sub- Total</b>	554,07	
<b>Total Costo Directo</b>						<b>1.873,00</b>	

**Anexo C. Excavación manual en zanja**

<b>ITEM:</b>		<b>Excavación manual en zanja</b>			<b>UNIDAD :</b>		<b>M3</b>
<b>I. EQUIPO</b>							
Descripción		Tipo	Tarifa/Hor a	Rendimient o	Valor- Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%					2.794,43		
					<b>Sub- Total</b>	2.794,43	
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>							
Descripción		Unidad	Precio- Unit.	Cantidad	Valor- Unit.		
					<b>Sub- Total</b>	0,00	
<b>III. TRANSPORTES</b>							
Material	Vol. Peso ó Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor- Unit.		
					<b>Sub- Total</b>	0,00	
<b>IV. MANO DE OBRA</b>							
Trabajador	Jornal	Prestacione s	Jornal Total	Rendimient o	Valor- Unit.		
OBRERO S (1)	\$ 17.853,33	180%	32.136,00	1,15	27.944,3 5		
					<b>Sub- Total</b>	27.944,3 5	
						<b>Total Costo Directo</b>	30.739,0 0

**Anexo D. Adecuación.**

<b>ITEM:</b>		<b>Adecuación</b>		<b>UNIDAD :</b>		<b>M3</b>
<b>I. EQUIPO</b>						
Descripción		Tipo	Tarifa/Hor a	Rendimient o	Valor- Unit.	
HERRAMIENTA MENOR 10%					64,27	
<b>Sub-Total</b>						64,27
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>						
Descripción		Unidad	Precio- Unit.	Cantidad	Valor- Unit.	
<b>Sub-Total</b>						0,00
<b>III. TRANSPORTES</b>						
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor- Unit.	
<b>Sub-Total</b>						0,00
<b>IV. MANO DE OBRA</b>						
Trabajador	Jornal	Prestacione s	Jornal Total	Rendimient o	Valor- Unit.	
OBRERO S (2)	\$ 35.706,67	180%	64.272,00	100,00	642,72	
<b>Sub-Total</b>						642,72
<b>Total Costo Directo</b>						707,00

**Anexo E. RDE 32,5- 4''**

<b>ITEM:</b>		<b>RDE 32,5- 4''</b>			<b>UNIDAD :</b>		<b>ML</b>
<b>I. EQUIPO</b>							
Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.			
HERRAMIENTA MENOR 10%				1.326,38			
				<b>Sub-Total</b>	1.326,38		
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>							
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.			
Limpiador removedor 112 gm (1/32)	UND	4.046,00	0,05	202,3			
Tubo pvc presión RDE 26 D=2"	ML	6.000	1,050	6.300,00			
				<b>Sub-Total</b>	6.502,30		
<b>III. TRANSPORTES</b>							
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.		
				<b>Sub-Total</b>	0,00		
<b>IV. MANO DE OBRA</b>							
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.		
OFICIAL(1)	\$ 29.475,00	180%	53.055,00	12,00	4.421,25		
OBREROS (2)	\$ 39.300,00	180%	70.740,00	8,00	8.842,50		
				<b>Sub-Total</b>	13.263,75		
					<b>Total Costo Directo</b>	21.092,00	

**Anexo F. RDE 32,5- 2 1/2''**

<b>ITEM:</b>		<b>RDE 32,5- 2 1/2''</b>			<b>UNIDAD :</b>		<b>ML</b>
<b>I. EQUIPO</b>							
Descripción		Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%					1.326,38		
						<b>Sub-Total</b>	1.326,38
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>							
Descripción		Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
Limpiador removedor 112 gm (1/32)		UND	4.046,00	0,05	202,3		
Tubo pvc presión RDE 26 D=2"		ML	5.170,00	1,050	5.428,50		
						<b>Sub-Total</b>	5.630,80
<b>III. TRANSPORTES</b>							
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.		
						<b>Sub-Total</b>	0,00
<b>IV. MANO DE OBRA</b>							
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.		
	\$						
<b>OFICIAL(1)</b>	<b>29.475,00</b>	<b>180%</b>	<b>53.055,00</b>	<b>12,00</b>	<b>4.421,25</b>		
<b>OBREROS (2)</b>	<b>\$ 39.300,00</b>	<b>180%</b>	<b>70.740,00</b>	<b>8,00</b>	<b>8.842,50</b>		
						<b>Sub-Total</b>	13.263,75
						<b>Sub-Total</b>	20.221,00
<b>Total Costo Directo</b>							0

**Anexo G. RDE 26- 2**

<b>ITEM:</b>		<b>RDE 26- 2"</b>			<b>UNIDAD :</b>		<b>ML</b>				
<b>I. EQUIPO</b>											
Descripción		Tipo		Tarifa/Hora		Rendimiento		Valor-Unit.			
HERRAMIENTA MENOR 10%								1.326,38			
								<b>Sub-Total</b>	1.326,38		
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>											
Descripción			Unidad		Precio-Unit.		Cantidad		Valor-Unit.		
Limpiador removedor 112 gm (1/32)			UND		4.046,00		0,05		202,3		
Tubo pvc presión RDE 26 D=2"			ML		2.500,00		1,050		2.625,00		
								<b>Sub-Total</b>	2.827,30		
<b>III. TRANSPORTES</b>											
Material		Vol. Peso o Cant.		Distancia		M3-Km		Tarifa		Valor-Unit.	
								<b>Sub-Total</b>	0,00		
<b>IV. MANO DE OBRA</b>											
Trabajador		Jornal		Prestaciones		Jornal Total		Rendimiento		Valor-Unit.	
OFICIAL(1)		\$ 29.475,00		180%		53.055,00		12,00		4.421,25	
OBREROS (2)		\$ 39.300,00		180%		70.740,00		8,00		8.842,50	
								<b>Sub-Total</b>	13.263,75		
								<b>Total Costo Directo</b>	17.417,00		

**Anexo H. RDE 26- 1 ½"**

ITEM:		RDE 26- 1 1/2"			UNIDAD :	ML
<b>I. EQUIPO</b>						
Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%				1.326,38		
<b>Sub-Total</b>						1.326,38
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>						
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
Limpiador removedor 112 gm (1/32) Tubo pvc presión RDE 26 D=2"	UND	4.046,00	0,05	202,3		
	ML	2.000	1,050	2.100,00		
<b>Sub-Total</b>						2.302,30
<b>III. TRANSPORTES</b>						
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
<b>Sub-Total</b>						0,00
<b>IV. MANO DE OBRA</b>						
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL(1)	\$ 29.475,00	180%	53.055,00	12,00	4.421,25	
OBREROS (2)	\$ 39.300,00	180%	70.740,00	8,00	8.842,50	
<b>Sub-Total</b>						13.263,75
<b>Total Costo Directo</b>						16.892,00

**Anexo I. Acometida 2 X 1/2"**

ITEM:		Acometida 2"X1/2"			UNIDAD :	UND
<b>I. EQUIPO</b>						
Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%				2.947,50		
					<b>Sub-Total</b>	2.947,50
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>						
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
COLLAR DERIVACION 2X 1/2"	UN	6.000,00	1,05	6300		
TUBERIA 1/2"	ML	1.750,00	6,03	10552,5		
REGISTRO DE CORTE	UN	25.072,24	1,05	26325,852		
UNIVERSAL 1/2	UN	1.400,00	1,00	1400		
MEDIDOR	UN	60.000,00	1,05	63000		
REGISTRO 1/2"	UN	21.500,00	1,05	22575		
DERECHOS DE CONEXIÓN	GL	80.000,00	1,03	82400		
ACCESORIOS PVC 1/2"	UN	250,00	5,00	1250		
CAJILLA CON TAPA	UN	119.924,00	1,00	119924		
SOLDADURA 1/4 GAL	UNIDAD	22.500,00	0,08	1800		
					<b>Sub-Total</b>	335.527,35
<b>III. TRANSPORTES</b>						
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					<b>Sub-Total</b>	0,00
<b>IV. MANO DE OBRA</b>						
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL(1)	\$ 29.475,00	180%	53.055,00	3,00	17.685,00	
OBREROS (1)	\$ 19.650,00	180%	35.370,00	3,00	11.790,00	
					<b>Sub-Total</b>	29.475,00
						367.950,00
					<b>Total Costo Directo</b>	0

**Anexo J. Válvula de corte de 2"**

<b>ITEM:</b>		<b>Válvula de corte de 2"</b>			<b>UNIDAD :</b>	<b>UND</b>
<b>I. EQUIPO</b>						
Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%				13.603,85		
					<b>Sub-Total</b>	13.603,85
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>						
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
VALVULA DE CORTE HF 2"	UNIDAD	345.000,00	1,05	362250		
TAPA VALVULA COMUN	UNIDAD	105.000,00	1,00	105000		
					<b>Sub-Total</b>	467.250,00
<b>III. TRANSPORTES</b>						
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					<b>Sub-Total</b>	0,00
<b>IV. MANO DE OBRA</b>						
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL(1)	\$ 29.475,00	180%	53.055,00	0,65	81.623,08	
OBREROS (1)	\$ 19.650,00	180%	35.370,00	0,65	54.415,38	
					<b>Sub-Total</b>	136.038,46
					<b>Total Costo Directo</b>	616.892,00

**Anexo K. Válvula de purga de 2"**

<b>ITEM:</b>		<b>Válvula de purga de 2"</b>			<b>UNIDAD :</b>	<b>UND</b>
<b>I. EQUIPO</b>						
Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%				11.790,00		
					<b>Sub-Total</b>	11.790,00
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>						
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
VALVULA DE PURGA HF 1 1/2"	UNIDAD	380.000,00	1,05	399000		
TAPA VALVULA COMUN	UNIDAD	105.000,00	1,00	105000		
					<b>Sub-Total</b>	504.000,00
<b>III. TRANSPORTES</b>						
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					<b>Sub-Total</b>	0,00
<b>IV. MANO DE OBRA</b>						
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
	\$					
OFICIAL(1)	29.475,00	180%	53.055,00	0,75	70.740,00	
OBREROS (1)	\$ 19.650,00	180%	35.370,00	0,75	47.160,00	
					<b>Sub-Total</b>	117.900,00
					<b>Total Costo Directo</b>	633.690,00

**Anexo L. Suministro bujes de 1 1/2"X2"**

<b>ITEM:</b>		<b>Suministro bujes de 1 1/2"X2"</b>			<b>UNIDAD :</b>	<b>UND</b>
<b>I. EQUIPO</b>						
Descripción		Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTA MENOR 10%					1.473,75	
					<b>Sub-Total</b>	1.473,75
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>						
Descripción		Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
BUJE DE 1 1/2"X2"		UNIDAD	25.000,00	1,05	26250	
SOLDADURA 1/4 GAL		UNIDAD	22.500,00	0,08	1800	
					<b>Sub-Total</b>	28.050,00
<b>III. TRANSPORTES</b>						
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					<b>Sub-Total</b>	0,00
<b>IV. MANO DE OBRA</b>						
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL(1)	\$ 29.475,00	180%	53.055,00	6,00	8.842,50	
OBREROS (1)	\$ 19.650,00	180%	35.370,00	6,00	5.895,00	
					<b>Sub-Total</b>	14.737,50
					<b>Total Costo Directo</b>	44.261,00

**Anexo M. Suministro de codos 90 de 2"**

<b>Suministro de codos 90 de 2"</b>					
<b>ITEM:</b>				<b>UNIDAD :      UND</b>	
<b>I. EQUIPO</b>					
Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTA MENOR 10%				4.421,25	
<b>Sub-Total</b>					4.421,25
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CODO DE 2"	UNIDAD	17.000,00	1,05	17850	
SOLDADURA 1/4 GAL	UNIDAD	22.500,00	0,08	1800	
<b>Sub-Total</b>					19.650,00
<b>III. TRANSPORTES</b>					
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.
<b>Sub-Total</b>					0,00
<b>IV. MANO DE OBRA</b>					
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.
OFICIAL(1)	\$ 29.475,00	180%	53.055,00	2,00	26.527,50
OBREROS (1)	\$ 19.650,00	180%	35.370,00	2,00	17.685,00
<b>Sub-Total</b>					44.212,50
<b>Total Costo Directo</b>					68.284,00

**Anexo N. Suministro tapón de 2"**

<b>ITEM:</b>		<b>Suministro tapón de 2"</b>			<b>UNIDAD :</b>	<b>UND</b>
<b>I. EQUIPO</b>						
Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%				1.105,31		
					<b>Sub-Total</b>	1.105,31
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>						
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
TAPON DE 1 1/2"	UNIDAD	5.500,00	1,05	5775		
SOLDADURA 1/4 GAL	UNIDAD	22.500,00	0,08	1800		
					<b>Sub-Total</b>	7.575,00
<b>III. TRANSPORTES</b>						
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					<b>Sub-Total</b>	0,00
<b>IV. MANO DE OBRA</b>						
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL(1)	\$ 29.475,00	180%	53.055,00	8,00	6.631,88	
OBREROS (1)	\$ 19.650,00	180%	35.370,00	8,00	4.421,25	
					<b>Sub-Total</b>	11.053,13
					<b>Total Costo Directo</b>	19.733,00

**Anexo O. Bocatoma**

<b>ITEM:</b>		<b>Bocatoma</b>			<b>UNIDAD :</b>		<b>M3</b>	
<b>I. EQUIPO</b>								
Descripción		Tipo	Tarifa/Hor a	Rendimient o	Valor- Unit.			
HERRAMIENTA MENOR 10%					2.757,30			
					<b>Sub- Total</b>	2.757,30		
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>								
Descripción		Unidad	Precio- Unit.	Cantidad	Valor- Unit.			
LADRILLO		UND	330	50,500	16.665,00			
MORTERO 1:4 EN OBRA DE PEGA		M3	217.867	0,026	5.664,55			
MORTERO IMPERMEABILIZADO		M3	324.800	0,033	10.718,40			
VARILLA 1/2"		ML	2.500	1,00	2.500,00			
					<b>Sub- Total</b>	35.547,95		
<b>III. TRANSPORTES</b>								
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor- Unit.			
ARENA	1,2	16,0	19,2	1.000,00	19.200,00			
CEMENTO	0,364	16	5,8	1.000,00	5.824,00			
					<b>Sub- Total</b>	25.024,00		
<b>IV. MANO DE OBRA</b>								
Trabajador	Jornal	Prestacione s	Jornal Total	Rendimient o	Valor- Unit.			
OBREROS (2)	\$ 35.706,67	180%	64.272,00	6,50	9.888,00			
OFICIAL	\$ 39.300,00	180%	70.740	4,00	17.685,00			
					<b>Sub- Total</b>	27.573,00		
					<b>Sub- Total</b>	90.902,00		
					<b>Total Costo Directo</b>	90.902,00		



**Anexo Q. Tanque**

<b>ITEM:</b>		<b>Tanque</b>			<b>UNIDAD : M3</b>	
<b>I. EQUIPO</b>						
Descripción	Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%				3.053,94		
MEZCLADORA DE CTO (1 BULTO)		6.250	0,90	6.944,44		
VIBRADOR DE CTO		6.750	0,80	8.437,50		
TABLERO MADERA		2.050	8,00	256,25		
VOLQUETA		75.000	43,33	1.730,90		
<b>Sub-Total</b>					20.423,04	
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>						
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
LADRILLO	UND	330	1	330		
MORTERO 1:4 EN OBRA DE PEGA	M3	217864	0,026	5664,464		
GRAVA	M3	324.800	0,033	10.718,40		
VARILLA 1/2"	ML	2.500	1,00	2.500,00		
<b>Sub-Total</b>					19.212,86	
<b>III. TRANSPORTES</b>						
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
ARENA	0,6	13,0	7,8	1.200,00	9.360,00	
GRAVA	0,9	13	11,7	1.200,00	14.040,00	
CEMENTO	7	13	91,00	1.200,00	109.200	
<b>Sub-Total</b>					132.600,00	
<b>IV. MANO DE OBRA</b>						
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (6)	\$ 107.120,00	180%	192.816,00	15,00	12.854,40	
OFICIAL	\$ 39.300,00	180%	70.740	4,00	17.685,00	
<b>Sub-Total</b>					30.539,40	
<b>Total Costo Directo</b>					202.775,00	

**Anexo R. Relleno material seleccionado**

<b>ITEM:</b>		<b>Relleno material seleccionado</b>			<b>UNIDAD :</b>		<b>M3</b>
<b>I. EQUIPO</b>							
Descripción		Tipo	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%					707,40		
Vibro compactador ( Rana) 8 h.p.		DM	65.000	20,00	3.250,00		
<b>Sub-Total</b>							<b>3.957,40</b>
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>							
Descripción		Unidad	Precio- Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
MATERIAL CLASIFICADO		M3	12.000,00	1,05	12600		
<b>Sub-Total</b>							<b>12.600,00</b>
<b>III. TRANSPORTES</b>							
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor-Unit.		
<b>Sub-Total</b>							<b>0,00</b>
<b>IV. MANO DE OBRA</b>							
Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.		
OBRERO	\$ 19.650,00	180%	35.370,00	5,00	7.074,00		
<b>Sub-Total</b>							<b>7.074,00</b>
<b>Total Costo Directo</b>							<b>23.631,00</b>

**Anexo S. Mezcla densa en caliente MDC 2**

<b>ITEM:</b>		<b>Mezcla densa en caliente MDC 2</b>			<b>UNIDAD :</b>		<b>M2</b>
<b>I. EQUIPO</b>							
Descripción		Tipo	Tarifa/Hor a	Rendimient o	Valor- Unit.		
Compactador manual (RANA)			6250	6	1041,67		
HERRAMIENTA MENOR 10%					475,70		
					<b>Sub- Total</b>	475,70	
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>							
Descripción		Unidad	Precio- Unit.	Cantidad	Valor- Unit.		
Asfalto liquido RC 250		GALON	3320	0,05	166		
Mezcla Densa en caliente MDC2		M3	300.000	0,100	30.000,0 0		
DESPERDICIO (5%)					1.508,30		
					<b>Sub- Total</b>	31.674,3 0	
<b>III. TRANSPORTES</b>							
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor- Unit.		
					<b>Sub- Total</b>	0,00	
<b>IV. MANO DE OBRA</b>							
Trabajador	Jornal	Prestacione s	Jornal Total	Rendimient o	Valor- Unit.		
OBREROS (4)	\$ 76.880,00	180%	138.384,00	40,00	3.459,60		
OFICIALES	\$ 28.830,00	180%	51.894,00	40,00	1.297,35		
					<b>Sub- Total</b>	4.756,95	
						<b>Total Costo Directo</b>	36.907,0 0

**Anexo T. Retiro de sobrantes**

<b>ITEM:</b>		<b>Retiro de sobrantes</b>			<b>UNIDAD :</b>		<b>M3</b>
<b>I. EQUIPO</b>							
Descripción		Tipo	Tarifa/Hor a	Rendimient o	Valor- Unit.		
HERRAMIENTA MENOR 10%					353,70		
						<b>Sub- Total</b>	353,70
<b>II. MATERIALES EN OBRA</b>							
Descripción		Unidad	Precio- Unit.	Cantidad	Valor- Unit.		
		M3	12.500,00	1,05	13125		
						<b>Sub- Total</b>	13.125,0 0
<b>III. TRANSPORTES</b>							
Material	Vol. Peso o Cant.	Distancia	M3-Km	Tarifa	Valor- Unit.		
VIAJE	1,0	12,0	12,0	850,00	10.200,00		
						<b>Sub- Total</b>	10.200,0 0
<b>IV. MANO DE OBRA</b>							
Trabajado r	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimient o	Valor- Unit.		
OBRERO	\$ 19.650,00	180%	35.370,00	10,00	3.537,00		
						<b>Sub- Total</b>	3.537,00
							27.216,0 0
						<b>Total Costo Directo</b>	

## Anexo U. Presupuesto general

CONSTRUCCIÓN SISTEMA DE ACUEDUCTO CORREGIMIENTO EL SALOBRE, MUNICIPIO DE RIO DE ORO, CESAR.  
PRESUPUESTO GENERAL DE OBRA

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANT	VR UNIT	VR TOTAL
<b>1</b>	<b>PRELIMINARES</b>				
1.1.2	LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO	ML	3000	1629	\$ 4.887.000,0
1.1.3	EXCAVACIÓN MANUAL EN ZANJA - MATERIAL COMÚN PROFUNDIDAD ENTRE 0 Y 1 M	M3	973,32	4200	\$ 4.087.944,0
	<b>SUBTOTAL</b>				\$ 8.974.944,0
<b>2</b>	<b>ACUEDUCTO</b>				
2,1	SUMINISTRO, TRANSPORTE E INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC PARA ACUEDUCTO				\$
2.1.1	RDE 32,5 56,3 MM DE (2")	ML	1091	10316	11.254.756,00
2.1.2	RDE 26 44,3 MM DE (1 1/2")	ML	643	9444	\$ 6.072.492,00
					\$
2.1.3	RDE 26 29,96 MM DE (1")	ML	2050	7691	15.766.550,00
2.1.5	RDE 21 18,4 MM DE (1/2")	ML	139	7166	\$ 996.074,00
2.1.6	ACOMEDTIDA DOMICILIARIA DE 3/4" A 1/2"	UND	11	354981	\$ 3.904.791,00
2.1.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULA DE CORTE HF EXTREMO LISO DE 2" INCLUYE CAJA	UND	11	557035	\$ 6.127.385,00
2.1.8	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALVULA DE PURGA DE 2" INCLUYE CAJA	UND	3	581814	\$ 1.745.442,00
2.1.9	SUMINISTRO E INSTALACION DE CODO DE 2" PVC	UND	11	48830	\$ 537.130,00
2.1.10	SUMINISTRO E INSTALACION DE TAPON DE 2" PVC	UND	11	14870	\$ 163.570,00
					\$
	<b>SUBTOTAL</b>				46.568.190,00
<b>3</b>	<b>ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS</b>				
3,1	<b>BOCATOMA</b>				
3.1.1	MANEJO Y DESVIO DE AGUAS. INCLUYE MANO DE OBRA, MATERIALES (SACOS) TRANSPORTE Y HERRAMIENTA	GBL	1	334,14	\$ 334,14
3.1.2	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE REJILLA EN MARCO METÁLICO CON ANGULO DE 1/4 X 2"	UND	1	209858,6	\$ 209.858,61
3.1.3	DIQUE DE CONCRETO DE 2500 PSI	M3	2,75	309192,2	\$ 850.278,52
	<b>SUBTOTAL</b>				\$ 1.060.471,27
3,2	<b>DESARENADOR</b>	M3			
3.2.1	CONSTRUCCIÓN DE MURO PARA PANTALLAS DEFLECTORAS	UND	1	992961	\$ 992.961,04
3.2.2	CONSTRUCCIÓN DE VERTEDERO DE SALIDA EN CONCRETO REFORZADO DE 2500 PSI. INCLUYE MATERIALES, TRANSPORTE, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA MENOR	UND	1	671484,4	\$ 671.484,36
3.2.3	CONSTRUCCIÓN BY-PAS. INCLUYE SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍAS Y ACCESORIOS DE PVC Y HF, EXCAVACIONES, RELLENO, CONSTRUCCIÓN DE CAJAS DE VÁLVULA, TRANSPORTE DE MATERIALES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA MENOR	UND	1	5037840	\$ 5.037.839,61
3.2.4	CONSTRUCCIÓN DE PISO PARA PENDIENTE INTERIOR PARA EVACUACIÓN DE LODOS EN CONCRETO POBRE 2000 PSI INCLUYE MATERIAES, MANO DE OBRA, EQUIPO, Y HERRAMIENTA MENOR	M3	1	4928479	\$ 4.928.479,27
					\$
	<b>SUBTOTAL</b>				11.630.764,28
<b>4</b>	<b>TANQUE DE ALMACENAMIENTO</b>				
4,1	DESCAPOTE Y LIMPIEZA	M2	50	3151,5	\$ 157.575,00

4,2	EXCAVACIÓN MANUAL PARA NIVELAR FONDO, INCLUYE MANO DE OBRA Y HERRAMIENTA	M3	12,5	12606	\$ 157.575,00
4,3	RELLENO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO (GRAVA) COMPACTADO CON VIBROCOMPACTADOR MANUAL (RANA) PARA BASE	M3	5	33737,71	\$ 168.688,55
4,4	<b>CONCRETOS INCLUYE ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN MATERIALES, TRANSPORTE, MANO DE OBRA EQUIPO Y HERRAMIENTA</b>				
4.4.1	CONCRETO 2000 PSI PARA ANTEPISO	M3	3,3	188400,9	\$ 621.722,87
4.4.2	CONCRETO IMPERMEABILIZADO 3000 PSI PARA ZAPATAS, LOSA DE PISO Y VIGA DE AMARRE EN PISO DE TANQUE Y CAJA DE VÁLVULAS	M3	4,6	367573,2	\$ 1.690.836,63
4.4.3	CONCRETO IMPERMEABILIZADO DE 3000 PSI PARA MUROS Y COLUMNAS DE TANQUE Y CAJA DE VÁLVULA	M3	4,6	367573,2	\$ 1.690.836,63
4.4.4	CONCRETO IMPERMEABILIZADO DE 3000 PSI PARA VIGA CORONA, LOSA CUBIERTA, TANQUE Y CAJA DE VÁLVULA	M3	3,45	367573,2	\$ 1.268.127,47
4,5	CONSTRUCCIÓN PASOS ESCALERAS DE ACCESO $\phi$ 5/8" (L=60CM)	UND	4	5751,23	\$ 23.004,92
4,6	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBOS DE VENTILACIÓN DE $\phi$ 3"	UND	4	14767,22	\$ 59.068,88
4,7	PAÑETE IMPERMEABILIZADO 1:3 E=0.02M. INTERIOR DEL TANQUE	M2	24	7740,33	\$ 185.767,92
4,8	SUMINISTRO E INSTALACIÓN VÁLVULAS, TUBERÍAS Y ACCESORIOS PARA SALIDA LA RED DE DISTRIBUCIÓN. INCLUYE MATERIALES (ACCESORIOS, UBRICANTE, PEGANTE, LIMPIADOR, TEFLÓN, TORNILLOS, TUERCAS)				
4.8.1	VALVULA DE COMPUERTA HF-EL-EB- $\phi$ 2"	UND	1	345000	\$ 345.000,00
4.8.2	VALVULA DE COMPUERTA HF-EL-EB- $\phi$ 3"	UND	1	435000	\$ 435.000,00
4.8.3	NIPLE $\phi$ 3" HF-EB L=0.21M	UND	1	45000	\$ 45.000,00
4.8.4	TEE $\phi$ 3" HF-EB	UND	1	35000	\$ 35.000,00
4.8.5	REDUCCIÓN HF-EB	UND	1	55000	\$ 55.000,00
4.8.6	ADAPTADOR $\phi$ 3"	UND	1	35000	\$ 35.000,00
	<b>SUBTOTAL</b>				\$ 6.973.203,87
5	<b>PLANTA DE TRATAMIENTO</b>				
	SUMINISTRO, INSTALACIÓN Y PUESTA EN MARCHA DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO CONSTRUIDA EN PLÁSTICO DE FIBRA DE VIDRIO REFORZADO (PRFV), CON FUNCIONAMIENTO TOTALMENTE POR ENERGÍA HIDRÁULICA Y CON LOS PROCESOS DE TRATAMIENTO SEPARADOS Y MÍNIMO CON: MEZCLA RÁPIDA, FLOCULACIÓN, SEDIMENTACIÓN, FILTRACIÓN Y DESINFECCIÓN. INCLUYE ADEMÁS CAPACITACIÓN A PERSONAL ENCARGADO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO. EABORACIÓN Y PRESENTACIÓN DEL MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO. ENSAYOS Y ANÁLISIS DE LABORATORIOS PARA OBSERVAR DOSIS ÓPTIMAS Y EFICIENCIA DEL SISTEMA.				
5,1		UND	1	96632722	\$ 96.632.722,00
	<b>SUBTOTAL</b>				\$ 96.632.722,00
6	<b>CASETA DE OPERACIÓN</b>				
6,1	EXCAVACIÓN A MANO MATERIAL COMÚN 2<H<4M - POZO SEPTICO	M3	5	12606	\$ 63.030,00
6,2	<b>CONCRETOS. ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN. INCLUYE MATERIALES, TRANSPORTE, MANO DE OBRA, EQUIPOS Y HERRAMIENTA.</b>				
6.2.2	PARA CIMENTACIÓN EN CONCRETO CICLÓPEO SIMPLE DE 3000 PSI PARA PISO ZONA EXTERIOR CASETA E=0.10	M3	3,5	215331	\$ 753.658,50
6.2.3	REFORZADO 2500 PSI PARA MESON DE LABORATORIO, COCINA, CAMAS, CLOSET Y ESTANTE	M2	15	70687	\$ 1.060.305,00
6.2.5	MURO EN LADRILLO DE OBRA LIMPIO A LA VISTA CON BRECHA CEPILLADA	M2	200	34078	\$ 6.815.600,00

6.2.6	ENCHAPE CERÁMICA BLANCA	M2	18,5	27326	\$ 505.531,00
6.2.7	CUBIERTA. CONTEMPLA: LÁMINAS DE ASBESTO CEMENTO, CABALLETES, CERCHAS MERÁLICAS, GANCHOS	M2	104	78699,5	\$ 8.184.748,00
	<b>SUBTOTAL</b>				\$ 17.382.872,50
<b>7</b>	<b>RELLENOS</b>				
7,1	RELLENOS EN MATERIAL SELECCIONADO PARA VIA	M3	8,06	15850	\$ 127.751,00
7.1.1	RELLENO COMPACTADO CON MAT. IN SITU	M3	150	33101	\$ 4.965.150,00
	<b>SUBTOTAL</b>				\$ 5.092.901,00
<b>8</b>	<b>REPOSICIÓN ASFALTO</b>				
8,1	Mezcla en Asfalto tipo MDC-2 e= 0.08mts	M3	1,01	33101	\$ 33.432,01
	<b>SUBTOTAL</b>				\$ 33.432,01
<b>9</b>	<b>LIMPIEZA Y RETIRO DE SOBRANTES</b>				
9,1	RETIRO DE SOBRANTES	M3	15	23325	\$ 349.875,00
	<b>SUBTOTAL</b>				\$ 349.875,00
					\$
					<b>COSTO DIRECTO</b>
					194.699.375,93
					\$
					<b>ADMINISTRACIÓN (10%)</b>
					19.469.937,59
					<b>IMPREVISTOS (5%)</b>
					\$ 9.734.968,80
					\$
					<b>UTILIDAD (10%)</b>
					19.469.937,59
					\$
					<b>COSTO INDIRECTO</b>
					48.674.843,98
					\$
					<b>COSTO TOTAL</b>
					243.374.219,91

## **Anexo V. Planos**

Ver archivo adjunto