

	<b>UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA</b>			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
	FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A
Dependencia	Aprobado		Pág.	
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO		1(181)	

## RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	<b>CLAUDIA JIMENA GRACIA SANCHEZ RENE MAURICIO JACOME HERRERA</b>		
FACULTAD	<b>INGENIERIAS</b>		
PLAN DE ESTUDIOS	<b>INGENIERIA CIVIL</b>		
DIRECTOR	<b>CRISTIAN CAMILO OSORIO MOLINA</b>		
TÍTULO DE LA TESIS	<b>REDISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO CMUNITARIO DEL BARRIO SAN MIGUEL (ACOSMI) DEL MUNICIPIO DE RIO DE ORO, CESAR.</b>		
<b>RESUMEN</b> (70 palabras aproximadamente)			
<p>EL PRESENTE TRABAJO DE GRADO, SE PLANTEÓ COMO UNA INICIATIVA PARA MEJORAR Y DIAGNOSTICAR, POR MEDIO DE UN REDISEÑO, EL SISTEMA DE ACUEDUCTO COMUNITARIO DEL BARRIO SAN MIGUEL DE RIO DE ORO, CESAR, ACOSMI, MEDIANTE SALIDAS DE CAMPO, RECOLECCIÓN DE DATOS EN LAS INSTALACIONES DE LA BOCATOMA Y DE LA EMPRESA, ELABORACIÓN DE DISEÑOS INGENIERILES, BASADOS EN LAS ESPECIFICACIONES DEL REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS 2000, PARA LOGRAR ESTABLECER LAS FALENCIAS DEL SISTEMA Y DENOTAR LAS POSIBLES MEJORAS A IMPLEMENTARSE.</p>			
<b>CARACTERÍSTICAS</b>			
PÁGINAS: 182	PLANOS: 6	ILUSTRACIONES:	CD-ROM: 1



**REDISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO COMUNITARIO DEL BARRIO  
SAN MIGUEL (ACOSMI) DEL MUNICIPIO DE RIO DE ORO**

**GARCÍA SANCHEZ CLAUDIA JIMENA  
JACOME HERRERA RENE MAURICIO**

**UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS  
INGENIERIA CIVIL  
OCAÑA  
2016**

**REDISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO COMUNITARIO DEL BARRIO  
SAN MIGUEL (ACOSMI) DEL MUNICIPIO DE RIO DE ORO**

**CLAUDIA JIMENA GARCÍA SANCHEZ**

**RENE MAURICIO JACOME HERRERA**

**TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR POR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

**Director**

**CRISTIAN CAMILO OSORIO MOLINA**

**Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER**

**FACULTAD DE INGENIERIAS**

**INGENIERIA CIVIL**

**OCAÑA**

**2016**

## **DEDICATORIA**

A Dios, por ser mi mayor fortaleza y brindarme la paciencia necesaria, a mis padres, Antonio y Rosa por la oportunidad que me brindaron de ser una profesional, a mis hijos, Tomás y Pablo por ser la razón principal de este triunfo, a mis hermanas Yescenia y Viviana por su ayuda y motivación constante, a Rene por su compañía en todo este proceso y a todas las personas que contribuyeron para alcanzar este logro.

Claudia Jimena García Sánchez

A mis padres, a Claudia, a mis hijos Tomás y Pablo, a mis hermanas, por permitirme crecer como persona.

René Mauricio Jácome Herrera

## TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
<b><u>INTRODUCCION</u></b>	18
<b>1. TÍTULO</b>	19
<b>1.1 <u>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</u></b>	19
<b>1.2 <u>FORMULACION DEL PROBLEMA</u></b>	19
<b>1.3 <u>DESCRIPCION DEL PROBLEMA</u></b>	19
<b>1.4 <u>OBJETIVOS</u></b>	20
<b>1.4.1 Objetivo general</b>	20
<b>1.4.2 Objetivos específicos</b>	20
<b>1.5 <u>JUSTIFICACIÓN</u></b>	20
<b>1.6 <u>DELIMITACIONES</u></b>	21
<b>1.6.1 Delimitación geográfica</b>	21
<b>1.6.2 Delimitación temporal</b>	21
<b>1.6.3 Delimitación conceptual</b>	21
<b>2. <u>MARCO REFERENCIAL</u></b>	22
<b>2.1 <u>MARCO HISTORICO</u></b>	22
<b>2.1.1 Marco Mundial</b>	22
<b>2.1.2 Marco Nacional</b>	23
<b>2.1.3 Marco Regional</b>	25

2.1.4 Marco Local	27
2.2 <u>MARCO CONTEXTUAL</u>	27
2.3 <u>MARCO CONCEPTUAL</u>	27
2.3.1 Definiciones	27
2.3.2 Infraestructura y funcionamiento de un sistema de acueducto	32
2.3.2.1 Elementos de un sistema de abastecimiento	32
2.3.2.2 Tipos de Bocatoma	34
2.3.2.3 Desarenador	34
2.3.2.4 Conducciones	34
2.3.2.5 Tanque de almacenamiento	35
2.3.2.6 Red de distribución	36
2.4 <u>MARCO TEORICO</u>	37
2.5 <u>MARCO LEGAL</u>	39
3. <u>DISEÑO METODOLOGICO</u>	41
3.1 <u>TIPO DE INVESTIGACIÓN</u>	41
3.2 <u>METODOLOGÍA</u>	41
3.2.1 Fase 1: Características generales del municipio de Rio de Oro, Cesar	41
3.2.2 Fase 2: Diagnostico de la estructura	41
3.2.3 Fase 3: Estudio de la Demanda	42
3.2.4 Fase 4: Diseños de Ingeniería	42
3.3 <u>DIMENSION DEL PROYECTO</u>	42
3.4 <u>VARIABLES E INDICADORES</u>	42

<b>3.5 <u>TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN</u></b>	<b>43</b>
<b>4. <u>RESULTADOS Y DISCUSIONES</u></b>	<b>44</b>
<b>4.1 <u>DESARROLLO DEL PRIMER OBJETIVO</u></b>	<b>44</b>
4.1.1 Características Físicas y Operativas del sistema	44
<b>4.2 <u>DESARROLLO DEL SEGUNDO OBJETIVO</u></b>	<b>50</b>
4.2.1 Fase 1: Características Generales del Municipio de Rio de Oro, Cesar	50
4.2.2 Fase 2: Diagnostico de la empresa y de la infraestructura existente	54
4.2.2.1 Estructura Organizacional de la empresa ACOSMI	54
4.2.2.2. Pruebas de Laboratorio	54
<b>4.3 <u>DESARROLLO DEL TERCER OBJETIVO</u></b>	<b>60</b>
4.3.1 Fase 3: Estudio de la Demanda	60
4.3.1.1 Estimación de la Población	60
4.3.1.2 Nivel de Complejidad y Periodo de Diseño	63
4.3.1.3 Dotación Neta	64
4.3.1.4 Porcentaje de Perdidas	65
4.3.1.5 Calculo del Consumo Total	66
4.3.1.6 Calculo de los Caudales	66
4.3.2 Fase 4: Diseños de Ingeniería	68
4.3.2.1 Diseño de la Bocatoma Quebrada La Toma	68
4.3.2.2 Diseño de la Línea de Aducción Bocatoma – Desarenador	76
4.3.2.3 Diseño del Desarenador	79
4.3.2.4 Diseño de la Línea de Conducción	89

4.3.2.5 Diseño del Tanque de Almacenamiento	117
4.3.2.6 Diseño de la Red de Distribución	122
4.4 <u>DESARROLLO DEL CUARTO OBJETIVO</u>	140
4.4.1 Cuadro Comparativo	140
5. <u>CONCLUSIONES</u>	159
6. <u>RECOMENDACIONES</u>	160
7. <u>BIBLIOGRAFIA</u>	162
<u>ANEXOS</u>	164

## LISTA DE CUADROS

	<b>Pág.</b>
Cuadro 1. Corregimientos y veredas del municipio de Rio de Oro, Cesar	51
Cuadro 2. Características Físicas y Químicas del agua.	56
Cuadro 3. Resultados pruebas de Laboratorio.	57
Cuadro 4. Características Químicas que tiene un efecto adverso sobre la Salud Humana.	58
Cuadro 5. Características Microbiológicas.	59
Cuadro 6. Resultados encuesta Barrio San Miguel	61
Cuadro 7. Asignación del nivel de complejidad	63
Cuadro 8. Periodo de Diseño	64
Cuadro 9. Dotación neta mínima y máxima	65
Cuadro 10. Coeficiente de consumo máximo diario, $k_1$ , según el Nivel de Complejidad del Sistema	67
Cuadro 11. Coeficiente de mayor ración del caudal máximo horario en relación con el máximo diario para redes de distribución	67
Cuadro 12. Viscosidad cinemática del agua	80
Cuadro 13. Número de Hazen ( $V_s/V_0$ )	81
Cuadro 14. Datos de la conducción	90
Cuadro 15. Suministro por Gravedad	118
Cuadro 16. Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento	121
Cuadro 17. Diámetros mínimos en la Red de Distribución	123
Cuadro 18. Distribución de caudales	129

Cuadro 19. Datos de entrada de los nudos	131
Cuadro 20. Datos de entrada de los tramos	132
Cuadro 21. Resultados de las características de los nudos	135
Cuadro 22. Resultados características de la tubería	138

## LISTA DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. Valores de $(Y_1/Y_C)$ y $(Y_1/E)$ en Bocatomas Sumergidas	70
Tabla 2. Valores del coeficiente de descarga $C$ en rejillas	71
Tabla 3. Relaciones hidráulicas para conductos circulares	77

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Localización del municipio de Rio de Oro, Cesar.	50
Figura 2. Calculo Grafico del volumen del tanque superficial	119
Figura 3. Trazado de la red de distribución	134
Figura 4. Diagrama Válvula Reguladora de Presión	138

## LISTA DE FOTOGRAFIAS

	<b>Pág.</b>
Fotografía 1. Cauce Quebrada La Toma	44
Fotografía 2. Rejilla	45
Fotografía 3. Desarenador Existente	45
Fotografía 4. Tanque de Almacenamiento	46
Fotografía 5. Planta de Tratamiento	47
Fotografía 6. Tanque Clarificador	48
Fotografía 7. Unidades de Filtración	48
Fotografía 8. Desinfección	49

## LISTA DE ANEXOS

	<b>Pág.</b>
Anexo 1. Lectura de los Micro medidores del Barrio San Miguel.	165
Anexo 2. Lectura del Macro medidor del Tanque de Almacenamiento.	170
Anexo 3. Registro Fotográfico.	174
Anexo 4. Perfiles Longitudinales de los tramos e EPANET	177

## RESUMEN

El presente trabajo de grado, se planteó como una iniciativa para mejorar y diagnosticar, por medio de un rediseño, el sistema de acueducto Comunitario del Barrio San Miguel de Río de Oro, Cesar, ACOSMI, mediante salidas de campo, recolección de datos en las instalaciones de la bocatoma y de la empresa, elaboración de diseños ingenieriles, basados en las especificaciones del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, para lograr establecer las falencias del sistema y denotar las posibles mejoras a implementarse.

Tomando en cuenta, que debido a la antigüedad de la infraestructura existente, el sistema no funciona eficazmente y presenta constantes problemas, derivados de los daños en tramos de la conducción y de los racionamientos de agua por la deficiente capacidad de almacenamiento, además de la inexistencia de un catastro de redes que exponga la malla de distribución de la tubería; se realizó el rediseño de todos los elementos del Sistema de Acueducto, el trabajo se dividió en cuatro fases que abarcan las características generales del municipio, el diagnóstico del sistema existente, los diseños de ingeniería y el planteamiento de las posibles soluciones que garanticen mejoras en la prestación del servicio.

Después de alcanzados los objetivos planteados, los resultados de diseños de La Bocatoma, la línea de Aducción, los desarenadores, La línea de conducción, el sistema de almacenamiento y la red de distribución, permiten establecer que los elementos existentes, además de no cumplir con especificaciones técnicas, se encuentran en un alto estado de abandono, y carecen de mantenimientos constantes, lo que dificulta su normal y óptimo funcionamiento, incluyendo además que la empresa carece de datos de catastro de redes. Esta investigación permitió concluir que las falencias constantes en el sistema pueden ser solventadas al mejorar la infraestructura, realizar mantenimientos rutinarios a los elementos de la bocatoma, hacer cambios de tubería en varios tramos de la conducción y construir un tanque de almacenamiento que garantice un servicio constante en épocas de alta demanda, además de brindar a la empresa ACOSMI, el catastro de redes, especificando la tubería adecuada para el caudal circulante, las válvulas de corte que permiten sectorizar la malla, la ubicación específica de una válvula reguladora que controle las presiones altas y reduzca los constantes daños en la tubería.

## INTRODUCCION

El futuro del ingeniero Civil se encuentra enmarcado por la entrega al servicio de la comunidad; en busca de soluciones técnicas y científicas con el fin de planear, diseñar y construir proyectos que cuenten con las exigencias de calidad óptimas para satisfacer las necesidades de la sociedad; contribuyendo así al mejoramiento de la calidad de vida y que no afecte negativamente el desarrollo de los recursos naturales teniendo así un control del ambiente.

Este proyecto busca determinar las falencias del acueducto comunitario ACOSMI del Barrio San Miguel de Río de Oro, Cesar, evidenciando con ello las principales necesidades y desarrollando un análisis que permita establecer los problemas que se relacionan con su infraestructura y funcionamiento; tomando en cuenta que los elementos existentes presentan constantes averías y no satisfacen los objetivos principales, sujetos a impedimentos y restricciones que afectan de algún modo el funcionamiento, ya sea por el deterioro de sus estructuras o por el crecimiento de la población.

Por esta razón este proyecto se centra en la valoración de la infraestructura y ejercicio del sistema de acueducto, para luego implementar especificaciones técnicas en la complementación de lo existente y brindar los elementos faltantes, en consecuencia, se evaluó la ubicación y naturaleza de las fuentes de abastecimiento así como de la topografía de la región para identificar los criterios que sirvieron como base de las alternativas de diseño y ofrecer estructuras funcionales, logrando establecer el bosquejo total del sistema y las principales soluciones a implementar para mejorar el servicio, además de nombrar las falencias requeridas por las normas técnicas.

Dichos diseños aportaron a la empresa ACOSMI, un documento completo donde se especifican todos los elementos que componen el sistema, las mejoras que deben realizarse y los proyectos nuevos que se requieren para mejorar; y con ello plantear opciones de solución que puedan ser ejecutadas, apoyándonos en las normas técnicas actuales y en la explicación detallada de los procesos a seguir para suplir la necesidad.

Con el desarrollo de este trabajo de grado se generaron herramientas básicas que especifican los diseños óptimos de los elementos del sistema de acueducto, ya que por medio de los planos realizados y las recomendaciones establecidas, la junta directiva de la empresa y los usuarios pueden conocer las medidas que deben implementarse en busca del mejoramiento del servicio, además de establecer y poner en práctica los conceptos recibidos en la línea de acueducto y saneamiento básico en la facultad de ingeniería.

# 1. REDISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO COMUNITARIO DEL BARRIO SAN MIGUEL (ACOSMI) DEL MUNICIPIO DE RIO DE ORO, CESAR

## 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La junta de acción comunal del barrio San Miguel del municipio de Rio de Oro, Cesar, comenzó hace 40 años el proyecto de construcción, mantenimiento y ejecución del acueducto comunitario de San Miguel, ACOSMI, para brindar un servicio constante y de calidad a la comunidad debido a que el existente no lograba brindar una cobertura total de la cabecera municipal, este objetivo fue alcanzado y actualmente el sistema de acueducto presta sus servicios satisfactoriamente, sin embargo se presentan daños frecuentes en la infraestructura de la bocatoma y racionamientos del servicio debido a que el tanque de almacenamiento no tiene la capacidad suficiente para abastecer los suscriptores del servicio.

Por esta razón se ve la necesidad de estudiar y rediseñar la infraestructura y la red de distribución del acueducto y analizar los factores que no permiten garantizar un servicio constante y eficaz, obteniendo con ello un diagnóstico completo y un planteamiento de posibles alternativas de solución.

## 1.2 FORMULACION DEL PROBLEMA

¿Cómo garantizar el buen funcionamiento del sistema de acueducto de la comunidad del barrio San Miguel del municipio de Rio de Oro, Cesar?

## 1.3 DESCRIPCION DEL PROBLEMA

Actualmente los problemas climáticos y el aumento poblacional y de consumo, afectan el sistema de acueducto ACOSMI del Barrio San Miguel del municipio de Rio de Oro, Cesar, presentándose complicaciones de abastecimiento, debido a la disminución de los caudales en la fuente de captación, en épocas de sequía, lo que sumado a la carencia de tanques de almacenamiento que permitan mantener una reserva constante y suficiente para prestar el servicio de manera eficaz, obligan a realizar racionamientos constantes de agua potable y nace la necesidad de realizar un rediseño de la red y un análisis de los factores que afectan y no permiten un buen funcionamiento del sistema, enfocándose principalmente en la infraestructura existente y en los procesos de trabajo de la red.

## **1.4 OBJETIVOS**

**1.4.1 Objetivo general.** Realizar un rediseño del sistema de acueducto comunitario del barrio San Miguel (ACOSMI) del municipio de Rio de Oro, mediante la calificación de la infraestructura existente y funcionamiento del sistema.

### **1.4.2 Objetivos específicos.**

**1.4.2.1** Recolección de datos in situ en las instalaciones del acueducto y en la base de datos de la empresa ACOSMI, con el fin de realizar los cálculos para el rediseño de los elementos que componen el sistema

**1.4.2.2** Realizar salidas de campo a la bocatoma del acueducto existente, con el fin de diagnosticar el estado actual de la infraestructura que la compone y reconocer la topografía del terreno. .

**1.4.2.3** Ejecutar el rediseño de los componentes que integran el sistema, comenzando con el diseño de las obras de captación, la línea de aducción: bocatoma – desarenador y la línea de conducción: desarenador – tanque de almacenamiento.

**1.4.2.3** Plantear las posibles mejoras que se podrían implementar en el sistema existente para garantizar un buen funcionamiento y una mejor prestación del servicio, anexando a ellas el nuevo diseño realizado.

## **1.5 JUSTIFICACION**

La propuesta de desarrollar un rediseño de la infraestructura y la red del sistema de acueducto ACOSMI del barrio San Miguel del municipio de Rio de Oro, busca plantear una opción de mejoramiento de la red existente, evidenciando las falencias del sistema actual y logrando establecer las principales deficiencias de la red para plantear alternativas de solución que garanticen un buen funcionamiento del acueducto, garantizando con ello un servicio óptimo a la comunidad. Con este estudio quedaran expuestas las principales necesidades del sistema de acueducto y se desarrollaran análisis que permitan establecer los problemas que se relacionan con la infraestructura y funcionamiento de la red. Dicho análisis beneficiara a la comunidad que conforma el área de influencia del sistema, garantizándoles un servicio continuo y de calidad, además de desarrollar alternativas de solución que permitan un amplio rango de vida útil al sistema.

La idea del rediseño es suministrar a la empresa ACOSMI, un documento donde se especifiquen los problemas que acogen al sistema de acueducto y con ello plantear opciones de solución que puedan ser ejecutadas, apoyándonos en las normas técnicas actuales y en la explicación detallada de los procesos a seguir para suplir la necesidad.

## **1.6 DELIMITACIONES**

**1.6.1 Delimitación geográfica.** El proyecto realizado se ejecutara en las instalaciones del sistema de acueducto ACOSMI del barrio San Miguel del municipio de Rio de Oro, Cesar.

**1.6.2 Delimitación temporal.** Este proyecto se desarrollara durante un periodo de cuatro meses, tiempo necesario para cumplir los objetivos trazados, que comenzaran a contarse desde la fecha de aprobación del anteproyecto.

**1.6.3 Delimitación conceptual.** En el rediseño a realizar se emplearan conceptos fundamentados en los diversos análisis que son necesarios para estudiar la infraestructura y la red del sistema de acueducto, relacionados con temas de acueductos y redes.

## 2. MARCO REFERENCIAL

### 2.1 MARCO HISTORICO

**2.1.1 Marco mundial.** El transporte de agua para satisfacer las necesidades de una comunidad es una práctica muy antigua. El primer sistema de transporte de agua en el que se usaban conductos circulares cerrados data del año 1500 a.c. en la isla de Creta. Posteriormente Arquímedes desarrolla las primeras leyes de la mecánica de fluidos (250 a.c), mientras que hacia el año 100 d. c. se construye el acueducto romano que transporta agua desde grandes distancias y se publican los primeros libros acerca de los sistemas de abastecimiento de agua. En el año 1455 aparece la tubería de hierro en Alemania.

Adelantos científicos como los de Pitot (medición de la velocidad del flujo en 1732), Bernoulli (publicación de los principios de las leyes de energía aplicados a sistemas hidráulicos en 1738) y Euler (desarrollo de la ecuación de energía en 1752) sientan las bases de la hidráulica que aún perduran en nuestro tiempo. En 1754 se construye el primer sistema de acueducto en Estados Unidos (Pensilvania). Los trabajos desarrollados por numerosos investigadores son la base para la modelación matemática del flujo en tuberías. Hardy Cross formula las primeras ecuaciones para el análisis de sistemas de redes en 1936.

La segunda mitad del siglo XX es de particular importancia, debido al desarrollo de los primeros computadores en la década de los años cincuenta. Los primeros modelos digitales para la solución de redes de tuberías aparecen en las décadas de los sesenta y setenta. Surgen muchos métodos de análisis de redes numéricamente complejos, pero de relativa facilidad de solución debido al alto grado de desarrollo en la capacidad de cálculo en los computadores modernos; uno de los últimos es el método del gradiente, publicado en 1988 por E. Todini y S. Pilati. Hoy en día existen numerosos programas comerciales para la modelación hidráulica y de calidad de agua en las redes de distribución de los sistemas de acueductos. Cabe anotar que los resultados obtenidos por dichos modelos jamás serán superiores a la calidad de los datos de entrada y no remplazaran el análisis juicioso del ingeniero, que debe aplicar dichos resultados en condiciones técnicas, económicas y sociales de muy diversa naturaleza<sup>1</sup>.

La palabra acueducto se 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., mando construir un acueducto

---

<sup>1</sup> LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo, Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2ª ed, Julio 2003. p.14.

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, Aqua 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 Aqua 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.

A partir del siglo XIX el aumento de la población en las zonas urbanas obligó a realizar grandes obras de conducción y tratamiento de las aguas. Se comenzaron a utilizar las instalaciones de conducción de sifón basadas en el empleo de distintas presiones. En tiempos más recientes se han construido extensos acueductos en Europa. El acueducto que transporta agua a Glasgow mide 56 km; el de Marsella, terminado en 1847, 97 km; el de Manchester tiene 154 km de longitud; el de Liverpool mide 109 km; y el segundo acueducto Káiser Franz Joseph, en Viena mide 232 kilómetros.

En EEUU se han construido complejos sistemas de acueductos para transportar agua a las ciudades como Boston, Baltimore, Washington, St. Louis, Nueva York y Los Ángeles. El sistema de acueductos que suministra agua a la ciudad de Nueva York tiene más de 322 km de longitud; la mayor parte es subterránea. Los principales acueductos bajo la ciudad de Nueva York se encuentran de 60 a 180 metros por debajo del nivel del mar. El acueducto Delaware transporta diariamente 3 millones de m<sup>3</sup> de agua desde los Montes Catskill a Nueva York; su longitud, 137 km, lo convierte en el túnel de transporte continuo más largo del mundo<sup>2</sup>.

**2.1.2 Marco nacional.** En las últimas décadas, el sector colombiano de agua potable y saneamiento se sometió a varios procesos de centralización y descentralización. Desde la promulgación de una nueva política sectorial en 1994, los siguientes gobiernos han

---

<sup>2</sup> Fundación Héctor A. García, Proyecto Salón Hogar [online]. Ciudad de México, agosto de 1999. Disponible en: [//www.proyectosalnhogar.com/El\\_porque\\_de\\_las\\_cosas/historia\\_de\\_los\\_acueductos.htm](http://www.proyectosalnhogar.com/El_porque_de_las_cosas/historia_de_los_acueductos.htm)

implementado políticas básicas estables, promoviendo transferencias dirigidas a municipalidades, participación del sector privado, consolidación de la regulación, recuperación de costos y un sistema de subsidios cruzados.

En la primera mitad del siglo XX, las municipalidades tenían la responsabilidad de brindar servicios de agua y saneamiento básico en Colombia. En 1950, como en muchos otros países, se adoptó un esquema centralizado y se creó el Instituto de Fomento Municipal (INSFOPAL). A través del Instituto Nacional de Fomento Municipal, creó las ACUAS, entidades departamentales conformadas con la participación del Departamento, los Municipios e Insfopal, las cuales se encargarían de administrar y conservar los acueductos y alcantarillados de las poblaciones afiliadas, canalizando la inversión del Estado en ese importante renglón de la salud pública. En 1976, en seguimiento de un cambio en la política sectorial del gobierno, las ACUAS se transformaban en EMPOS, organismos ejecutores de carácter regional o municipal, denominados Empresas de Obras Sanitarias (EMPOS). Las ACUAS y EMPOS eran las encargadas de la financiación, planificación, desarrollo y administración de los servicios públicos en la mayoría de los municipios. Sin embargo, algunas municipalidades mantuvieron la responsabilidad para la provisión del servicio en el nivel local y crearon compañías municipales. El caso más notable es el de las Empresas Públicas de Medellín (EPM), una empresa multi-sectorial creada en 1955, cuyo dueño es el municipio.

En toda esta época, a nivel nacional, el sector de agua potable dependía institucionalmente del Ministerio de Salud.

En la década de los ochenta el sector se encontraba en crisis. El INSFOPAL se liquidó en 1989 y la responsabilidad para brindar servicios regresó después de cuatro décadas a los municipios, salvo en algunos casos como en el Valle de Cauca donde las empresas regionales se mantuvieron. Además, ya no se asignó la responsabilidad institucional al Ministerio de Salud, sino que se integró el sector al Ministerio de Desarrollo Económico. El fundamento de la política actual en el sector se estableció con la Ley 142 de 1994, dichas políticas sectoriales, con algunas modificaciones en 2001, continúan siendo las bases de las políticas del estado a través de varios gobiernos. En 1995, se otorgó una primera concesión de agua y saneamiento a una empresa mixta pública-privada en la ciudad de Cartagena, seguido de una segunda concesión en Barranquilla en 1996 y de otras concesiones después. En 2002, el gobierno lanzó el Programa de Modernización Empresarial para introducir la participación del sector privado en el sector también en medianos y pequeños municipios, con éxitos espectaculares sobre la calidad y eficiencia de la prestación de los servicios<sup>3</sup>.

---

<sup>3</sup>Banco Mundial (2004). «Desarrollo Económico Reciente en Infraestructura (REDI) en Colombia». Consultado el 12 de octubre de 2014., p. 6

**2.1.3 Marco regional.** El primero de julio 1935 comienzan los trabajos para la construcción del acueducto de Ocaña. La parte técnica corrió a cargo de la firma Nacional de Ingeniería, de Medellín, bajo la responsabilidad del ingeniero Severiano Cadavid. El Álbum de la República de Colombia destaca así los trabajos: "Las obras de este acueducto comprenden: la captación de las aguas del río tejo por el sistema de represa, su conducción por medio de una tubería de concreto de cerca de dos kilómetros de largo, hasta el tanque de distribución. En el trayecto de la tubería se construyeron varias cámaras de quiebre de presión... "La esterilización de esta agua superficiales se efectuará precipitando primero con alumbre las materias en estado coloidal y sedimentando el coágulo; luego se filtrarán en filtros rápidos de arena y finalmente se tratarán por el sistema de las cloro aminas" <sup>4</sup>.

El acueducto de la ciudad de Ocaña supero varios obstáculos y demoras hasta lograr constituirse y brindar un servicio óptimo a la comunidad, sin embargo las zonas del norte de la ciudad sufrían constantemente de racionamientos por falta de abastecimiento lo que trajo como resultado la Asociación de Amigos Usuarios del Acueducto Independiente de Ocaña (ADAMIUAIN), constituida legalmente el 18 de Julio de 1985, integrada por varios dirigentes del sector conocido como la ciudadela norte quienes comenzaron con la idea de crear un acueducto comunitario que abarcara toda la zona norte y brindara el servicio de manera constante y eficaz. La responsabilidad de esta asociación comprendía el diseño, las negociaciones, la administración de la construcción, el desarrollo y el mantenimiento de un acueducto privado. Con este fin se consiguió el permiso del gobierno para que 719.632 dólares EEUU, provenientes del presupuesto nacional, y 1.000.000 de pesos, procedentes de la municipalidad, fuesen asignados al proyecto. Además cada socio contribuyó con 10.000 pesos, para la financiación del mismo.

El acueducto fue inaugurado el 14 de Noviembre de 1987 y tras la posterior ampliación de las redes de abastecimiento, finalizada ocho meses más tarde, se consiguió dar cobertura a toda el área. Este proyecto benefició a 1.072 familias de la comunidad, entre ellas 15 familias de Pueblo Nuevo, en la actualidad, abastecen a más de 1.190 hogares, que representan una población cercana a los 5.000 habitantes entre los que se cuentan los 450 socios fundadores <sup>5</sup>.

---

<sup>4</sup>Academia de historia de Ocaña. Ocaña, Norte de Santander, 1 de julio de 2013, Disponible en: [http://esla.facebook.com/permalink.php?story\\_fbid=551699898227003&id=150593761670954&stream\\_ref=](http://esla.facebook.com/permalink.php?story_fbid=551699898227003&id=150593761670954&stream_ref=)  
5. Academia de historia de Ocaña

<sup>5</sup>Asociacion de Amigos y Usuarios del acueducto en Ocaña (Adamiuain).Ocaña, Norte de Santander. Junio de 2011.Disponible en: <http://acueducto-independiente-adamiuain-ocana.htm>

Durante el gobierno del presidente Virgilio Barco, exactamente en el año 1989 se ordena la descentralización administrativa de las empresas de acueducto, que consistía básicamente en otorgarle a los municipios su manejo, fue así como nació en Río de Oro la Empresa Acuario que sólo ofrecía a la comunidad el servicio de acueducto. Esta empresa se mantuvo hasta el año 2004, donde se descentralizó de la alcaldía municipal de Río de Oro formando así la empresa que hoy en día presta los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo a la comunidad de Río de Oro Cesar; formada mediante acta de asamblea general de constitución N° 001 del 25 de Octubre del 2004, creando a **EMCAR ESP** (Empresa Comunitaria de Acueducto Río de Oro), la empresa comienza a desarrollar sus funciones a partir del 15 de Febrero del año 2005 bajo Personería Jurídica N°5687 de la misma fecha. El 5 de Mayo del 2009 la Asamblea General mediante acta N° 003 del 5 de Mayo del mismo año decide cambiar el nombre de la empresa por **A.P.C. EMCAR E.S.P.** (Administración Pública Cooperada Empresa Comunitaria de Acueducto Río de Oro) por fallas encontradas en la superintendencia de servicios públicos domiciliarios.

**2.1.4 Marco local.** La historia de ACOSMI se remonta al año 1970, año en que fue fundado el barrio San Miguel y los habitantes solventaban la necesidad del agua trayéndola cargada en canecas y recipientes desde el río. De esta necesidad nace la idea de traer el agua en otro medio y es donde el señor Francisco Osorio deja que los habitantes del barrio instalen una manguera de una quebrada que pasa por su terreno, el agua transportada por este medio llegaba a dos tanques de 1000 litros cada uno, ubicados en la parte más alta del barrio. En el año 1975 el señor Eugenio Casadiegos dona un terreno para la construcción de un tanque, se logra hacer la primera bocatoma, en este mismo año se crea la Junta de Acción Comunal del Barrio San Miguel I etapa mediante la resolución N° 01308 del 19 de diciembre. En 1980 se instalan redes de asbesto cemento, se empieza a pagar una bonificación por el servicio de agua, para pagarle al señor Ángel Rizo quien sería el primer fontanero del acueducto. A partir de 1990 se construye un nuevo tanque de almacenamiento con más capacidad, se logra cambiar la tubería madre.

En 1999 con los recursos del acueducto se construye un tanque de almacenamiento de 130 metros cúbicos de capacidad. En el 2004 mediante un proyecto se logra conseguir la planta de tratamiento, con una capacidad de 18 metros por hora y debido al incremento de los usuarios se ve la necesidad de instalar micro medidores para controlar el consumo.

En el 2005 se construye el techo a la planta de tratamiento y la bodega, en 2006 el acueducto comunitario se legaliza como empresa de servicios de agua potable, se empieza a utilizar el programa INTEGRIN para la facturación de recibos. En 2007 se hace cambio de las redes de conducción de la bocatoma a la planta de tratamiento, las mangueras se cambian por tuberías RD 21 de alta presión de dos pulgadas

---

<sup>6</sup>ACUEDUCTO COMUNITARIO DEL BARRIO SAN MIGUEL ACOSMI, Base de datos de la empresa de acueducto comunitario del barrio San Miguel, Río de Oro- Cesar, Colombia.

En 2008 se elabora el programa de uso eficiente y ahorro del agua y fue aprobado por CORPOCESAR y se instalan los macro medidores, de esta manera se empiezan a hacer los registros de entrada y salida de agua, generalmente en invierno se captan 14 metros por hora y en verano un aproximado de 10 metros por hora. En el 2009 se arregla la entrada de acceso a la planta de tratamiento y se amplía el camino, para el 2010 se compra la planta eléctrica y en 2011 se construyen los baños en la planta de tratamiento, en 2012 la empresa AGUAS DEL CESAR dona nuevas tubería y se cambia la existente por una de tres pulgadas para un total de 1800 metros.

En la actualidad se cuenta con una nómina de cuatro empleados fijos directos y tres indirectos y se busca crear un tanque de almacenamiento de mayor capacidad para poder extender el servicio a otros barrios circunvecinos<sup>7</sup>.

## 2.2 MARCO CONTEXTUAL

El proyecto se desarrollara en el municipio de Rio de Oro, Cesar, en el barrio San Miguel dentro de las instalaciones de la empresa de acueducto comunitario ACOSMI.

## 2.3 MARCO CONCEPTUAL

### 2.3.1 Definiciones.

**Acueducto:** Sistema de abastecimiento de agua para una población.

**Accesorios:** Elementos componentes de un sistema de tuberías, diferentes de las tuberías en sí, tales como uniones, codos, tees etc.

**Aducción:** Componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión<sup>8</sup>.

---

<sup>7</sup>Ibíd., p. 26

<sup>8</sup>COLOMBIA MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, Definiciones capítulo A 12. p. A.93 – A.107.

**Agua cruda:** Agua superficial o subterránea en estado natural; es decir, que no ha sido sometida a ningún proceso de tratamiento

**Agua potable:** Agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos, en las condiciones señaladas en la Resolución 2115 de 2007, puede ser consumida por la población humana sin producir efectos adversos a la salud.

**Almacenamiento (En sistemas de Acueducto):** Acción destinada a almacenar un determinado volumen de agua para cubrir los picos horarios y la demanda contra incendios.

**Bocatoma:** Estructura hidráulica que capta el agua desde una fuente superficial y la conduce al sistema de acueducto

**Capacidad de almacenamiento:** Volumen de agua retenido en un tanque o embalse<sup>8</sup>.

**Captación:** Conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de una fuente de abastecimiento.

**Catastro de redes:** Inventario de las tuberías y accesorios existentes incluidas su localización, diámetro, profundidad, material y año de instalación.

**Caudal de diseño:** Caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado.

**Caudal máximo diario:** Consumo máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

**Caudal máximo horario:** Consumo máximo durante una hora, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

**Caudal medio:** Caudal medio anual.

**Caudal medio diario:** Consumo medio durante veinticuatro horas, obtenido como el promedio de los consumos diarios en un período de un año<sup>9</sup>.

**Conducción:** Componente a través del cual se transporta agua potable, ya sea a flujo libre o a presión. Conducto Estructura hidráulica destinada al transporte de agua.

---

<sup>9</sup> ibíd., p. 27

**Conexión domiciliar:** Tubería que transporta las aguas residuales y/o las aguas lluvias desde la caja domiciliar hasta un colector secundario. Generalmente son de 150 mm de diámetro para vivienda unifamiliar.

**Control de calidad del agua potable:** Análisis organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos realizados al agua en cualquier punto de la red de distribución, con el objeto de garantizar el cumplimiento de las disposiciones establecidas en la Resolución 2115 de 2007.

**Desarenador:** Cámara destinada a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación.

**Diámetro nominal:** Es el número con el cual se conoce comúnmente el diámetro de una tubería, aunque su valor no coincida con el diámetro real interno.

**Diámetro real:** Diámetro interno de una tubería determinado con elementos apropiados.

**Dotación:** Cantidad de agua asignada a una población o a un habitante para su consumo en cierto tiempo, expresada en términos de litro por habitante por día o dimensiones equivalentes.

**Fuente de abastecimiento de agua:** Depósito o curso de agua superficial o subterráneo, natural o artificial, utilizado en un sistema de suministro de agua.

**Micro medición:** Sistema de medición de volumen de agua, destinado a conocer la cantidad de agua consumida en un determinado período de tiempo por cada suscriptor de un sistema de acueducto.

**Norma de calidad del agua potable:** Valores de referencia admisibles para algunas características presentes en el agua potable, que proporcionan una base para estimar su calidad.

**Norma técnica colombiana oficial obligatoria:** Norma técnica colombiana o parte de ella, cuya aplicación ha sido declarar obligatoria por el organismo nacional competente. (Decreto 2269/93)<sup>10</sup>

---

<sup>10</sup> ibíd., p. 28

**Parámetros de diseño:** Criterios preestablecidos con los que se diseñan y construyen cada uno de los equipos de la planta de tratamiento.

**Planta de tratamiento de agua potable PTAP** o Planta de potabilización: Conjunto de obras, equipos y materiales necesarios para efectuar los procesos que permitan cumplir con las normas de calidad del agua potable.

**Red local de acueducto:** Es el conjunto de tuberías y accesorios que conforman el sistema de suministro del servicio público de acueducto a una comunidad y del cual se derivan las acometidas de las inmuebles.

**Rejilla:** Dispositivo instalado en una captación para impedir el paso de elementos flotantes o sólidos grandes.

**Sistema de conducción:** Conjunto de tuberías, ductos o canales que sirven para conducir un fluido.

**Sistema de control:** El sistema de control permite mantener variables de un proceso dentro de un rango de operación, tomando acciones a partir de comparar el valor deseado con el valor requerido. Un sistema de control está compuesto usualmente por los siguientes elementos Instrumentación de medición- transductor, transmisor, controlador, actuador y sistema de registro.

**Sistema de potabilización:** Conjunto de procesos unitarios para purificar el agua y que tienen por objeto hacerla apta para el consumo humano.

**Sistema de suministro de agua potable:** Conjunto de obras, equipos y materiales utilizados para la captación, aducción, conducción, tratamiento y distribución del agua potable para consumo humano.

**Tanque de almacenamiento:** Depósito destinado a mantener agua para su uso posterior.

**Tanque de compensación:** Depósito de agua en un sistema de acueducto, cuya función es compensar las variaciones en el consumo a lo largo del día mediante almacenamiento en horas de bajo consumo y descarga en horas de consumo elevado<sup>11</sup>.

---

<sup>11</sup> ibíd., p. 29

**Tratamiento (para potabilización):** Conjunto de operaciones y procesos que se realizan sobre el agua cruda, con el fin de modificar sus características organolépticas, físicas, químicas y microbiológicas, para hacerla potable de acuerdo a las normas establecidas en la Resolución 2115 de 2007.

**Tubería:** Ducto de sección circular para el transporte de agua.

**Tubería rígida:** los materiales de tuberías que clasifican como rígidos son aquellos que derivan una parte substancial de su capacidad de carga ante las cargas del terreno a partir de la resistencia estructural del elemento asociada a la rigidez misma de la pared de la tubería.

**Tuberías enterradas:** aquellas en las cuales las tuberías quedan instaladas en pequeñas zanjas completamente enterradas en suelo natural o relativamente pasivo.

**Tuberías superficiales:** aquellas en las cuales las tuberías se apoyan sobre suelos relativamente superficiales y en las que la parte superior del tubo se proyecta por encima de la superficie natural del terreno, y luego es cubierta por un terraplén de relleno.

**Tubo o tubería:** Conducto prefabricado, o construido en sitio, de concreto, concreto reforzado, plástico, poliuretano de alta densidad, asbesto-cemento, hierro fundido, gres vitrificado, PVC, plástico con refuerzo de fibra de vidrio, u otro material cuya tecnología y proceso de fabricación cumplan con las normas técnicas correspondientes. Por lo general su sección es circular.

**Unidad de la planta de tratamiento:** Cada uno de los procesos de tratamiento.

**Usuario:** Persona natural o jurídica que se beneficia con la prestación de un servicio público domiciliario, bien como propietario del inmueble en donde éste se presta, o como receptor directo del servicio. A este último usuario se le conoce también como consumidor. (Ley 142 de 1994)

**Valor admisible:** Valor establecido para la concentración de un componente o sustancia, que garantiza que el agua de consumo humano no representa riesgo para la salud del consumidor.

**Vertedero:** Dispositivo hidráulico de rebose de un líquido<sup>12</sup>.

---

<sup>12</sup> *Ibíd.*, p. 30

**Vigilancia de la calidad del agua:** Actividades realizadas por las autoridades competentes para comprobar, examinar e inspeccionar el cumplimiento de las normas de calidad del agua potable establecidas en la Resolución 2115 de 2007.

**Zona de presión de la red de distribución:** Es una de las partes en que se divide la red de acueducto para evitar que las presiones mínimas, dinámica y máxima estática sobrepasen los límites prefijados <sup>13</sup>

**Diagnóstico:** El diagnóstico alude, en general, al análisis que se realiza para determinar cualquier situación y cuáles son las tendencias. Esta determinación se realiza sobre la base de datos y hechos recogidos y ordenados sistemáticamente, que permiten juzgar mejor qué es lo que está pasando.

Dentro de la problemática del saneamiento básico de comunidades, tienen enorme importancia el suministro de agua potable y la recolección de aguas residuales. Cualquier población debe contar como mínimo con los servicios de acueducto y alcantarillado. Si se pretende suministrar agua potable a una comunidad, se requiere llevar a cabo una serie de obras hidráulicas para la captación, el sistema de purificación del agua, la conducción, el almacenamiento y la distribución

### **2.3.2 Infraestructura y funcionamiento de un sistema de acueducto.**

**2.3.2.1 Elementos de un sistema de abastecimiento.** Cualquier sistema de abastecimiento de agua a una comunidad, consta de los siguientes elementos:

- Obras de captación: la clase de estructura utilizada para la captación del agua depende en primer lugar del tipo de fuente de abastecimiento utilizado. En general, en los casos de captación de agua superficial se habla de bocatomas, mientras que la captación de aguas subterráneas se hace por medio de pozos.
- Obras para el transporte del agua: en un proyecto de acueducto, existen diferentes necesidades de transporte de agua. En principio, las condiciones de diseño para el transporte de agua dependerá del tipo de fluido, se puede transportar agua cruda o sin tratamiento, en cuyo caso el transporte se denomina aducción, o se puede transportar agua potable o tratada para la cual se usa el término conducción. Dependiendo de las condiciones topográficas y la distancia, el transporte de agua puede efectuarse en tuberías o conductores a presión o por gravedad<sup>14</sup>.

---

<sup>13</sup> *Ibíd.*, p. 31

<sup>14</sup> LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo, *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados*. 2ª ed. Julio 2003.p.16, 17.

La aducción, por tratarse del transporte de agua cruda puede realizarse en conductos abiertos o cerrados, pero la conducción debe hacerse en conductos cerrados, normalmente tuberías que trabajan a una presión mayor que la atmosférica (conducción forzada).

- Tratamiento de agua: en la actualidad, ningún agua en su estado natural es apta para el consumo humano, además, siempre se requerirá un tratamiento mínimo de cloración, con el fin de prevenir la contaminación con organismos patógenos durante la conducción del agua.
- Almacenamiento: dado que el caudal de captación no es siempre constante y que el caudal demandado por la comunidad tampoco lo es, se requiere almacenar agua en un tanque durante los periodos en los que la demanda es menor que el suministro y utilizarla en los periodos en que la comunidad necesite gran cantidad del líquido.
- Distribución: la distribución de agua a la comunidad puede hacerse desde la manera más simple, que sería un suministro único por medio de una pileta de agua, hasta su forma más compleja, por medio de una serie de tuberías o redes de distribución que llevan agua a cada domicilio.
- Fuentes de abastecimiento: de acuerdo con las características del proyecto, como disponibilidad de fuentes de agua, tamaño de la población, caudal requerido y recursos económicos, se puede adoptar un sistema de captación primario o principal. Para la realización de mediciones directas en corrientes superficiales, se utiliza cualquiera de los métodos citados a continuación que se ajuste a las características de la corriente.
- Medidor Parshall: este dispositivo permite la medición de caudales, principalmente en canales. Es un sistema muy práctico debido a su sencillez de construcción y de operación, ya que se trata de un elemento de proporciones estandarizadas, con una o dos lecturas de niveles, es posible obtener el caudal.
- Vertederos: Un vertedero es una simple abertura sobre la cual fluye un líquido. Los vertederos más utilizados por su facilidad de construcción y calibración son los rectangulares y los triangulares. Los vertederos pueden ser de pared gruesa o delgada, pero el más común para mediciones en corrientes superficiales es el de pared delgada. Pueden trabajar en descarga libre o parcialmente sumergida, pero es preferible la condición de descarga libre<sup>15</sup>.

---

<sup>15</sup> LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo, Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2ª ed. Julio 2003.p.16, 17

**2.3.2.2 Tipos de bocatomas.** Existen diversos tipos de bocatomas, los factores determinantes para la selección de la bocatoma más adecuada son la naturaleza del cauce y la topografía general del proyecto. A continuación se ilustran los diferentes tipos de bocatomas:

- Toma lateral con muro transversal: se utiliza en ríos relativamente pequeños o quebradas, en donde la profundidad del cauce no es muy grande.
- Bocatoma de fondo: se utiliza en condiciones semejantes a las de la bocatoma con muro transversal.
- Bocatoma lateral con bombeo: se emplea para ríos con caudales grandes y de una sección relativamente ancha.
- Bocatoma lateral por gravedad: si se dispone de las condiciones hidráulicas y topográficas suficientes, la captación en ríos profundos puede hacerse por gravedad, de manera similar a la toma con muro transversal, remplazando el muro por compuertas y la rejilla por otra de mayores dimensiones.

**2.3.2.3 Desarenador.** Un desarenador convencional es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario, pero en algunos casos es necesario realizar un tratamiento convencional de purificación de aguas. 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 objetivo del desarenador, como tal, es la remoción de partículas hasta el tamaño de las arenas. Se puede ayudar el proceso de sedimentación mediante coagulación, con lo cual se logra que las partículas más pequeñas se aglomeren y sedimenten a una velocidad mayor.

**2.3.2.4 Conducciones.** El transporte de agua puede ser a flujo libre o a presión, igualmente, puede transportarse agua cruda o agua tratada. El transporte de agua tratada o potable entre el desarenador y el tanque de almacenamiento, la cual se realiza frecuentemente a presión debido a que en general las condiciones topográficas favorecen este tipo de flujo hidráulico. El sistema de purificación de aguas convencional está constituido por el tratamiento primario o desarenador y la subsiguiente planta de purificación de aguas<sup>16</sup>.

Durante el trazado de la línea de conducción, se utilizan diversos accesorios que garantizan el normal flujo del agua a través de la tubería, los más utilizados son los siguientes:

---

<sup>16</sup>Ibid, p. 33

-Válvulas de Purga: son válvulas instaladas lateralmente en todos los puntos bajos del trazado, donde allá posibilidad de obstrucción de la sección de flujo por acumulación de sedimentos, facilitando así las labores de limpieza de la tubería. La derivación se hace por medio de una te cuyo diámetro mínimo es de 2” pulgadas.

-Ventosas: las ventosas son válvulas de expulsión o admisión de aire, de funcionamiento automático, que deben ubicarse en los puntos altos de la conducción, siempre que la presión en dicho punto no sea muy alta o sea menor que la presión atmosférica. Estas válvulas tienen varias funciones: 1) expeler el aire de dentro de la tubería durante su llenado. 2) expulsar el aire que tiende a acumularse en los puntos altos. 3) admitir aire en el caso de operación de una válvula de purga que pueda crear presiones negativas en la tubería.

-Válvulas de control o de corte: se deberían instalar válvulas de corte como mínimo al final y al comienzo de la conducción, en un diámetro igual al de la tubería. En sistemas de acueductos de gran tamaño, además de la válvula inicial y final, deberían colocarse válvulas intermedias espaciadas como máximo cada 1000 metros, cuyo diámetro puede ser inferior al de la tubería hasta en un 20%. El tipo de válvula de control es generalmente de compuerta por su menor costo y cierre relativamente seguro, sin embargo en diámetros grandes las válvulas de mariposa resultan más económicas y fáciles de operar.

**2.3.2.5 Tanque de almacenamiento.** Debido a que el consumo de agua de la población varía según la hora del día, y dado que el suministro es un caudal teóricamente constante, es necesaria la construcción de un tanque regulador que amortigüe las demandas horarias. La función básica del tanque es almacenar agua en los periodos en los cuales la demanda es menor que el suministro, de tal manera que en los periodos en los que la demanda sea mayor que el suministro se complete el déficit con el agua almacenada inicialmente.

En general se puede establecer que las dimensiones de un tanque regulador se determinan para cumplir las siguientes funciones:

- Compensar las variaciones en el consumo de agua durante el día.
- Tener una reserva de agua para atender los casos de incendio.
- Disponer de un volumen adicional para casos de emergencia, accidentes, reparaciones cortes de energía eléctrica.
- Dar una presión adecuada a la red de distribución en la población<sup>17</sup>.

---

<sup>17</sup>Ibid, p. 34

Los tanques pueden construirse sobre el terreno (superficial, semienterrado o enterrado) si se dispone de un desnivel topográfico adecuado que permita el funcionamiento de la red de distribución, con las normas adecuadas de presión. En el caso de no disponer de la condición topográfica anterior, se debe proyectar un tanque elevado, teniendo en cuenta que esto implica un tanque de succión y una estación de bombeo, los cuales han de diseñarse para el volumen horario demandado por la comunidad.

El material del tanque debe ser impermeable y se ha de proteger contra la posible corrosión causada por el agua. El diseño estructural del tanque debe permitir resistir empujes hidrostáticos, empujes de tierra y flotación del mismo cuando este se encuentre desocupado, procurando que la placa de fondo se encuentre a una distancia mínima de medio metro por encima del nivel freático máximo.

**2.3.2.6 Red de distribución.** El sistema de un acueducto está constituido por diversos subsistemas, el último de los cuales es la red de distribución. Esta se define como el conjunto de tuberías cuya función es suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad en condiciones de cantidad y calidad aceptables. La unión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se hace mediante una conducción denominada línea matriz, la cual transporta el agua al punto o a los puntos de entrada de la red<sup>18</sup>.

La red de distribución puede estar conformada por los siguientes tipos de tuberías, según su función y diámetro:

- Red principal o matriz: es el conjunto de tuberías con diámetro nominal mayor o igual a 12" (300mm). Es la red encargada de distribuir el agua en las diferentes zonas de la población y sobre ella se deben garantizar los caudales y presiones, según la norma exigida. No debe realizarse ninguna conexión domiciliaria a partir de la red matriz.
- Red secundaria: se clasifica como la red secundaria al conjunto de tuberías con diámetros menores de 12" (300 mm) hasta los mayores o iguales a 4" (100mm). Se abastecen de las tuberías principales y alimentan las redes terciarias o menores. No debe realizar ninguna conexión domiciliaria, salvo el caso de grandes consumidores con conexiones superiores a 3" (75mm).
- Red terciaria o menor: la red terciaria es alimentada por la red secundaria y es la encargada de realizar las conexiones domiciliarias. Sus diámetros son menores o iguales a 3" (75mm) y el diámetro mínimo depende del uso del agua (comercial, industrial o institucional), pero nunca deberá ser menor a 1 1/2".

---

<sup>18</sup>Ibid, p. 35

- Conexión domiciliaria: es la conexión que de la red menor se hace cada predio. Su diámetro se encuentra entre ½” (12.5mm) hasta 3” (75mm), dependiendo del tipo de usuario.

## 2.4 MARCO TEORICO

Dentro de la problemática de saneamiento básico de comunidades, tiene enorme importancia el suministro de agua potable y la recolección de aguas residuales. Cualquier población, por pequeña que sea, debería contar como mínimo con los servicios de acueducto y alcantarillado, si se espera de ella un desarrollo social y económico, y, ante todo la reducción de las altas tasas de morbilidad y mortalidad, en especial de la población infantil. El trabajo que deben realizar los ingenieros hoy en día no es tanto el diseño y ampliación de redes en grandes ciudades, sino la creación de la infraestructura necesaria en poblaciones pequeñas con miras a lograr soluciones adecuadas y acordes con una limitada inversión de capital. Si se requiere suministrar agua potable a una comunidad, se requiere llevar a cabo una serie de obras hidráulicas para la captación, el sistema de purificación de agua, la conducción, el almacenamiento y la distribución<sup>19</sup>. Proveer una adecuada cantidad de agua ha sido un asunto que ha inquietado desde los principios de la civilización. Aun en las antiguas ciudades, los abastecimientos locales eran con frecuencia inadecuados y los acueductos eran construidos para transportar agua desde fuentes lejanas. Tales sistemas de abastecimientos no distribuían agua a las residencias individuales sino que las llevaban hasta unos pocos lugares centrales desde donde los ciudadanos podían llevarla hasta sus hogares. Hasta mediados del siglo XVII no se disponían de tuberías que pudieran soportar altas presiones. Se utilizaban tuberías hechas de madera, arcilla o plomo, pero generalmente estaban ubicadas de acuerdo con la línea de gradiente hidráulico. El desarrollo de la tubería de hierro fundido y la reducción gradual de sus costos, junto con el desarrollo y mejoramiento de las bombas de vapor, hicieron posible que pequeñas comunidades pudieran crear abastecimientos públicos de agua que permitieron llevarla a cada residencia. El agua, bien sea sacada de la superficie o de fuentes subterráneas, deben ser transportadas a la comunidad y distribuida a los usuarios.

---

<sup>19</sup>Ibid, p. 36

El transporte desde la fuente al punto de tratamiento puede ser proveído por acueductos, tuberías o canales abiertos, pero una vez ha ido tratada, el agua es distribuida mediante conductos cerrados presurizados.

El término acueducto se refiere usualmente a conductos construidos de mampostería y hechos con la pendiente hidráulica. Tales estructuras son operadas a presión atmosférica y, a menos que la pendiente hidráulica disponible sea muy grande, tienden a ser mayores y más costosas que las tuberías operadas bajo presión. Entre las ventajas de los acueductos están la posibilidad de construcción con materiales locales disponibles, más duración que los conductos de metal y menor pérdida de capacidad hidráulica con el tiempo. Entre las ventajas están la necesidad de proveer la máxima capacidad inicialmente y la posibilidad de interferencia con el drenaje local. Las fuentes de agua superficiales están sujetas a grandes variaciones en flujo, calidad y temperatura, las estructuras de captación deben estar diseñadas para que el flujo requerido pueda ser usado a pesar de estas fluctuaciones naturales.

Para localizar las captaciones se debe considerar con anticipación variaciones en el nivel del agua, requerimientos de navegación, corrientes locales, patrones de deposición y de socavación de sedimentos, variaciones espacio-temporales en la calidad del agua, y cantidad de desechos flotantes<sup>20</sup>.

Para la captación de aguas en ríos, existen dos casos:

- Si la cantidad de agua por utilizar es muy pequeña, basta tomar directamente construyendo a unos dos metros de la orilla del río una caja o tanque que tenga su base a un metro más por debajo que el nivel mínimo de las aguas en estiaje y épocas de máxima sequía. El orificio de entrada según su diámetro podrá tener un colador o una compuerta que permita regular la entrada de agua, según las necesidades del servicio; cuando el agua deba elevarse, en sus orillas se instalarán las bombas de elevación.
- Si el agua no se toma directamente del río sino de excavaciones hechas en terrenos aledaños, constituidos por materiales de acarreo que constituyen excelentes capas filtrantes, se excavan pozos en estos terrenos donde se encontrará agua abundante a poca profundidad, con la ventaja de que ha sufrido una filtración por consiguiente es de mayor pureza que la que corre por el río.
- Cuando se trate de grandes abastecimientos de agua, es necesario recurrir al embalse de aguas para construir un gran recipiente de alimentación, instalado la toma en el interior del embalse, de modo que la carga de agua tenga una altura suficiente que asegure, en todo caso, la entrada de volumen previsto de líquido a la tubería de toma.

---

<sup>20</sup>TERENCE J, Mcghee. Abastecimiento de agua y alcantarillado ingeniería ambiental. Bogotá. 2001. 6 ed. p. 2,112.

Con el fin de hacer un acueducto es necesario saber cómo opera en general el sistema de acueducto y qué elementos principales lo conforman; además, es importante tener un conocimiento detallado del sistema de tratamiento de agua (caudal medio producido y su variación a lo largo del día, calidad de agua, etc.) y del sistema de almacenamiento, de volumen y ubicación debe ser suficiente para compensar las variaciones horarias de la demanda de agua.

Cuando se tienen valores de presiones de servicio mayores a 15 metros de columna de agua ( $1\text{m.c.a} = 1 \text{ ton /m}^2 = 0.1 \text{ Kg / cm}^2$ ) se dice que se tiene una buena calidad del servicio. Además del conocimiento del sistema de acueducto y de la red de la distribución existente, los estudios previos deben proveer información topográfica, geotécnica y sísmica del municipio, planos de catastro de la infraestructura de otros servicios públicos, planos en la red vial, planos IGAC a escala 1:2000 (si existen) y fotografías aéreas que incluyan el área a ser servida. La información geotécnica se refiere a las características del subsuelo en la zona donde se realizara el trazado de la red de distribución, tomada de los planos geológicos, de información de campo o de estudios o diseños de viviendas, infraestructura vial y otros servicios. Deben identificarse las zonas de falla y las propensas a deslizamientos e inundaciones<sup>21</sup>

## **2.5 MARCO LEGAL**

**2.5.1** Reglamento técnico del Sector de Agua Potable y Alcantarillado “RAS 2000”, Teniendo en cuenta el Capítulo A.4 numerales A.4.7 y A.4.8.

**2.5.2** Norma Técnica Colombiana NTC 4490, Referencias Documentales para Fuentes de Información Electrónicas.

**2.5.3** Norma Técnica Colombiana NTC 1486, Documentación. Presentación de tesis, Trabajos de Grado y otros Trabajos de Investigación.

**2.5.4** Norma Técnica Colombiana NTC 5613, Referencias Bibliográficas. Contenido, Forma y Estructura.

---

<sup>21</sup>COLOMBIA. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, Planeamiento y diseño hidráulico de redes de distribución de agua potable. Bogotá D.C, 2000 Cap. 1. p 14.

**2.5.5** Resolución 2320 de 2009, por la cual se modifica parcialmente la resolución 1096 del 2000 que adopta el reglamento técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico –RAS.

**2.5.6** Decreto 1575 de 2007, por el cual se establece el sistema para la protección y control de la calidad del agua para consumo humano

**2.5.7** Resolución 2115 de 2007, por medio del cual se señalan las características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano

### **3. DISEÑO METODOLOGICO**

#### **3.1 TIPO DE INVESTIGACION**

El nivel de investigación es de tipo descriptivo debido a que en un rediseño se busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir se miden, evalúan o recolectan datos sobre diversos conceptos (variables), aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a investigar.

#### **3.2 METODOLOGIA**

La investigación que se desarrollara de acuerdo con los objetivos planteados, es de tipo investigación explicativa no experimental, ya que no solo persigue describir o acercarse a un problema, sino que intenta encontrar las causas del mismo, además es un rediseño no experimental ya que se realiza un estudio sin manipular deliberadamente las variables, es decir no se afectan la infraestructura ni la red de servicio existente.

La investigación se desarrollara por fases:

##### **3.2.1 Fase 1: características generales del municipio de Rio de Oro, Cesar.**

Localización del municipio  
Reseña histórica  
División administrativa  
Relieve  
Climatología  
Hidrografía  
Características socio económicas.

##### **3.2.2 Fase 2: diagnóstico de la estructura**

Características físicas y operativas del sistema  
Sistema de tratamiento

### 3.2.3 Fase 3: estudio de la demanda

Estimación de la población

Periodo de diseño

Obtención del consumo neto

Pérdidas de agua

Consumo total

Determinación caudal de diseño

Obtención caudal medio diario

Obtención coeficientes de mayor ración

Obtención caudal máximo diario

Obtención caudal máximo horario

### 3.2.4 Fase 4: diseños de ingeniería

Diseños de las estructuras de captación y conducción.

Obras optimizadas

## 3.3 DIMENSION DEL PROYECTO

El tamaño o extensión del trabajo de rediseño, abarca la infraestructura existente en la Bocatoma del sistema, ubicada en la quebrada La Toma, los dos kilómetros de tubería de conducción hasta la planta de tratamiento en la cabecera municipal, y la red de distribución, dispersa en un área de 3.90 Hectáreas que componen el Barrio San Miguel, además de los habitantes del Barrio equivalentes a 1740 habitantes, los cuales hacen parte de los 410 suscriptores que factura la empresa ACOSMI y que reciben el servicio de acueducto, incluyendo los seis empleados de la empresa, Contador Público, gerente General, secretaria y tres fontaneros, no se requiere una muestra de la población ya que no son necesarios métodos de recolección de opiniones de la comunidad.

## 3.4 VARIABLES E INDICADORES

CATEGORIA DE ANALISIS	VARIABLES	INDICADORES
Captación de agua	Caudal Terreno Dimensiones de elementos	Población Fuente de abastecimiento Topografía
Aducción de agua	Caudal Terreno Capacidad de almacenar	Topografía existente Almacenamiento

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

La técnica y método de recolección de información que se utilizará en este proyecto será mediante fuentes de información primarias, ya que los datos se obtendrán directamente de la realidad y se adaptara el rediseño del sistema de acueducto a las condiciones del terreno actual. La información se recolectara a través de revisión de los registros de usuarios, facturación, consumo y documentos en las instalaciones y la base de datos de la empresa Acosmi, además de la utilización de Mapas de ubicación y caracterización de cuencas, junto a los mapas de identificación de zonas en el Esquema de Ordenamiento Territorial EOT del municipio de Río de Oro.

Observaciones participantes en las salidas de campo realizadas a la Bocatoma del sistema donde con la ayuda de registros fotográficos y mediciones de longitud, caudal y volumen se establecerán las características de los diseños existentes, En la planta de tratamiento de la empresa se harán entrevista verbales a los fontaneros, con el fin de establecer el funcionamiento de todos los elementos que componen el sistema de purificación y se registraran mensualmente los macro medidores y micro medidores del sistema.

En los recorridos de la red de distribución en el barrio San Miguel, se incluirán levantamientos topográficos y corridos con geófonos, además se realizó una pequeña entrevista a los suscriptores, con el fin de determinar el número de habitantes del barrio San Miguel.

#### 4. RESULTADOS Y DISCUSIONES

##### 4.1 REALIZAR SALIDAS DE CAMPO A LA BOCATOMA DEL ACUEDUCTO EXISTENTE, CON EL FIN DE DIAGNOSTICAR EL ESTADO ACTUAL DE LA INFRAESTRUCTURA QUE LA COMPONE Y RECONCER LA TOPOGRAFIA DEL TERRENO

###### 4.1.1 Características físicas y operativas del sistema:

QUEBRADA DE LA TOMA: Sobre la quebrada La Toma se realizaron dos salidas de campo, con el fin de identificar el terreno y diagnosticar los elementos existentes, se pudo observar una corriente pequeña de agua y un sistema de captación compuesto por una bocatoma y un desarenador. La bocatoma es de tipo captación de fondo y según el aforo realizado en sitio tiene una capacidad de captación de 12 l/s, el desarenador se encuentra ubicado a 11.7 metros de la bocatoma, la tubería de aducción se componen de tuberías de 2", 4", 6" y 8" en tubería de PVC.

Fotografía 1. Cauce Quebrada La Toma



Fuente: Autores del proyecto

DIAGNÓSTICO DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE: Bocatoma: La bocatoma existente se encuentra en muy mal estado debido a la falta de mantenimiento, presenta fisuración en gran parte de la superficie, además de los daños ocasionados por la erosión, los pequeños deslizamientos en épocas lluviosas y las avenidas esporádicas de la quebrada.

Rejilla: La rejilla existente se encuentra en un estado regular, debido a que las varillas presentan daños por corrosión, los espacios libres evitan la entrada de rocas muy grandes y facilita el normal flujo del agua hacia la captación.

Fotografía 2. Rejilla



Fuente: Autores del proyecto

Desarenador: En la visita realizada se pudo observar que el desarenador consta de dos módulos unidos por una tubería de 4" de diámetro, su estructura está en buen estado, pero es necesaria una limpieza de las tapas, de las paredes internas y de los bordes. El desarenador existente es de concreto ciclópeo, con las siguientes dimensiones: base  $B = 1.20$  m, longitud  $L = 6$  m, con una profundidad  $h = 2.20$  en su parte central.

Fotografía 3. Desarenador Existente



Fuente: Autores del proyecto

Línea de Conducción: La línea de conducción está compuesta por una tubería de 4" pulgadas en P.V.C RDE 32.5, tendidas en terrenos con pendientes altas de difícil acceso, que rodean varias montañas a alturas considerables, en algunas zonas la línea de tubería baja hasta el nivel de la quebrada la Toma y la cruza en varias ocasiones, la tubería se mantiene constante 473.76 metros en tubería de PVC de 4" de diámetro, un segundo tramo de 1686.96 metros en tubería de PVC de 3" de diámetro, y un tercer tramo de 354.40 metros en tubería de PVC de 2" de diámetro hasta llegar a la planta de tratamiento, transportando un caudal promedio diario de 12 l/s.

Tanque de almacenamiento: El sistema de almacenamiento del acueducto ACOSMI, está compuesta por un tanque de almacenamiento rectangular con una capacidad de 110 m<sup>3</sup>, construido en concreto reforzado, dicho tanque presenta un buen estado en su estructura, pero su capacidad de almacenamiento no es suficiente para abastecer a la población, principalmente en épocas de sequía cuando el flujo de agua que llega a la planta de tratamiento disminuye considerablemente.

Fotografía 4. Tanque de Almacenamiento



Fuente: Autores del proyecto

Sistema de tratamiento: El principal problema que afecta el funcionamiento actual del sistema de acueducto, es la deficiencia en la aplicación del cloro gaseoso, haciendo además énfasis en que la administración comunal debe hacer un esfuerzo por construir e implementar el laboratorio para realizar los análisis del agua.

A continuación se resumen los aspectos técnicos más relevantes del sistema de tratamiento, resaltando que esta es una planta de tratamiento compacta, denominada así, porque en un

espacio reducido se desarrollan todos los procesos unitarios normales a diferencia de las demás plantas llamadas convencionales.

La floculación es de tipo rectangular. Actualmente la estructura está en buenas condiciones, sólo necesita mantenimiento para su operación. Se encuentra debidamente encerrada con un muro de cerramiento con malla eslabonada en un predio de 800 m<sup>2</sup> aproximadamente, a 100 metros de la cabecera municipal y una altura de 1250 msnm. En un mismo tanque se realizan los procesos de coagulación, floculación y sedimentación. El caudal proveniente de cada captación es registrado por medio de dos medidores de desplazamiento positivo (totalizadores). La dosificación de productos químicos se puede efectuar mediante tanques en plástico de alta densidad, para la adición de cal se cuenta con una bomba de diafragma y para la adición del sulfato de aluminio con una bomba de pedestal

Existe un sistema de tres filtros que realizan el proceso a través de un lecho con determinadas especificaciones granulométricas grava fina, arena y antracita. Para el almacenamiento de los insumos químicos existe una caseta debidamente construida, libre de filtraciones e inseguridad. La planta de tratamiento del acueducto comunal del barrio San Miguel "ACOSMI" del municipio de Río de Oro no cuenta con un manual donde se ilustre el funcionamiento de la misma. La limpieza de las unidades se puede realizar por separado.. La planta de tratamiento está compuesta por los siguientes partes:

Tanque clarificador. Unidad donde se presentan cuatro procesos, la mezcla rápida, la coagulación, la floculación y la sedimentación. La cal y el sulfato de aluminio se adicionan directamente al caudal entrante al tanque, la tubería lleva el agua al fondo de éste y sube girando formándose los flocs que en su mayoría se adhieren a los paneles de sedimentación, dejando pasar algunos flocs por las flautas de captación del líquido por lo cual se reducen las carreras de los filtros.

Fotografía 5. Planta de Tratamiento



Fuente: Autores del Proyecto

Fotografía 6. Tanque Clarificador



Fuente: Autores del Proyecto

Filtración.: Permite pulir el agua, removiendo microfloculos, que no son retenidos en la sedimentación, esto incluye quistes de amibas, además de color, turbiedad y diversos parásitos presentes en el agua. Los 87 filtros son tres tanques metálicos rectangulares. Como material filtrante lleva Antracita en espesor de 40 centímetros, arena en espesor de 25 centímetros y, lo anterior sobre lechos de gravas de soporte en 5 capas con un espesor total de 45 centímetros. Los difusores y colectores de agua son en hierro galvanizado.

Fotografía 7. Unidades de Filtración



Fuente: Autores del Proyecto

Desinfección: En la planta de tratamiento de Río de Oro se realiza la cloración mediante el proceso de desinfección aplicado, este método en general es más económico que cualquiera de los otros, de fácil aplicación y capacidad para eliminar organismos patógenos y mantener una concentración residual en el sistema de distribución. La cloración del agua tiene como beneficio el mejoramiento de su calidad, al destruir microorganismos patógenos, reaccionar con amoníaco, hierro, manganeso, sulfuros y algunas sustancias orgánicas. No obstante, también puede producir efectos adversos tales como intensificación del sabor y el olor característicos de fenoles y otros compuestos orgánicos. El punto de aplicación del cloro se realiza después de la filtración, con el fin de garantizar agua apta para el consumo humano. El punto de aplicación asegura la distribución y el contacto total del cloro con el agua.

Fotografía 8. Desinfección



Fuente: Autores del Proyecto

## 4.2 RECOLECCIÓN DE DATOS IN SITU EN LAS INSTALACIONES DEL ACUEDUCTO Y EN LA BASE DE DATOS DE LA EMPRESA ACOSMI, CON EL FIN DE REALIZAR LOS CÁLCULOS PARA EL REDISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL SISTEMA

**4.2.1** Fase 1: características generales del municipio de Río de Oro, Cesar: El municipio de Río de Oro hace parte de la jurisdicción del departamento del Cesar desde 1967. Su posición en el mapa del Cesar corresponde a la región sur-oriental, distante a 385 km de la capital Valledupar. El municipio tiene un área de 613, 3 Km<sup>2</sup>, y está situada a 1120 metros sobre el nivel del mar, con coordenadas 8°.17'.40" latitud norte y 73°.23'.18" longitud occidental. Río de Oro limita al norte con el municipio de González y el departamento de Norte de Santander; por al sur con el municipio de San Martín, por el oriente con la ciudad de Ocaña y por el occidente con el municipio de Aguachica. Cuenta con una extensión superficial total de seiscientos trece punto tres kilómetros cuadrados (613.3 Km<sup>2</sup>) y a una altura entre los 1.150 y 1.120 metros sobre el nivel del mar, con una temperatura entre 18°C y 25°C.

Figura 1. Localización del municipio de Río de Oro



Fuente: Sitio oficial de Río de Oro, Cesar Colombia, Río de Oro, Cesar, 29 de abril de 2013, Disponible en://www.riodeoro-cesar.gov.co

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 Mompos 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.

División administrativa. La zona rural cuenta con 12 corregimientos y 64 veredas.

Cuadro 1. Corregimientos y veredas del municipio de Río de Oro, Cesar.

CORREGIMIENOS	VEREDAS
Los Ángeles	Villa de San José, La Mesa, Rincón hondo, Pedregal, Montecristo, Mata Roja, El Remanso y Limonar
Montecitos	Moñino, Alto del Rayo, Cimarrón, Sabana larga y los Pantanos
Marqués	Sabana de Buena Vista y Cruce de Patiño
Morrison	El Silencio
Puerto Nuevo	Jahuil, Coco solo, Meco, Aguas Blancas, Cacaos, Salinas, San Isidro, Fátima y Pileta baja
Diego Hernández	La Victoria, Pica-Pica, Toledo, Gobernador, Caño León, Mesón de las Mercedes, Buenos Aires y Piletas
La Palestina	Campo Alegre, San Rafael y La Brecha
El Hobo	Soledad, El Chuscal y Guamo
Lindsay	Cascabela Arriba, Torre de Indios, Especial, San Ambrosio, Sanín Villa y Santa María.

Fuente: Sitio oficial de Río de Oro, Cesar Colombia, Río de Oro, Cesar, 29 de abril de 2013, Disponible en://www.riodeoro-cesar.gov.co

Cuadro 1. (Continuación)

El Gitano	Las Guayabitas, Los Vados, Alto de los Sepúlveda, Carbonal, Tunja, El Volcán, Bella Vista, La Camarona, Vega Alta, Suspiros y Venadillo
El Salobre	El Arado, Sumaré, Los Guayabitos, Las Lajas y La María
Honduras	El Balcón, Cascabela Abajo, Cerro Frio y Brisas

La cabecera o zona urbana la conforman barrios, calles y callejones así: Barrios El Carretero, Jerusalén, El Llanito, Cerro de la Cruz, La Calera, Chagres, Carretera Central, San Miguel I, II y III etapa, Los Cristales, Santa Marta, Buenos Aires, Maicao, El Cable, Altos del Poblado, San Cristóbal, Los Rosales y el Parque. Calles: Venezuela, Kennedy, Humareda, Bolívar, Telégrafo, Sucre, Cañafístula, San Antonio, La Quinta. Callejones: Las Flórez, De Barrera, Las Peñitas, La Pesa.

Relieve. 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.

Climatología: Río de Oro 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.

Hidrografía: 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).<sup>21</sup>

---

<sup>21</sup> Sitio oficial de Río de Oro, Cesar Colombia, Río de Oro, Cesar, 29 de abril de 2013, Disponible en://www.riodeoro-cesar.gov.co

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.

Características socioeconómicas: La economía Riodorenses se basa prácticamente en la agricultura, la ganadería, la docencia, el comercio a baja escala y los empleos que ofrece la administración pública.

La dinámica económica del Municipio corresponde al sector agropecuario, donde su base esencial productiva está sustentada en actividades agrícolas y en la ganadería extensiva.

## AGRICULTURA

La actividad agropecuaria presenta moderada rotación de actividades, variando de cultivos a potreros y viceversa, principalmente sobre la zona plana se desarrollan cultivos en gran escala, algo tecnificados, de maíz, siembra de yuca, fríjol, papaya, caña y frutales (mango, aguacate, patilla, cítricos y otros)

En la zona alta se presenta una alta rotación agrícola por los cultivos transitorios de cebolla, tomate, fríjol, hortalizas, café y yuca en menor escala, los suelos son de baja productividad y requieren de abonos orgánicos.

Principales productos: El cultivo de cebolla se adelanta con una variedad que es apetecida en la subregión, con medianos niveles de productividad, además el fríjol tradicional presenta unas áreas importantes de producción y mantiene su porcentaje de participación en el departamento, el cultivo de tomate en minifundio ha venido reduciendo en los últimos años debido al desestimulo del campesino Riodorenses por este producto, el maíz según los rendimientos y los costos de producción se encuentra dentro de los promedios de la región. La experiencia de la producción de tabaco con contratos de forward es una práctica asistida por Coltabaco que entrega insumos a los agricultores para sus cosechas.<sup>22</sup>

---

<sup>22</sup>Ibid., p.52

Otros productos: en términos de productividad, los cultivos de palma africana, cacao, algodón, hortalizas, frutas, plátano, arrojan resultados significativos en materia de productividad, aspecto que conduce a plantear la convivencia tanto económica como social de replantear la organización agrícola, con fundamento en la posibilidad que ofrece el nuevo entorno económico y las ventajas comparativas de Río de Oro.<sup>23</sup>

#### **4.2.2 Fase 2. Diagnóstico de la empresa y de la infraestructura existente**

**4.2.2.1 Estructura Organizacional de la empresa ACOSMI:** La empresa ACOSMI presta asistencia desde los años 1970, en el transcurso de este tiempo ha generado la aceptación y credibilidad ante la comunidad del Barrio San Miguel de Río de Oro Cesar, gracias al buen trabajo desarrollado, a la responsabilidad y profesionalismo de las personas que en esta laboran, sin embargo, la empresa no cuenta con los lineamientos basados en una norma de calidad que le permita obtener cambios continuos, para poder mejorar la prestación del servicio. La empresa no cuenta con una política de calidad, manual de procedimientos que permiten mejorar los procesos de prestación del servicio, solamente se hacen seguimientos en cuanto al cumplimiento de las metas propuestas por el equipo técnico que presta el servicio, y esto no es suficiente para identificar pequeñas falencias que se puedan estar presentando a la hora de brindar asistencia técnica.

Además no se cuenta con un organigrama preestablecido o un direccionamiento fundado de su estructura organizacional, donde prácticamente el gerente es el encargado de llevar a cabo gran parte de las funciones de la empresa, y no se delegan de manera adecuada, tampoco existe un direccionamiento estratégico (visión, misión, objetivos, metas, estrategias, propósitos y valores corporativos).

Teniendo en cuenta que el producto que se brinda a través de la empresa es la prestación del servicio de agua potable, mediante la contratación de personal idóneo, no se establecen capacitaciones periódicas, si no la inducción se brinda al inicio de cada proceso de contratación, en donde se da a conocer la metodología con que se va a manejar la asistencia técnica y los objetivos o metas a cumplir.

La empresa cuenta con una oficina de administración que también funciona como punto de pago de los respectivos recibos y de la atención al cliente.<sup>24</sup>

---

<sup>23</sup>Ibid., p.53

<sup>24</sup>ACOSMI, Base de datos de la empresa de acueducto comunitario del barrio San Miguel, Río de Oro-Cesar, Colombia

**Misión:** Trabajamos por el bienestar de la comunidad del barrio San Miguel I etapa, brindando el servicio de agua potable con calidad y responsabilidad social; reconociendo como prioridad la protección del medio ambiente para garantizar un desarrollo sostenible.

**Visión:** Para el año 2020 ACOSMI busca ser modelo y consolidar la asociación, prestando un servicio eficaz y eficiente de acueducto, alcantarillado y aseo, con calidad en su talento humano, tecnología y organización. Contribuyendo al desarrollo armónico y sostenible para mejorar la calidad de vida de una zona de Rio de Oro, Cesar.

**Clasificación administrativa e Institucional.** La estructura organizacional del acueducto está conformada por los mismos usuarios del acueducto como se describe a continuación.

Junta de acción comunal.

Junta de vigilancia, Revisoría fiscal.

Consejo de administración.

Gerente.

Área operativa, Acueducto.

Área administrativa comercial y financiera, Contador<sup>25</sup>

Su nómina la componen el representante Legal, quien es el presidente de la junta de acción comunal del barrio, un contador público encargado del área comercial y financiera, un gerente general, quien atiende la oficina de atención al público y cobro de facturas, y tres fontaneros que se encargan de labores de mantenimiento y reparación, además de las dosificaciones en el sistema de tratamiento.

La empresa se encuentra vigilada por la superintendencia de servicios públicos domiciliarios, la cual se encarga de vigilar y controlar la prestación de los servicios públicos, proteger la competencia y los derechos de los usuarios. Tiene como objetivos estratégicos asegurar que la sociedad cuente con información oportuna y confiable, fortalecer la vigilancia el control para asegurar altos estándares de cumplimiento en la provisión de servicios públicos, consolidar una gestión institucional exitosa y garantizar la satisfacción de la sociedad con la labor de la entidad.

---

<sup>25</sup>Ibid., p 54

**4.2.2.2 Pruebas de Laboratorio:** El agua para consumo humano requiere de pruebas de laboratorio que avalen la calidad del agua y garanticen las características de salubridad de la comunidad.

La resolución 2115 del 22 de Junio de 2007, establece las características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano, dicha resolución establece en sus artículos 2,3, 4, 6 y 7, los valores admisibles para las muestras de agua que la califiquen como apta para el consumo humano:

Cuadro 2. Características Físicas y Químicas del agua

Característica	Expresadas como	Valor máximo aceptable
Color aparente	Unidades de Platino	Cobalto (UPC) 15
Olor y sabor	Aceptable o no aceptable	Aceptable
Turbiedad	Unidades Nefelométricas de turbiedad (UNT)	2
Conductividad	micro siemens/cm	1000
Potencial de Hidrogeno pH	-----	6.5 – 9.0
Solidos totales	mg/L	500
Sustancias flotantes	Ausentes/presentes	Ausentes
Aluminio	mg Al + 3 / L	0.2
Carbono orgánico total	mg COT / L	5.0
Fenoles totales	mg fenol / L	0.001
Nitritos	mg NO <sub>2</sub> - / L	0.1
Nitratos	mg NO <sub>3</sub> - / L	10
Sustancias activas ABS	ABS	0.5
Grasas y aceites	Ausentes / presentes	Ausentes
Calcio	Mg Ca / L	60
Acides	mg Ca CO <sub>3</sub> / L	50
Hidróxido	mg Ca CO <sub>3</sub> / L	<LD
Alcalinidad total	mg Ca CO <sub>3</sub> / L	200
Cloruros	Mg Cl - / L	250
Dureza total	mg Ca CO <sub>3</sub> / L	300
Hierro total	mg Fe / L	0.3
Magnesio	mg Mg / L	36

Fuente: Ministerio de la Protección Social, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Resolución número 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, Bogotá D.C, 22 de Junio de 2007, p. 2-4.

Cuadro 2. (Continuación)

manganeso	mg Mn / L	0.1
Sulfatos	Mg SO4 -2/ L	250
Zinc	Mg Zn / L	3
Fluoruros	mg F / L	1
Fosfatos	mg PO4 -3 / L	0.5
Cloro residual libre	mg Cl2 / L	0.3 - 2.0

La empresa de acueducto ACOSMI, realiza pruebas de laboratorio semestralmente, el proceso se realiza con el acompañamiento del Hospital Local de Rio de Oro, Cesar, el cual envía al inspector de sanidad del municipio señor Donaldo Daza, quien es el encargado de tomar las muestras necesarias en los puntos estratégicos destinados a dicha función, para luego ser enviadas a los laboratorios de salud pública de la Gobernación del Cesar, donde se realizan los análisis necesarios que concluyen con la entrega de un concepto de agua apta para el consumo humano, según datos entregados por la empresa ACOSMI, sus pruebas de laboratorio arrojan los siguientes valores para características físicas y químicas:

Cuadro 3. Resultados pruebas de Laboratorio

Característica	Expresadas como	Resultado	Valor máximo aceptable
Color aparente	Unidades de Platino	0	Cobalto (UPC) 15
Olor y sabor	Aceptable o no aceptable	Aceptable	Aceptable
Turbiedad	Unidades Nefelometrías de turbiedad (UNT)	0.1	2
Conductividad	micro siemens/cm	210	1000
Potencial de Hidrogeno pH	-----	7.55	6.5 – 9.0
Solidos totales	mg/L	105	500
Sustancias flotantes	Ausentes/presentes	Ausente	Ausentes
Aluminio	mg Al + 3 / L	0	0.2
Carbono orgánico total	mg COT / L	SD	5.0
Fenoles totales	mg fenol / L	SD	0.001
Nitritos	mg NO2 - / L	0	0.1
Nitratos	mg NO3 - / L	0	10

Fuente: base de datos acueducto comunitario Barrio San Miguel, ACOSMI

Cuadro 3. (Continuación)

Sustancias activas ABS	ABS	SD	0.5
Grasas y aceites	Ausentes / presentes	Ausente	ausentes
Calcio	Mg Ca / L	32	60
Acides	mg Ca CO <sub>3</sub> / L	6.5	50
Hidróxido	mg Ca CO <sub>3</sub> / L	0	<LD
Alcalinidad total	mg Ca CO <sub>3</sub> / L	100	200
Cloruros	Mg Cl - / L	6.5	250
Dureza total	mg Ca CO <sub>3</sub> / L	90	300
Hierro total	mg Fe / L	0	0.3
Magnesio	mg Mg / L	2.4	36
Manganeso	mg Mn / L	SD	0.1
Sulfatos	Mg SO <sub>4</sub> -2/ L	5.0	250
Zinc	Mg Zn / L	SD	3
Fluoruros	mg F / L	0	1
Fosfatos	mg PO <sub>4</sub> -3 / L	0	0.5
Cloro residual libre	mg Cl <sub>2</sub> / L	0.4	0.3 - 2.0

Tomando en cuenta la información anterior y considerando las recomendaciones emanadas en la Resolución 2115 de 2007 en su artículo número 5 y 11, la empresa de Acueducto ACOSMI, debería realizar otros laboratorios concernientes específicamente a las características químicas que tienen un reconocido efecto adverso sobre la salud humana y a las características Microbiológicas, las cuales se regulan así:

Cuadro 4. Características Químicas que tiene un efecto adverso sobre la Salud Humana

Elementos, Compuestos y Mezclas de compuestos químicos diferentes a los plaguicidas y otras sustancias	Expresada como	Valor máximo aceptable (mg/L)
Antimonio	Sb	0.02
Arsénico	As	0.01
Bario	Ba	0.7
Cadmio	Cd	0.003
Cianuro libre y disociable	CN <sup>-</sup>	0.05
Cobre	Cu	1.0
Cromo total	Cr	0.05

Fuente: Ministerio de la Protección Social, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Resolución número 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, Bogotá D.C, 22 de Junio de 2007, p. 3.

Cuadro 4. (Continuación)

Mercurio	Hg	0.001
Níquel	Ni	0.02
Plomo	Pb	0.01
Selenio	Se	0.01
Trihalometanos Totales	THMs	0.2
Hidrocarburos Aromáticos Poli cíclicos (HAP)	HAP	0.01

Las características microbiológicas del agua para consumo humano deben enmarcarse dentro de los siguientes valores máximos aceptables desde el punto de vista microbiológico, los cuales son establecidos teniendo en cuenta los límites de confianza del 95% y para técnicas con habilidad de detección desde 1 Unidad Formadora de Colonia (UFC) o 1 microorganismo en 100 cm<sup>3</sup> de muestra:

Cuadro5. Características Microbiológicas

Técnicas utilizadas	Coliformes Totales	Escherichia coli
Filtración por Membrana	0 UFC/100 cm <sup>3</sup>	0 UFC/100 cm <sup>3</sup>
Enzima Sustrato	< de 1 microorganismo en 100 cm <sup>3</sup>	< de 1 microorganismo en 100 cm <sup>3</sup>
Sustrato Definido	0 microorganismo en 100 cm <sup>3</sup>	0 microorganismo en 100 cm <sup>3</sup>
Presencia - Ausencia	Ausencia en 100 cm <sup>3</sup>	Ausencia en 100 cm <sup>3</sup>

Fuente: Ministerio de la Protección Social, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Resolución número 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, Bogotá D.C, 22 de Junio de 2007, p. 6.

Además el artículo 11 en sus párrafos 1,2 y 3, recomienda:

PARÁGRAFO 1. Como prueba complementaria se recomienda realizar la determinación de microorganismos mesofílicos, cuyo valor máximo aceptable será de 100 UFC en 100 cm<sup>3</sup>.

PARÁGRAFO 2. Ninguna muestra de agua para consumo humano debe contener E. Coli en 100 cm<sup>3</sup> de agua, independientemente del método de análisis utilizado.

PARÁGRAFO 3. El valor aceptable para Giardia es de cero (0) Quistes y para Cryptosporidium debe ser de cero (0) Ooquistes por volumen fijado según la metodología aplicada.

### 4.3 EJECUTAR EL REDISEÑO DE LOS COMPONENTES QUE INTEGRAN EL SISTEMA, COMENZANDO CON EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE CAPTACION, LA LINEA DE ADUCCION: BOCATOMA – DESARENADOR, LA LINEA DE CONDUCCION: DESARENADOR-TANQUE DE ALMACENAMIENTO Y LA RED DE DISTRIBUCION

#### 4.3.1 Fase 3: Estudio de la demanda

**4.3.1.1** Estimación de la población: La población del municipio de Rio de Oro según el censo del DANE de 2005, es de 14.023 habitantes, y de estos 8647 son de la zona urbana, sin embargo no se encuentra un dato exacto sobre el número de habitantes que tiene el barrio San Miguel, los cuales utilizan el servicio de acueducto que brinda ACOSMI. Por lo anterior se realizara una pequeña encuesta para determinar la cantidad de habitantes en cada casa y se tomara una pequeña muestra de la cantidad de viviendas a las que se les presta el servicio de acueducto, El tamaño de la muestra se estimara con la siguiente formula:

$$m = \frac{N}{(N - 1) * K^2 + 1} * 100$$

Donde,

m: tamaño de la muestra

N: tamaño de la población, número total de viviendas que utilizan el servicio de acueducto = 410

K: porcentaje de error, se toma un porcentaje de error del 5% = 0.05

Con datos anteriores se obtiene un tamaño de muestra de:

$$m = \frac{N}{(N - 1) * K^2 + 1} * 100 = \frac{410}{(410 + 1) * 0.05^2 + 1} * 100 = 99.99 \cong 100 \text{ viviendas}$$

Con el tamaño de muestra definido se realizó una encuesta que abarco 7 manzanas del barrio San Miguel, ubicadas según plano de perímetro urbano del esquema de ordenamiento territorial del municipio, en el cual dichas manzanas se definen como:

MANZANA 103: ubicada entre la calle 2ª sur y la carrera 12.

MANZANA 104: ubicada entre la calle 2ª sur y la calle 2 sur.

MANZANA 106: ubicada entre la carrera 11 y la carrera 12, hasta la callejuela 1B sur.

MANZANA 107: ubicada entre la callejuela 1B sur y la calle 1ª sur.

MANZANA 108: ubicada entre la calle 1ª sur y la calle 1º.

En dicha encuesta se recolectaba el número de personas que residían en la vivienda, con el fin de obtener un promedio de la cantidad de personas por residencia y con ello lograr establecer la población actual del municipio, considerando el número de viviendas que

reciben el servicio de acueducto por la empresa ACOSMI, después de realizada la encuesta los datos se tabularon en el siguiente cuadro de resultados

Cuadro 6. Resultados encuesta Barrio San Miguel

<b>N°</b>	<b>Número de personas que habitan en la vivienda</b>	<b>N°</b>	<b>Número de personas que habitan en la vivienda</b>
1	4	51	5
2	4	52	2
3	4	53	2
4	6	54	4
5	5	55	4
6	3	56	3
7	6	57	5
8	4	58	4
9	5	59	6
10	6	60	5
11	4	61	4
12	3	62	5
13	2	63	2
14	4	64	4
15	1	65	2
16	2	66	2
17	4	67	3
18	3	68	2
19	4	69	5
20	3	70	3
21	1	71	2
22	4	72	3
23	4	73	2
24	3	74	3
25	1	75	4
26	6	76	4
27	7	77	5
28	5	78	3
29	3	79	5

Fuente: autores del proyecto

Cuadro 6. (Continuación)

<b>30</b>	3	<b>80</b>	3
<b>31</b>	4	<b>81</b>	4
<b>32</b>	4	<b>82</b>	3
<b>33</b>	3	<b>83</b>	4
<b>34</b>	2	<b>84</b>	5
<b>35</b>	2	<b>85</b>	4
<b>36</b>	5	<b>86</b>	4
<b>37</b>	4	<b>87</b>	8
<b>38</b>	1	<b>88</b>	4
<b>39</b>	4	<b>89</b>	3
<b>40</b>	3	<b>90</b>	3
<b>41</b>	3	<b>91</b>	3
<b>42</b>	5	<b>92</b>	7
<b>43</b>	5	<b>93</b>	4
<b>44</b>	5	<b>94</b>	5
<b>45</b>	4	<b>95</b>	3
<b>46</b>	5	<b>96</b>	5
<b>47</b>	4	<b>97</b>	3
<b>48</b>	4	<b>98</b>	8
<b>49</b>	5	<b>99</b>	4
<b>50</b>	2	<b>100</b>	3
<b>TOTAL POBLACION MUESTRA</b>			<b>381</b>

Tomando como base la población obtenida en la muestra, se calcula un porcentaje promedio de personas por viviendas y con este se calcula la población total de personas que utilizan el servicio de acueducto:

$$\% \text{ promedio} = \frac{\text{poblacion de la muestra}}{\text{tamaño de la muestra}} = \frac{381 \text{ hab.}}{100 \text{ viviendas}} = 3.81 \frac{\text{hab}}{\text{viv}}$$

$$\text{Poblacion Total} = \% \text{ promedio} * \text{numero total de viviendas}$$

$$\text{Poblacion Total} = 3.81 \frac{\text{hab}}{\text{viv}} * 410 \text{viv} = 1562 \text{ habitantes.}$$

Teniendo en cuenta que el Esquema de Ordenamiento Territorial E.O.T del municipio de Rio de Oro, contempla en su título V: Densidades, capítulo I: Objetivos y Mecanismos, artículo 41: Nuevos Desarrollos, que el barrio San Miguel se encuentra ubicado en la zona residencial 3 y contempla una densificación de:

ZR-3 (Zona residencial 3)	60-80	viv/ha. Unifamiliar
	80-120	viv/ha. Multifamiliar

Por lo anterior, y teniendo en cuenta que la zona no cuenta con áreas de expansión, se considera que solo podría darse una densificación con viviendas multifamiliares de 2 o tres pisos, sin embargo según los antecedentes de densificación de la población en los últimos 10 años, el alcance máximo encontrado, en la zona de influencia del acueducto comunitario ACOSMI, ha sido de 20 viviendas multifamiliares, equivalentes al 4% del proyectado en el E.O.T municipal.

Considerando el factor anterior se tomara un aumento máximo del 10%, es decir:

$$\text{Área ZR-3(Ha)} \cong 38998.5392 \text{ m}^2 = 3.90 \text{ Ha}$$

Considerando una densificación máxima del 10% se tendría un aumento en población equivalente a:

$$\text{Densificación} = 10\%(120\text{viv/Ha}) = 12 \text{ viv/Ha}$$

$$\text{Población} = (12 \text{ viv /Ha} * 3.90 \text{ Ha}) * \% \text{ promedio}$$

$$\text{Población} = 46.8 \text{ viv} * 3.81 \text{ hab/viv} = 178.3 \text{ hab.}$$

Por lo tanto la población futura de diseño sería de:

$$\text{Población Futura (P}_f\text{)} = 1562 + 178.3 = 1740.3 \text{ hab} \cong 1740 \text{ habitantes.}$$

**4.3.1.2 Nivel de Complejidad y Periodo de Diseño :** Según la población calculada y proyectada el nivel de complejidad del sistema es BAJO y se obtiene del Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000 en el cuadro 7.

Cuadro 7. Asignación del nivel de complejidad

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

Fuente: COLOMBIA. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, Planeamiento y diseño hidráulico de redes de distribución de agua potable. Bogotá D.C, 2000 Cap. A.3. p A.9.

Con el nivel de complejidad establecido se procede a determinar el periodo de diseño del sistema según el cuadro:

Cuadro 8. Periodo de Diseño

Nivel de complejidad	Periodo de diseño
Bajo, Medio y Medio alto	25 años
Alto	30 años

Fuente: COLOMBIA. MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y TERRITORIAL. Resolución 2320 de 2009, por el cual se modifica parcialmente la resolución 1096 del 2000 que adopta el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico -RAS, Bogotá D.C, 20 de noviembre de 2009. Art. 2. p.2

**4.3.1.3** Dotación Neta: Seguidamente se obtiene la dotación neta máxima del sistema, considerando los consumos:

Datos de Consumo Facturado: se solicitó información a la empresa ACOSMI sobre los consumos facturados en un mes, obteniendo los siguientes datos de consumos entre el 1 de Agosto y el 31 de Agosto:

Uso residencial:

Estrato bajo-bajo: 291 suscriptores con un consumo promedio de 16.43 m<sup>3</sup>/mes

Estrato bajo: 104 suscriptores con un consumo promedio de 17.17 m<sup>3</sup>/mes

Sub total uso residencial: 401 suscriptores con un consumo promedio de 16.80 m<sup>3</sup> /mes

Uso Comercial:

Categoría única: 8 suscriptores con un consumo promedio de 19.28 m<sup>3</sup>/mes

Uso oficial:

Categoría única: 1 suscriptor con un consumo promedio de 24.0 m<sup>3</sup>/mes

Además, según los consumos suministrados por la empresa, al mes se consumen 6728 metros cúbicos de agua, considerando la población futura de 1740 habitantes, se tendría:

$$Dot. Neta = \frac{6728 \frac{m^3}{mes}}{1740 hab} = \frac{224.26 \frac{m^3}{dia}}{1740 hab} = 0.13 \frac{m^3}{hab. dia} = 128.9 \frac{lbs}{hab. dia} \approx 129 \frac{lbs}{hab. dia}$$

La dotación neta promedio sería de aproximadamente 129 L/hab.día, valor que difiere con el recomendado en la Resolución 2320 de 2009, donde se especifica un valor de dotación máximo para diseños de 90 L/hab.día

Cuadro 9. Dotación neta mínima y máxima

Nivel de complejidad	Dotación neta máxima para poblaciones con clima frío o templado (L/hab·día )	Dotación neta máxima para poblaciones con clima cálido (L/hab·día)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

Fuente: COLOMBIA. MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y TERRITORIAL. Resolución 2320 de 2009, por el cual se modifica parcialmente la resolución 1096 del 2000 que adopta el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico -RAS, Bogotá D.C, 20 de noviembre de 2009. Art. 1. p.1

**4.3.1.4** Porcentaje de Perdidas: Para el análisis de las pérdidas aproximadas que pueden presentarse en la red se hizo necesario la utilización de un geófono que nos permitiera recorrer toda la red de acueducto y determinar los posibles puntos donde la tubería presente escapes o daños, el recorrido se realizó a partir de las ocho de la noche para garantizar un uso nulo de los servicios, dicho trabajo permitió establecer tres puntos con posibles averías:

- Parque ubicado en la Carretera Central, línea secundaria, entrada al micro medidor de la vivienda con KDX 06-280.
- Calle 1 sur, Segunda Etapa, línea principal de Acueducto, Filtración del agua potable hacia un pozo de Alcantarillado ubicado en la intersección a la calle cerrada, entre los KDX 05 – 320 y KDX 05 – 220.
- Calle 2 sur con Carrera 11, Primera Etapa, Esquina entre los KDX 631 y la vivienda N° 2S – 10.

Se detectó además el taponamiento de un pozo de Alcantarillado, ubicado en la Carrera 11 con calle 1 sur, frente al KDX 05 – 640.

Para analizar las pérdidas se realizó además un registro del macro medidor de salida (del tanque de almacenamiento (Anexo 2) y se comparó con los registros de los micros medidores (Anexo 1) ubicados a la entrada de las viviendas, obteniendo las siguientes conclusiones:

Después de la tabulación de datos, se concluye que en 6 días los micro medidores suman un consumo de 1286 metros cúbicos, y en esos mismos 6 días el macro medidor de salida del tanque de almacenamiento registro un consumo de 1420 metros cúbicos, por lo tanto se tendría un porcentaje de pérdidas de:

$$\% \text{ de pérdidas} = \frac{1420 \frac{m^3}{6 \text{ días}}}{134 \frac{m^3}{6 \text{ días}}} \times 100 = 9.42\%$$

**4.3.1.5** Cálculo de Consumo Total: Con los datos reales de dotación neta máxima y el porcentaje de pérdidas se obtiene el consumo total:

$$\text{consumo total} = \frac{\text{dotacion neta maxima}}{1 - \%perdidas}$$

$$\text{consumo total} = \frac{129}{1 - 0.0942} = 142.41 \frac{L}{\text{hab.dia}}$$

**4.3.1.6** Cálculo de caudales

- Caudal medio diario (Qmd): Es el caudal promedio obtenido de un año de registros. Este caudal expresado en litros por segundo, se obtiene a partir de la siguiente expresión, se calculara el caudal medio diario para el año inicial (2015) del rediseño será:

$$Qmd_{2015} = \frac{\text{consumo total} * \text{poblacion actual}}{86400}$$

$$Qmd_{2015} = \frac{142.41 * 1562 \text{ hab}}{86400} = 2.57 \frac{l}{\text{seg}} = 9.27 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Y el caudal medio diario para el año horizonte (2040) del proyecto:

$$Qmd_{2040} = \frac{\text{consumo total} * \text{poblacion futura}}{86400}$$

$$Qmd_{2040} = \frac{142.41 * 1740 \text{ hab}}{86400} = 2.87 \frac{l}{\text{seg}} = 10.32 \text{ m}^3/\text{h}.$$

- Caudal Máximo Diario (QMD): Es la demanda máxima que se presenta en un día del año. Es decir representa el día de mayor consumo en el año y se calcula según la siguiente expresión:

$$QMD = Qmd * K1$$

Dónde: K1 = Coeficiente de máximo consumo diario  
 Qmd = Caudal medio diario (10.32 m<sup>3</sup>/h)

El coeficiente K1 está establecido en el siguiente cuadro:

Cuadro 10. Coeficiente de consumo máximo diario, k1, según el Nivel de Complejidad del Sistema (RAS 2000)

Nivel de Complejidad	Coeficiente de consumo máximo diario K1
Bajo	1.30
Medio	1.30
Medio Alto	1.20
Alto	1.20

Fuente: COLOMBIA. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, Planeamiento y diseño hidráulico de redes de distribución de agua potable. Bogotá D.C, 2000 Cáp B.2. p B.37.

Por lo tanto el K1 de nuestro sistema equivale a 1.30 y el caudal máximo diario sería:

$$QMD = Qmd * K1$$

$$QMD = 10.32 \text{ m}^3/\text{h} * 1.30 = 13.42 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Caudal Máximo Horario (QMH): Corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo, y en general se determina como:

$$QMH = K2 * QMD$$

Dónde: K2 = El coeficiente de máximo consumo horario  
 QMD = Caudal máximo diario (13.42 m<sup>3</sup>/h)

El coeficiente K2 está establecido en el siguiente cuadro:

Cuadro 11. Coeficiente de mayor ración del caudal máximo horario en relación con el máximo diario para redes de distribución (RAS 2000)

POBLACION	Red menor (menor 4")	Red Secundaria (entre 4" y 12")	Red Matriz (mayo a 12")
>2500 hab	1.6	-	-
2500 – 12500 hab	1.6	1.5	-
12500 – 60000 hab	1.5	1.45	1.4
< 60000 hab	1.5	1.45	1.4

Fuente: COLOMBIA. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, Planeamiento y diseño hidráulico de redes de distribución de agua potable. Bogotá D.C, 2000 Cáp B.2. p B.38.

Por lo tanto el K2 de nuestro sistema equivale a 1.6 y el caudal máximo horario sería:

$$Q_{MH} = Q_{MD} * K_2$$

$$Q_{MH} = 13.42 \text{ m}^3/\text{h} * 1.6$$

$$Q_{MH} = 21.47 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### 4.3.2 Fase 4: diseños de ingeniería

Los diseños de Ingeniería del presente trabajo de investigación incluyen el diseño de: Obras de captación, aducción y conducción, y la red de distribución.

El diseño de la bocatoma se hará con base en los cálculos y parámetros que se establecen en el Reglamento del Sector de agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000.

**4.3.2.1** Diseño de la bocatoma quebrada la Toma: El diseño de la bocatoma para la captación del acueducto es de fondo por su economía y facilidad, ya que este es el tipo de captación es más usado para ríos pequeños o quebradas en donde la profundidad del cauce no es muy grande, además su diseño se puede adaptar a la forma de la sección transversal de la quebrada. Las fuente de abastecimiento del acueducto es la Quebradas La Toma, esta quebrada tiene un caudal constante, de la cual se conocen datos de aforo obtenidos por los integrantes del proyecto, esta fuente permite la captación de agua natural superficial permanentemente.

Para realizar el diseño de la bocatoma de fondo se tomaron los siguientes datos de entrada:

- Periodo de diseño: El nivel de complejidad es BAJO según el RAS 2000 y el periodo de diseño correspondiente para este nivel es de 25 años.
- Población de diseño: De acuerdo con la proyección de la población realizada anteriormente, se tiene que la población futura será de 1740 habitantes.
- Caudal de diseño: el caudal de diseño utilizado para diseñar la bocatoma de fondo fue el equivalente a la suma del caudal máximo diario, con un diez por ciento del caudal medio diario (estipulado como un 5% de pérdidas en la aducción y un 5% de consumo en la planta de purificación), por lo anterior el caudal utilizado para el diseño será de 14.45 m<sup>3</sup>/h.
- El aforo realizado en la quebrada arrojo los siguientes caudales: El caudal de la quebrada La Toma en tiempo seco es de 0.117 m<sup>3</sup>/seg; y el caudal máximo es de 1.50 m<sup>3</sup>/seg. Y el caudal medio de la quebrada es de 0.04 m<sup>3</sup>/seg.
- Ancho de la quebrada: en el lugar de captación el ancho del río es de aproximadamente 3.0 metros.

### Diseño de la presa:

El ancho de la presa es de 3.0 metros.

La lámina de agua en las condiciones de diseño es de:

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1.84 L}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{0.0040 \frac{m^3}{seg}}{1.84 * 3.0m}\right)^2} = 0.008 m$$

Dónde: Q: Caudal de diseño (0.0040 m<sup>3</sup>/seg)

L: longitud del vertimiento (3.0 m)

H: carga sobre la cresta del vertedero

La corrección de las contracciones laterales es:

$$L' = L - 0.2H = 3.0 - 0.2(0.008) = 2.99 m$$

Velocidad del río sobre la presa:

$$Vr = \frac{Q}{L' * H} = \frac{0.0040 \frac{m^3}{seg}}{2.99 * 0.008} = 0.17 \frac{m}{seg}$$

Dónde: Vr: velocidad del río sobre la presa

### Calculo de las alturas del agua al inicio y final de la Rejilla:

Tomando en cuenta los valores de caudal mínimo y máximo y considerando ancho de rejilla b de 0.70 m, el gasto mínimo sobre la rejilla corresponde a:

$$Q_1 = \frac{0.7}{3} * 0.117 = 0.0273$$

Y considerando el caudal de diseño como tres veces el QMD, sería igual a: 0.011, tendríamos un gasto de salida Q<sub>2</sub> de 0.0163.

La profundidad crítica, para el gasto de entrada Q<sub>1</sub> será:

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{q_1^2}{g}} = 0.05 \text{ m}$$

Donde,

$$q_1 = \frac{Q}{0.7} = \frac{0.0273}{0.7} = 0.04 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$$

La energía específica mínima sería igual a:

$$E_{min} = \frac{3Y_C}{2} = 0.075 \text{ m.}$$

$$V_C = \sqrt{g * Y_C} = 0.49 \text{ m/s}$$

Dado que la rejilla se ubica en las proximidades de la cresta del vertedero, y es allí donde se genera la profundidad crítica,  $Y_C$ , entonces la altura del agua  $Y_1$  a la entrada de la rejilla, puede estimarse inicialmente con base en el valor de la profundidad crítica. En consecuencia se adopta en primera instancia un valor supuesto de  $Y_1 = 0.04 \text{ m}$ .

A continuación se calcula el valor de la energía específica  $E$ :

$$E = Y_1 + \frac{Q^2}{A^2 * 2g} = 0.04 + \frac{0.0273^2}{0.7^2 * 0.04^2 * 2 * 9.8} = 0.088 \text{ m}$$

Se determina el valor de la relación  $Y_1/E$

$$\frac{Y_1}{E} = \frac{0.04}{0.088} = 0.45$$

Con este último valor y con base en la siguiente tabla,

Tabla 1. Valores de  $(Y_1/Y_C)$  y  $(Y_1/E)$  en Bocatomas Sumergidas

Relación	Rango	
$\frac{Y_1}{Y_C}$	0.7	0.9
$\frac{Y_1}{E}$	0.47	0.6

Fuente: Corcho Romero Freddy Hernán, Duque Serna José Ignacio, “Acueductos Teoría y Diseño”. Marzo 31 de 1993, Medellín. Cap.2, p.105.

Se procede a determinar el valor de  $\frac{Y_1}{Y_C}$  mediante interpolación de valores,

$$\frac{Y_1}{Y_c} = 0.67 \rightarrow Y_1 = 0.67 Y_c = 0.031$$

Se concluye que el valor de  $Y_1$  supuesto, coincide con el calculado, por lo anterior se seguirá trabajando con el  $Y_1 = 0.04$ .

A partir del gasto de salida  $Q_2 = 0.0163$ , se obtiene el valor de la altura del agua a la salida  $Y_2$ , considerando además que el flujo corresponde a un régimen variado, con disminución del caudal, se puede utilizar la siguiente expresión:

$$Q_2 = LY_2^2 \sqrt{2g(E - Y_2)}$$

$$0.0163 = 0.7Y_2^2 \sqrt{2(9,81)(0.088 - Y_2)} \rightarrow Y_2 = 0.02$$

Entonces tendríamos:  
 $Y_1 = 0.04$   
 $Y_2 = 0.02$   
 $E = 0.088$

Considerando que la rejilla es de barras paralelas y con poca inclinación, se obtiene con base en la siguiente tabla, el coeficiente de descarga  $C = 0.497$ .

Tabla 2. Valores del coeficiente de descarga C en rejillas

Tipo de Rejilla	Inclinación a	Coficiente C
Barras paralelas	1:5	0.435
	Horizontal	0.497
Laminas perforadas	1:5	0.750
	Horizontal	0.800

Fuente: Corcho Romero Freddy Hernán, Duque Serna José Ignacio, "Acueductos Teoría y Diseño". Marzo 31 de 1993, Medellín. Cap.2, p.106.

### Longitud de rejilla y número de orificios:

Se adoptan barras circulares de  $\frac{1}{2}$ " ( $a = 0.0127$  m) con un espacio entre barras  $b$  de dos centímetros (según norma Insfopal), por otra parte se tiene un largo rejilla  $L$  de captación es:  $L = 0.70$ m, se calculara el número de barras  $n$ , con la siguiente expresión:

$$a(n) + b(n + 1) = L$$

$$1.27(n) + 2(n + 1) = 70$$

Dónde:  $a$  = Diámetro de barras  $L$  = Largo de la rejilla  
 $b$  = Espacio entre barras

Luego,  $n = 20.79 \cong 21$  barras.

Entonces se tiene:

$$\begin{array}{l} 21 \text{ barras de } 1.27 \text{ cm} = 26.67 \text{ cm} \\ 22 \text{ espacios de } 2.0 \text{ cm} = 44 \text{ cm} \\ \hline b = 66.67 \cong 67 \text{ cm} \end{array}$$

Luego, 
$$e = \frac{\text{área espacio rejilla}}{\text{área total de rejilla}} = \frac{22(2)X}{70X} = 0.63$$

Con los datos anteriores se calcula el ancho de la rejilla B:

$$B = \frac{E}{eC} \left[ \frac{Y_1}{E} \sqrt{1 - \frac{Y_1}{E}} - \frac{Y_2}{E} \sqrt{1 - \frac{Y_2}{E}} \right]$$

$$B = \frac{0.088}{0.63(0.497)} \left[ \frac{0.04}{0.088} \sqrt{1 - \frac{0.04}{0.088}} - \frac{0.02}{0.088} \sqrt{1 - \frac{0.02}{0.088}} \right] = 0.4$$

En concluyente la rejilla tendrá un ancho de 40 cm por un largo de 70 cm, con 21 varillas de 1/2" ubicadas cada dos centímetros.

### Niveles de agua en el canal de aducción

-Aguas abajo:

$$hc = he = \left( \frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{1/3} = \left( \frac{0.0040^2}{9.81 * 0.4^2} \right)^{1/3} = 0.022m$$

-Aguas arriba: se adopta una pendiente,  $i = 3\%$  y un espesor de muro de 0.3 metros.

$$L_{\text{canal}} = L_{\text{rejilla}} + \text{espesor del muro} = 0.70 \text{ m} + 0.30 \text{ m} = 1.0 \text{ metros}$$

$$ho = \left[ 2he^2 + \left( he - \frac{iLc}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} iLc$$

$$ho = \left[ 2(0.022)^2 + \left( 0.022 - \frac{0.03 * 1.0}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} 0.03 * 1.0 = 0.013$$

La altura total de los muros del canal de aducción es (se asume un borde libre de 0.15 metros):

$$Ho = ho + B.L = 0.013 + 0.15m = 0.1633 \cong 0.20$$

$$He = Ho + iLc = 0.20 + 0.03 * 1.0 = 0.23$$

La velocidad al final del canal

$$V_e = \frac{Q}{Bhe} = \frac{0.0040}{0.40 * 0.022} = 0.45 \frac{m}{seg}$$

$$0.3 \text{ m/s} < V_e < 3.0 \text{ m/s}$$

$$0.3 \text{ m/s} < 0.45 \text{ m/s} < 3.0 \text{ m/s} \rightarrow OK$$

### **Diseño de la cámara de recolección**

Alcance del filo superior:

$$X_s = 0.36Ve^{\frac{2}{3}} + 0.6he^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.36(0.45)^{\frac{2}{3}} + 0.6(0.022)^{\frac{4}{7}} = 0.28 \approx 0.3$$

Alcance del filo inferior:

$$X_i = 0.18Ve^{\frac{4}{7}} + 0.74he^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0.18(0.45)^{\frac{4}{7}} + 0.74(0.022)^{\frac{3}{4}} = 0.16$$

$$B_{cámara} = X_s + 0.3 = 0.30 \text{ m} + 0.3 = 0.60 \text{ m}$$

Por facilidad de acceso y mantenimiento se adopta una cámara de 1.20 m x 1.20 m.

El borde libre de la cámara es de 15 centímetros por lo que el fondo de la cámara estará a 55 cm por debajo de la cota del fondo del canal de aducción a la entrega (suponiendo una cabeza de 0.40 metros)

### **Calculo de la altura de los muros de contención:**

Tomando el caudal máximo de la quebrada de 1.50 m<sup>3</sup>/seg, la altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma es:

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1.84 L}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{1.50 \frac{m^3}{seg}}{1.84 * 3.0m}\right)^2} = 0.42 m$$

Dejando un borde libre de 0.28 metros, la altura total de los muros sería de 0.70 metros.

### Calculo del caudal de excesos:

En las condiciones iniciales establecidas por la quebrada tenemos un caudal medio de la quebrada de  $0.040 \text{ m}^3/\text{seg}$ , la altura de la lámina de agua en la garganta y el caudal de excesos son:

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{1.84 L}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{0.040 \frac{m^3}{seg}}{1.84 * 3.0m}\right)^2} = 0.04 m$$

Caudal captado:

$$Q_{\text{captado}} = C_d A n \sqrt{2gH} = 0.3 * 0.20 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.04} = 0.053 \frac{m^3}{seg}$$

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseñado}} = 0.053 - 0.0040 = 0.049 \frac{m^3}{seg}$$

Las condiciones en el vertedero de excesos serian:

$$H_{exc} = \left(\frac{Q_{exc}}{1.84 * B_{camara}}\right)^{2/3} = \left(\frac{0.049}{1.84 * 1.20}\right)^{2/3} = 0.08m$$

$$V_{exc} = \frac{Q_{exc}}{H_{exc} * B_{camara}} = \frac{0.049}{0.08 * 1.2} = 0.51 \frac{m}{seg}$$

$$Xs = 0.36(0.08)^{\frac{2}{3}} + 0.6(0.51)^{\frac{4}{7}} = 0.47$$

El vertedero de excesos estará colocado a 0.5m (0.13 m +0.37 m) de la pared aguas abajo de la cámara de recolección, quedando aguas arriba de la misma, una distancia de 0.70m (1.20 m – 0.5 m).

**Calculo de la tubería de excesos:** para el diseño de la tubería de excesos se debe contar con el perfil del rio, ya que esta se inicia desde el fondo de la cámara de recolección hasta 30 cm por encima del nivel máximo del rio.

**Calculo de cotas:**

Fondo del rio en la captación:	= 1342.70 m.s.n.m
Lamina sobre la presa:	
Diseño:	= 1342.70 + 0.008 = 1342.7 m.s.n.m
Máxima:	= 1342.70 + 0.42 = 1343.12 m.s.n.m
Promedio:	= 1342.70 + 0.17 = 1342.87 m.s.n.m
Corona de los muros de contención:	= 1342.70 + 0.70 = 1343.40 m.s.n.m
Canal de aducción:	
Fondo aguas arriba:	= 1342.70 – 0.20 = 1342.5 m.s.n.m
Fondo aguas abajo:	= 1342.70 – 0.23 = 1342.47 m.s.n.m
Lamina aguas arriba:	= 1342.5 + 0.013 = 1342.513 m.s.n.m
Lamina aguas abajo:	= 1342.47 + 0.022 = 1342.492 m.s.n.m
Cámara de recolección:	
Lámina de agua:	= 1342.47 – 0.16 = 1342.31 m.s.n.m
Cresta del vertedero de excesos:	= 1342.31 – 0.08 = 1342.23 m.s.n.m
Fondo:	= 1342.23 – 0.40 = 1341.83 m.s.n.m
Tubería de excesos:	
Cota de entrada:	= 1341.83 m.s.n.m
Cota del rio en la entrega:	= 1339.65 m.s.n.m
Cota de salida:	= 1339.65 + 0.30 = 1339.95 m.s.n.m

El plano 1, muestra el diseño de la bocatoma de fondo y todos sus componentes.

**4.3.2.2 Diseño de la línea de Aducción Bocatoma – Desarenador:** La línea de aducción del acueducto se rediseñara con conductos a flujo libre por medio de tuberías de PVC.

En esta parte del diseño se tendrán en cuenta las siguientes condiciones:

- Periodo de diseño: el periodo de diseño para el nivel de complejidad bajo corresponde a 25 años.
- Caudal de diseño: considerando que el sistema cuenta con almacenamiento, el caudal de diseño corresponde al caudal máximo diario (13.42 m<sup>3</sup>/h) más una consideración por perdidas de ex filtración ocurridas durante el transporte equivalentes al 5% del caudal medio diario (10.32 m<sup>3</sup>/h), por lo tanto el caudal de diseño será de 13.94 m<sup>3</sup>/h (0.0039 m<sup>3</sup>/s).

- El material utilizado para las tuberías es PVC, por lo tanto el Coeficiente de Rugosidad de Manning utilizado será  $n = 0.009$ .
- La longitud de la aducción se asumirá de 10 metros, considerando que la topografía del terreno permite una ubicación cercana entre la bocatoma y el desarenador.
- La cota de llegada al desarenador es de 1341.0 y la cota de salida de la bocatoma es de 1341.83.

### Calculo del diámetro de la tubería:

La pendiente de la tubería será:

$$S = \frac{(1341.83 - 1341.0)}{10} \times 100 = 8.3\% \cong 8\%$$

Se utilizara la ecuación de Manning para el cálculo del diámetro de la tubería:

$$D = 1.548 \left( \frac{nQ}{S^{1/2}} \right)^{3/8} = 1.548 \left( \frac{0.009 * 0.0039}{0.08^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.05 \text{ m} = 1.97''$$

Teniendo en cuenta las recomendaciones del libro de Alfredo López Cualla, se recomienda como diámetro mínimo de la aducción un diámetro de 4".

Tomando el diámetro comercial  $D = 4'' = 0.1016 \text{ m}$ , se calcula el caudal a tubo lleno  $Q_o$ :

$$Q_o = 0.312 \frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n} = 0.312 \frac{0.1016^{8/3} * 0.08^{1/2}}{0.009} = 0.022 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{0.022}{\frac{\pi}{4} * (0.1016)^2} = 2.71 \text{ m/s}$$

$$R_o = \frac{A_o}{P_o} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4} = \frac{0.1016}{4} = 0.0254 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.0039}{0.022} = 0.18$$

Con la relación establecida anteriormente entre el caudal inicial y el caudal a tubo lleno recalculado, entramos a la siguiente tabla (Tabla 3), para establecer las relaciones hidráulicas  $v/v_o$ ,  $R/R_o$ ,  $H/D$ ,  $d/D$ , siendo  $v$  la velocidad real de la tubería,  $R$  el radio hidráulico para la sección de flujo,  $H$  la profundidad hidráulica en la tubería y  $d$  la lámina de agua en el tubo.

Tabla 3. Relaciones hidráulicas para conductos circulares

Q/Q <sub>0</sub>	Rel.	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	V/V <sub>0</sub>	0,000	0,292	0,362	0,400	0,427	0,453	0,473	0,492	0,505	0,520
	d/D	0,000	0,092	0,124	0,148	0,165	0,182	0,196	0,210	0,220	0,232
	R/R <sub>0</sub>	0,000	0,239	0,315	0,370	0,410	0,449	0,481	0,510	0,530	0,554
	H/D	0,000	0,041	0,067	0,086	0,102	0,116	0,128	0,140	0,151	0,161
0,1	V/V <sub>0</sub>	0,540	0,553	0,570	0,580	0,590	0,600	0,613	0,624	0,634	0,645
	d/D	0,248	0,258	0,270	0,280	0,289	0,298	0,308	0,315	0,323	0,334
	R/R <sub>0</sub>	0,586	0,606	0,630	0,650	0,668	0,686	0,704	0,716	0,729	0,748
	H/D	0,170	0,179	0,188	0,197	0,205	0,213	0,221	0,229	0,236	0,244
0,2	V/V <sub>0</sub>	0,656	0,664	0,672	0,680	0,687	0,695	0,700	0,706	0,713	0,720
	d/D	0,346	0,353	0,362	0,370	0,379	0,386	0,393	0,400	0,409	0,417
	R/R <sub>0</sub>	0,768	0,780	0,795	0,809	0,824	0,836	0,848	0,860	0,874	0,886
	H/D	0,251	0,258	0,266	0,273	0,280	0,287	0,294	0,300	0,307	0,314
0,3	V/V <sub>0</sub>	0,729	0,732	0,740	0,750	0,755	0,760	0,768	0,776	0,781	0,787
	d/D	0,424	0,431	0,439	0,447	0,452	0,460	0,468	0,476	0,482	0,488
	R/R <sub>0</sub>	0,896	0,907	0,919	0,931	0,938	0,950	0,962	0,974	0,983	0,992
	H/D	0,321	0,328	0,334	0,341	0,348	0,354	0,361	0,368	0,374	0,381
0,4	V/V <sub>0</sub>	0,796	0,802	0,806	0,810	0,816	0,822	0,830	0,834	0,840	0,845
	d/D	0,498	0,504	0,510	0,516	0,523	0,530	0,536	0,542	0,550	0,557
	R/R <sub>0</sub>	1,007	1,014	1,021	1,028	1,035	1,043	1,050	1,056	1,065	1,073
	H/D	0,388	0,395	0,402	0,408	0,415	0,422	0,429	0,436	0,443	0,450
0,5	V/V <sub>0</sub>	0,850	0,855	0,860	0,865	0,870	0,875	0,880	0,885	0,890	0,895
	d/D	0,563	0,570	0,576	0,582	0,588	0,594	0,601	0,608	0,615	0,620
	R/R <sub>0</sub>	1,079	1,087	1,094	1,100	1,107	1,113	1,121	1,125	1,129	1,132
	H/D	0,458	0,465	0,472	0,479	0,487	0,494	0,502	0,510	0,518	0,526
0,6	V/V <sub>0</sub>	0,900	0,903	0,908	0,913	0,918	0,922	0,927	0,931	0,936	0,941
	d/D	0,626	0,632	0,639	0,645	0,651	0,658	0,666	0,672	0,678	0,686
	R/R <sub>0</sub>	0,136	1,139	1,143	1,147	1,151	1,155	1,160	1,163	1,167	1,172
	H/D	0,534	0,542	0,550	0,559	0,568	0,576	0,585	0,595	0,604	0,614
0,7	V/V <sub>0</sub>	0,945	0,951	0,955	0,958	0,961	0,965	0,969	0,972	0,975	0,980
	d/D	0,692	0,699	0,705	0,710	0,719	0,724	0,732	0,738	0,743	0,750
	R/R <sub>0</sub>	1,175	1,179	1,182	1,184	1,188	1,190	1,193	1,195	1,197	1,200
	H/D	0,623	0,633	0,644	0,654	0,665	0,677	0,688	0,700	0,713	0,725
0,8	V/V <sub>0</sub>	0,984	0,987	0,990	0,993	0,997	1,001	1,005	1,007	1,011	1,015
	d/D	0,756	0,763	0,770	0,778	0,785	0,791	0,798	0,804	0,813	0,820
	R/R <sub>0</sub>	1,202	1,205	1,208	1,211	1,214	1,216	1,219	1,219	1,215	1,214
	H/D	0,739	0,753	0,767	0,783	0,798	0,815	0,833	0,852	0,871	0,892
0,9	V/V <sub>0</sub>	1,018	1,021	1,024	1,027	1,030	1,033	1,036	1,038	1,039	1,040
	d/D	0,826	0,835	0,843	0,852	0,860	0,868	0,876	0,884	0,892	0,900
	R/R <sub>0</sub>	1,212	1,210	1,207	1,204	1,202	1,200	1,197	1,195	1,192	1,190
	H/D	0,915	0,940	0,966	0,995	1,027	1,063	1,103	1,149	1,202	1,265
1,0	V/V <sub>0</sub>	1,041	1,042	1,042							
	d/D	0,914	0,920	0,931							
	R/R <sub>0</sub>	1,172	1,164	1,150							
	H/D	1,344	1,445	1,584							

siendo: Q = caudal de diseño      Q<sub>0</sub> = caudal a tubo lleno  
V = velocidad de diseño      V<sub>0</sub> = velocidad a tubo lleno  
d = lámina de agua      D = diámetro de la tubería  
R = radio hidráulico al caudal de diseño

Tabla tomada de: Alfredo López Cualla, “Elementos de Diseño para Acueducto y Alcantarillado”

Tomando el valor de Q/Q<sub>0</sub>=0.18, se obtienen así los siguientes valores para las relaciones:

$$v/v_0 = 0.634, \quad d/D = 0.323, \quad R/R_0 = 0.729, \quad H/D = 0.236$$

Por lo tanto:  $v_r = 0.634 * v_0 = 0.634 * 2.71 = 1.718 \text{ m/s}$

$$d = 0.323 * D = 0.323 * 0.1016 = 0.033 \text{ m}$$

$$R = 0.729 * R_0 = 0.729 * 0.0254 = 0.018 \text{ m}$$

$$H = 0.236 * D = 0.236 * 0.1016 = 0.024 \text{ m}$$

Además el esfuerzo cortante en la tubería que será capaz de resuspender el material sedimentado en el fondo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\tau = \gamma SR = (9.81) * 0.08 * (0.018\text{m}) = 14.13 \text{ N/m}^2$$

### Verificación de la cota a la salida de la bocatoma:

En el diseño de la bocatoma se adoptó una profundidad igual a 40 cm desde la lámina de agua en la cámara de recolección de la bocatoma hasta el fondo de la cámara. Esta profundidad debería ser:

$$d + 1.5 \frac{v^2}{2g} = 0.033 \text{ m} + 1.5 \left( \frac{1.718^2}{2 * 9.81} \right) = 0.35 \text{ m}, \text{ Valor que no difiere en gran cantidad al supuesto en el diseño de la bocatoma.}$$

### Caudal de excesos:

Este caudal será el caudal de diseño para la estructura de excesos del desarenador.

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{lleno}} - Q_{\text{diseño}} = 0.022 \text{ m}^3/\text{s} - 0.0039 \text{ m}^3/\text{s} = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Cotas definitivas y condiciones hidráulicas:

Cota de batea a la salida de la bocatoma	= 1341.83 m.s.n.m
Cota clave a la salida de la bocatoma	= 1341.9316 m.s.n.m
Cota de batea a la llegada al desarenador	= 1341 m.s.n.m
Cota clave a la llegada al desarenador	= 1341.1016 m.s.n.m
Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador	= 1341.033 m.s.n.m

El plano 2, muestra el perfil de la línea de aducción.

**4.3.2.3** Diseño del Desarenador: El desarenador estará conformado por dos módulos que trabajaran separadamente con el fin de garantizar un funcionamiento constante, ya que si uno de los tanques esta fuera de servicio por limpieza o mantenimiento, el otro pueda trabajar de manera libre; y así garantizar la constante marcha del sistema.

Para el diseño se tendrá en cuenta las siguientes especificaciones:

- El sistema de desarenadores estará compuesto por dos módulos que funcionaran en paralelo, esto garantizara una operación flexible del sistema cuando uno de las unidades este en proceso de limpieza o mantenimiento.
- Tomando en cuenta que se tendrán dos unidades desarenadoras, el caudal de diseño para cada una será el equivalente al caudal medio diario.
- Se diseñara un tanque rectangular, con una relación de longitud a ancho L/B, entre 3/1 y 5/1.
- La profundidad especificada debe estar entre 1.50 m y 4.50 metros.
- La relación de longitud a profundidad de almacenamiento de lodos es aproximadamente 10/1, dicha profundidad está comprendida entre 0.75m y 1.50 m.

- La pendiente del fondo debe estar comprendida entre 5% y 8%, con el fin de que los lodos rueden fácilmente hacia la tubería de desagüe.
- El tiempo de retención hidráulica dentro del tanque debe estar entre 30 minutos y cuatro horas.
- La carga hidráulica, definida como el caudal puesto por unidad de área superficial, debe estar comprendida entre 15 y 80 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d.

#### Condiciones de la tubería de entrada:

$$Q = 0.0029 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 1.718 \text{ m/s}$$

$$D = 4'' = 0.1016 \text{ m}$$

$$Q_o = 0.022 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = 2.71 \text{ m/s}$$

$$d = 0.033 \text{ m}$$

#### Condiciones de diseño del desarenador:

- Periodo de diseño: 25 años
- Número de Modulo: 2
- Caudal medio diario (año 2040): 10.32 m<sup>3</sup>/h = 0.0029 m<sup>3</sup>/s
- Caudal máximo diario (año 2040): 13.42 m<sup>3</sup>/h = 0.0037 m<sup>3</sup>/s
- Caudal medio diario (año 2015): 9.27 m<sup>3</sup>/h = 0.0026 m<sup>3</sup>/s
- Requerimiento de agua en la planta de purificación: 1 m<sup>3</sup>/h = 0.0003 m<sup>3</sup>/s
- Caudal de diseño para cada módulo: Q<sub>md</sub> = 0.0029 m<sup>3</sup>/s
- Remoción de partículas de diámetro: d = 0.05 mm
- Porcentaje de remoción = 80%
- Temperatura: 18 °C
- Viscosidad Cinemática: 0.01059 cm<sup>2</sup>/s
- Grado del desarenador: n = 1 (sin deflector)
- Relación longitud: ancho = 4:1
- Cota de la lámina en la tubería a la entrada del desarenador: 1341.033 m.s.n.m
- Cota de la batea en la tubería a la entrada del desarenador: 1341 m.s.n.m
- Cota de la corona de los muros: 1341.33 m.s.n.m

#### Calculo de los parámetros del Sedimentación:

- Velocidad de la partícula, ds = 0.05 mm

$$V_s = \frac{g (\rho_s - \rho)}{18 \mu} d^2 = \frac{981 (2.65 - 1.0)}{18 \cdot 0.01059} * 0.005^2 = 0.212 \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

Dónde: Vs: velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)  
g: aceleración de la gravedad (981 cm<sup>2</sup>/s)

$\rho_s$ : peso específico de la partícula arenas (2.65)  
 $\rho$ : Peso específico del fluido agua (1.00)  
 $\mu$ : viscosidad cinemática del fluido (cm<sup>2</sup>/s). Cuadro 12.

Cuadro 12. Viscosidad cinemática del agua

Temperatura	Viscosidad cinemática (cm <sup>2</sup> /s)	Temperatura	Viscosidad cinemática (cm <sup>2</sup> /s)
0	0.01792	18	0.01059
2	0.01763	20	0.01007
4	0.01587	22	0.00960
6	0.01473	24	0.00917
8	0.01386	26	0.00876
10	0.01308	28	0.00839
12	0.01237	30	0.00804
14	0.01172	32	0.00772
15	0.01146	34	0.00741
16	0.01112	36	0.00713

Fuente: López Cualla, Ricardo Alfredo, Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2ª ed. Julio 2003.cap.9, p.187.

- Número de Hazen: teniendo en cuenta el grado del desarenador n=1 y el porcentaje de remoción considerado en 80%, se obtiene:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_o} = 4.0$$

Valor obtenido de la siguiente cuadro:

Cuadro 13. Número de Hazen ( $V_s/V_o$ )

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

Fuente: López Cualla, Ricardo Alfredo, Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. 2ª ed. Julio 2003.cap.9, p.191.

Suponiendo una profundidad útil de sedimentación  $H = 2.0$  metros, se tiene que el tiempo que tardaría la partícula de diámetro  $d_s = 0.05$  mm en llegar al fondo sería de:

$$t = \frac{H}{V_s} = \frac{2.00 \text{ m}}{0.212 \text{ cm/s}} = 943.4 \text{ segundos}$$

- Periodo de retención hidráulico ( $\theta$ ):

$$\theta = 4.0 * t = 4.0 * 943.4 \text{ s} = 3773.58 \text{ seg} = 1.05 \text{ horas}$$

$$0.5 \text{ h} \leq \theta \leq 4 \text{ h}$$

$$0.5 \text{ h} \leq 1.05 \text{ h} \leq 4 \text{ h} \rightarrow \text{OK}$$

- Volumen del tanque:

$$V = \theta * Q = 3773.58 \text{ seg} * 0.0029 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 10.94 \text{ m}^3$$

- Área superficial del tanque:

$$A_s = \frac{V}{H} = \frac{10.94 \text{ m}^3}{2.0 \text{ m}} = 5.47 \text{ m}^2$$

- Dimensiones del tanque (L: B=4:1):24

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} = \sqrt{\frac{5.47}{4}} = 1.2 \text{ m}$$

$$L = 4B = 4 * 1.2 = 4.7 \text{ m}$$

- Carga Hidráulica ( $q$ ) del tanque:

$$q = \frac{Q}{A_s} = \frac{0.0029 \text{ m}^3/\text{s}}{5.47 \text{ m}^2} = 0.00053 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{seg}} = 45.80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < q < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 45.80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} \rightarrow \text{OK}$$

- Velocidad de sedimentación de la partícula crítica ( $V_o$ ): Teniendo en cuenta que la carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica,  $V_o$ , la cual debe corresponder a un diámetro menor.

$$V_o = q = 0.00053 \frac{m}{s} = 0.053 \text{ cm/s}$$

- Diámetro mínimo ( $d_o$ ):

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}} = \sqrt{\frac{0.053 \frac{cm}{s} * 18 * 0.01059}{981 * (2.65 - 1.0)}} = 0.0024 \text{ cm} \approx 0.025 \text{ mm}$$

Teniendo en cuenta que la relación de tiempos es igual a la relación de velocidades, se tiene:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_o} = \frac{0.212 \text{ cm/s}}{0.053 \text{ cm/s}} = 4.0$$

En resumen, según las condiciones teóricas se removerían partículas hasta de un diámetro de 0.025 mm, pero según las condiciones reales, el diámetro máximo posible de ser removido aumenta a 0.05 mm.

- Velocidad Horizontal ( $V_h$ ):

$$V_h = \frac{Q}{BH} * 100 = \frac{V_o * L}{H} = \frac{0.0029}{1.2 * 2.0} * 100 = \frac{0.053 * 4.7}{2.0}$$

$$V_h = 0.12 = 0.12 \text{ cm/s}$$

- Velocidad Horizontal Máxima ( $V_{hmax}$ ):

$$V_{hmax} = 20 V_s = 20 * 0.212 = 4.24 \text{ cm/s}$$

- Velocidad de resuspensión máxima ( $V_r$ ): considerando que el material de sedimentación es arena, el valor de  $K=0.04$ , mientras que para sedimentación por la simple acción de la gravedad (no hay coagulación) el valor de  $f=0.03$

$$V_r = \sqrt{\frac{8K}{f} g(\rho_s - \rho)d} = \sqrt{\frac{8 * 0.04}{0.03} * 981(2.65 - 1.00)0.005} = 9.29 \frac{m}{s} = 929.13 \text{ cm/s}$$

### Condiciones de operación de los módulos

- Operación inicial año 2015:

Caudal medio diario 2015 = 0.0026 m<sup>3</sup>/s

Periodo de Retención Hidráulico:

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{10.94}{0.0026} = 4207.69 \text{ seg} = 1.17 \text{ horas}$$

$$0.5 \text{ h} \leq \theta \leq 4 \text{ h}$$

$$0.5 \text{ h} \leq 1.17 \text{ h} \leq 4 \text{ h} \rightarrow \text{OK}$$

Carga Hidráulica:

$$q = \frac{Q}{As} = \frac{0.0026 \text{ m}^3/\text{s}}{5.47 \text{ m}^2} = 0.0004753 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{seg}} = 41.07 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < q < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 41.07 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} \rightarrow \rightarrow \text{OK}$$

- Se considera el caso en que uno de los módulos sale de operación por emergencia o por mantenimiento, condición en la que debe garantizarse que a la planta de purificación llegue el Caudal Máximo Diario del año 2040 más el consumo de la planta de purificación, por lo anterior el modulo trabajaría con un caudal de operación igual a :

Caudal de operación = 0.0037 + 0.00014 = 0.0038 m<sup>3</sup>/s.

- Periodo de Retención Hidráulico:

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{10.94}{0.0038} = 2878.95 \text{ seg} = 0.8 \text{ horas}$$

$$0.5 \text{ h} \leq \theta \leq 4 \text{ h}$$

$$0.5 \text{ h} \leq 0.80 \text{ h} \leq 4 \text{ h} \rightarrow \text{OK}$$

- Carga Hidráulica:

$$q = \frac{Q}{As} = \frac{0.0038 \text{ m}^3/\text{s}}{5.47 \text{ m}^2} = 0.00069 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{seg}} = 60.02 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < q < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 60.02 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} \rightarrow \rightarrow \text{OK}$$

En este caso temporal, el modulo en operación será capaz de mantener la eficiencia del desarenado, y el proceso seguiría su normal funcionamiento.

#### **Cálculo de los elementos del desarenador:**

- Vertedero de salida

$$H_v = \left( \frac{Q}{1.48B} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{0.0029}{1.48(1.2)} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.014$$

$$V_v = \frac{Q}{BH_v} = \frac{0.0029}{1.2(0.014)} = 0.17$$

Aplicando las ecuaciones del alcance de chorro, se tiene que:

$$Xs = 0.36Vv^{\frac{2}{3}} + 0.6Hv^{\frac{4}{7}}$$

$$Xs = 0.36(0.17)^{\frac{2}{3}} + 0.6(0.014)^{\frac{4}{7}} = 0.16 \text{ m}$$

$$Xs = 0.16 \rightarrow L_v = 0.18$$

- Pantalla de salida

$$\text{Profundidad} = H/2 = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15H_v = 0.21 \text{ m.}$$

- Pantalla de entrada

$$\text{Profundidad} = H/2 = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la cámara de aquietamiento} = L/4 = 4.7/4 = 1.2 \text{ m.}$$

- Almacenamiento de lodos

Relación longitud: profundidad de lodos = 7/1  
 Profundidad Máxima =  $4.7/7 = 0.67$   
 Profundidad máxima adoptada = 0.90  
 Profundidad mínima adoptada = 0.80  
 Distancia punto de salida a la cámara de quietamiento =  $L/3 = 1.49$   
 Distancia punto de salida al vertedero de salida =  $2L/3 = 3.1$   
 Pendiente transversal =  $(0.90 - 0.8)/1.2 = 8.3\%$   
 Pendiente longitudinal (en  $L/3$ ) =  $0.1/1.4 = 6.7\%$   
 Pendiente longitudinal (en  $2L/3$ ) =  $0.1/3.1 = 3.22\%$

- Cámara de quietamiento

Profundidad =  $H/3 = 2/3 = 0.66$   
 Ancho =  $B/3 = 1.2/3 = 0.4$   
 Largo (adoptado) = 0.90

- Rebose de la cámara de quietamiento

$$Q_{\text{excesos}} = Q_o - Q = 0.022 - 0.0029 = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_e = \left( \frac{Q_{\text{exc}}}{1.84L_e} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{0.02}{1.84 \cdot 0.90} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.053$$

$$V_e = \frac{Q_{\text{exc}}}{H_e \cdot L_e} = \frac{0.02}{0.053 \cdot 0.9} = 0.42 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$X_s = 0.36V_e^{\frac{2}{3}} + 0.6H_e^{\frac{4}{7}} = 0.36(0.42)^{\frac{2}{3}} + 0.6(0.053)^{\frac{4}{7}} = 0.31 \text{ m}$$

Se analizan dos condiciones para adoptar la longitud:

$$L_r = X_s + 0.10 = 0.41$$

$$\frac{B-\text{ancho}}{2} = \frac{1.2-0.36}{2} = 0.42$$

se adopta un  $L_r = 0.40 \text{ m}$

### 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  $0.00322 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se deben tener en cuenta las pérdidas por ampliación de secciones y por el paso por debajo de las pantallas.

- Pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento:

Tomando  $k = 0.2$ , debido a la disminución de la velocidad,

$$h_m = k\Delta \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

$$V_1 = 1.718 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{0.0038}{0.66 * 0.36} = 0.016 \text{ m/s}$$

Entonces:

$$h_m = 0.2 \left( \frac{(1.718^2) - (0.016^2)}{2 * 9.81} \right) = 0.03 \text{ m}$$

- Pérdidas en la entrada de la zona de sedimentación:

$$V_1 = 0.016$$

$$V_2 = V_h = 0.0012$$

$$h_m = 0.2 \left( \frac{(0.016^2) - (0.0012^2)}{2 * 9.81} \right) = 0.00 \text{ m}$$

- Pérdidas por las pantallas inicial y final:

Estas se calcularían como las pérdidas de un orificio sumergido de grandes dimensiones.

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

Por consiguiente:

$$H = \left( \frac{Q}{C_d A_o} \right)^2 * \left( \frac{1}{2g} \right) = \frac{0.0038^2}{0.6^2 * 1.2^2} * \left( \frac{1}{2 * 9.81} \right) = 0.00 \text{ m}$$

Dónde:

$A_o = \text{profundidad} * \text{distancia hasta la cámara de aquietamiento}$

$$A_o = 1.0 \text{ m} * 1.2 \text{ m} = 1.2 \text{ m}^2$$

### Calculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado

- Tubería de excesos: esta tubería se asumirá siempre de un diámetro mínimo, igual a seis pulgadas (6”).
- Tubería de lavado: se mantendrá una tubería de lavado de cuatro pulgadas (4”).

### Calculo de cotas

Cota de batea de la tubería de entrada	= 1341 m.s.n.m	
Cota lámina de agua en tubería de entrada	= 1341+0.03	= 1341.03 m.s.n.m
Cota lámina de agua en cámara de aquietamiento	= 1341.03 – 0.027	= 1341.003 m.s.n.m
Cota de la cresta del vertedero cámara de aquiet.	= 1341.003 – 0.053	= 1340.95 m.s.n.m
Cota fondo de la cámara de aquietamiento	= 1341.003 – 0.66	= 1340.37 m.s.n.m
Cota lámina de agua en zona de sedimentación	= 1341.003 - 0	= 1341.003 m.s.n.m
Cota de la corona de los muros del desarenador	= 1341.03 + 0.3	=1341.33 m.s.n.m
Cota inferior de pantallas de entrada y salida	= 1341.003 - 1.0	= 1340.003 m.s.n.m
Cota del fondo de profundidad útil de sedimenta.	= 1341.003 – 2.0	= 1339.003 m.s.n.m
Cota placa fondo a la entrada y salida del desa.	= 1339.003 – 0.8	= 1338.203 m.s.n.m
Cota placa fondo en punto de desagüe	= 1339.003 – 0.9	= 1338.103 m.s.n.m
Cota de batea de la tubería de lavado	= 1338.103 m.s.n.m	
Cota clave de la tubería de lavado	= 1338.103 + 0.10	= 1338.203 m.s.n.m
Cota cresta del vertedero de salida	= 1341.003 – 0.014	= 1340.97 m.s.n.m
Cota lámina de agua de la cámara de recolección	= 1340.97 – 0.15	= 1340.82 m.s.n.m
Cota fondo de la cámara de recolección (supuesta)	= 1340.82 - 0.3	= 1340.51 m.s.n.m

El plano 3, muestra el diseño del desarenador del sistema.

**4.3.2.4** Diseño de la Línea de Conducción: Desarenador – Tanque de almacenamiento: La conducción, se refiere específicamente al transporte de agua potable o tratada, entre el desarenador y el tanque de almacenamiento, la cual se realizara a presión, cabe aclarar que el sistema de purificación convencional incluye un pre tratamiento o desarenado y el paso por la planta de tratamiento, sin embargo en este proyecto no se realizará el diseño de la planta de tratamiento, por lo que se especificara como se conduce el agua directamente del desarenador al tanque de almacenamiento.

El trazado de esta tubería se realizara por debajo de la línea piezometrica y se tendrán en cuenta las siguientes especificaciones de diseño:

- La distancia entre la línea piezometrica y la clave de la tubería será mínimo de dos metros.
- El periodo de diseño de la línea de conducción será de 25 años.
- El caudal de diseño recomendado, si existe almacenamiento, corresponde al caudal máximo diario.
- La presión de diseño del proyecto será la máxima entre la presión estática máxima en el perfil del trazado y la sobrepresión máxima ocasionada por el golpe de ariete, multiplicada por un factor de seguridad de 1.3, sin embargo al comienzo del trazado no se conoce la velocidad por lo que no se puede calcular la presión del golpe de ariete, por consiguiente será necesario escoger como presión de diseño la presión máxima estática multiplicada por el factor de seguridad y posteriormente verificar la sobrepresión del golpe de ariete.
- Para el diseño hidráulico de la tubería se utilizaran las ecuaciones de Darcy - Weisbach.
- La velocidad dentro de la conducción debe ser mínimo de 0.6 m/s y máximo de 6 m/s.
- Con el fin de facilitar la evacuación del aire a través de las ventosas, y de los sólidos a través de la válvula de purga, se recomiendan que el trazado no sea horizontal y se especifican las siguientes pendientes mínimas:
  - Pendiente mínima del 0.04% cuando el aire se desplaza en la misma dirección del agua.
  - Pendiente mínima de 0.1% cuando el aire se desplaza en la dirección contraria a la del agua.

#### **Condiciones de diseño**

- Periodo de diseño: 25 años
- Caudal de diseño: caudal máximo diario =  $0.0037 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Cota de la lámina de agua a la salida del desarenador: 1340.82
- Cota de descarga en el tanque de almacenamiento: 1237.932

### Trazado de la conducción

Con el fin de aprovechar al máximo la infraestructura existente se aprovechara el trazado de la tubería que se encuentra en un plano topográfico propiedad de la empresa ACOSMI, en el cual se tiene la muestra en planta y en perfil de toda la tubería, en este trazado la mayoría de la tubería está rodeando las montañas que componen la topografía de la zona y además hay tres tramos colgantes (viaductos) en el trazado.

Con dicha información se calcularon las cotas, pendientes y longitud de cada variación de la tubería, obteniendo el siguiente cuadro de datos:

Cuadro 14. Datos de la conducción

DATOS PERFIL						
PUNTO	Y	X	COTA	Lreal	PENDIENTE	$\Delta o \Sigma$
<b>1</b>			1341,26			
	0,31	3,38		3,39	9,17	
<b>2</b>			1340,95			8,33
	0,065	7,68		7,68	0,85	
<b>3</b>			1340,88			96,04
	2,645	2,73		3,80	96,89	
<b>4</b>			1338,24			61,41
	2,26	6,37		6,76	35,48	
<b>5</b>			1335,98			29,83
	-1,705	30,2		30,25	-5,65	
<b>6</b>			1337,68			63,69
	12,14	17,51		21,31	69,33	
<b>7</b>			1325,54			53,51
	4,98	31,47		31,86	15,82	
<b>8</b>			1320,56			23,67
	-9,6	24,31		26,14	-39,49	
<b>9</b>			1330,16			21,81
	-2,435	13,77		13,98	-17,68	
<b>10</b>			1332,6			5,77
	3,58	30,05		30,26	11,91	
<b>11</b>			1329,02			9,82
	0,825	39,45		39,46	2,09	
<b>12</b>			1328,19			6,67
	3,245	37,04		37,18	8,76	

Fuente: Autores del proyecto

Cuadro 14. (Continuación)

<b>13</b>			1324,95			18,09
	4,36	16,24		16,82	26,85	
<b>14</b>			1320,59			375,74
	7,005	1,74		7,22	402,59	
<b>15</b>			1313,58			344,79
	14,045	24,3		28,07	57,80	
<b>16</b>			1299,54			391,93
	33,55	7,46		34,37	449,73	
<b>17val.purga</b>			1265,99			381,21
	-10,915	15,93		19,31	-68,52	
<b>18</b>			1276,9			169,20
	74,62	31,39		80,95	237,72	
<b>19</b>			1202,28			212,46
	8,56	33,89		34,95	25,26	
<b>20</b>			1193,72			8,15
	1,235	7,22		7,32	17,11	
<b>21</b>			1192,49			99,12
	4,835	4,16		6,38	116,23	
<b>22</b>			1187,65			278,17
	22,165	5,62		22,87	394,40	
<b>23val.purga</b>			1165,49			164,46
	-43,825	19,06		47,79	-229,93	
<b>24</b>			1209,31			71,88
	-31,5	19,93		37,28	-158,05	
<b>25</b>			1240,81			116,31
	-4,55	10,9		11,81	-41,74	
<b>26ventosa</b>			1245,36			44,10
	9,52	11,09		14,62	85,84	
<b>27</b>			1235,84			80,86
	-0,985	19,78		19,80	-4,98	
<b>28</b>			1236,83			61,22
	8,5	12,84		15,40	66,20	

Cuadro 14. (Continuación)

<b>29</b>			1228,33			22,23
	2,335	5,31		5,80	43,97	
<b>30</b>			1225,99			27,48
	7,31	10,23		12,57	71,46	
<b>31</b>			1218,68			48,53
	1,55	6,76		6,94	22,93	
<b>32</b>			1217,13			712,06
	23,74	3,23		23,96	734,98	
<b>33val.corte</b>			1193,39			679,11
	5,42	9,7		11,11	55,88	
<b>34</b>			1187,97			53,89
	-0,305	15,37		15,37	-1,98	
<b>35</b>			1188,28			24,66
	-2,43	9,12		9,44	-26,64	
<b>36</b>			1190,71			196,36
	-64,67	29		70,87	-223,00	
<b>37val.corte</b>			1255,38			143,11
	-5,56	6,96		8,91	-79,89	
<b>38</b>			1260,94			129,78
	-35,685	17,02		39,54	-209,67	
<b>39ventosa</b>			1296,62			155,48
	5,375	9,92		11,28	54,18	
<b>40</b>			1291,25			45,67
	-0,275	3,23		3,24	-8,51	
<b>41</b>			1291,52			15,49
	3,745	15,6		16,04	24,01	
<b>42val.corte</b>			1287,78			15,56
	2,065	24,44		24,53	8,45	
<b>43</b>			1285,71			20,04
	-7,995	28,06		29,18	-28,49	
<b>44</b>			1293,71			4,45
	-8,535	25,91		27,28	-32,94	
<b>45val.corte</b>			1302,24			18,40
	1,915	3,73		4,19	51,34	
<b>46</b>			1300,33			27,29
	-2,76	3,51		4,47	-78,63	

Cuadro 14. (Continuación)

<b>47ventosa</b>			1303,09			4,39
	11,2	13,49		17,53	83,02	
<b>48</b>			1291,89			65,16
	-4,38	24,52		24,91	-17,86	
<b>49</b>			1296,27			8,76
	1,355	5,09		5,27	26,62	
<b>50</b>			1294,91			11,76
	-2,785	18,74		18,95	-14,86	
<b>51</b>			1297,7			28,94
	15,93	36,37		39,71	43,80	
<b>52val.purga</b>			1281,77			29,60
	-1,94	13,66		13,80	-14,20	
<b>53</b>			1283,71			7,72
	-1,515	6,91		7,07	-21,92	
<b>54val.corte</b>			1285,22			69,03
	-20,82	22,89		30,94	-90,96	
<b>55ventosa</b>			1306,04			73,08
	40,55	24,72		47,49	164,04	
<b>56val.purga</b>			1265,49			91,05
	-10,32	14,14		17,51	-72,98	
<b>57val.corte</b>			1275,81			47,20
	3,375	13,09		13,52	25,78	
<b>58</b>			1272,44			18,23
	-0,78	10,33		10,36	-7,55	
<b>59</b>			1273,22			6,86
	-0,08	11,61		11,61	-0,69	
<b>60</b>			1273,3			35,30
	2,465	6,85		7,28	35,99	
<b>61</b>			1270,83			26,43
	0,455	4,76		4,78	9,56	
<b>62</b>			1270,38			61,59
	-14,6	20,52		25,18	-71,15	
<b>63</b>			1284,98			8,28
	5,3	8,43		9,96	62,87	
<b>64</b>			1279,68			52,43
	-1,015	9,72		9,77	-10,44	

Cuadro 14. (Continuación)

<b>65</b>			1280,69			1,44
	0,7	7,78		7,81	9,00	
<b>66</b>			1279,99			16,66
	-0,685	2,67		2,76	-25,66	
<b>67</b>			1280,68			6,61
	-3,51	10,88		11,43	-32,26	
<b>68</b>			1284,19			0,02
	-4,28	13,26		13,93	-32,28	
<b>69</b>			1288,47			27,43
	-1,265	26,1		26,13	-4,85	
<b>70</b>			1289,73			24,41
	4,52	15,45		16,10	29,26	
<b>71</b>			1285,21			19,90
	8,572	17,44		19,43	49,15	
<b>72</b>			1276,64			40,35
	5,075	5,67		7,61	89,51	
<b>73</b>			1271,56			77,11
	2,625	21,18		21,34	12,39	
<b>74</b>			1268,94			49,44
	-9,405	15,21		17,88	-61,83	
<b>75</b>			1278,34			9,15
	1,375	2,61		2,95	52,68	
<b>76</b>			1276,97			30,84
	-3,695	16,92		17,32	-21,84	
<b>77</b>			1280,66			11,59
	-0,71	6,93		6,97	-10,25	
<b>78</b>			1281,37			19,27
	2,385	8,08		8,42	29,52	
<b>79</b>			1278,99			16,37
	2,215	16,85		16,99	13,15	
<b>80</b>			1276,77			18,15
	-2,225	7,11		7,45	-31,29	
<b>81</b>			1279			4,66
	3,265	9,08		9,65	35,96	
<b>82</b>			1275,73			21,25
	4,76	8,32		9,59	57,21	

Cuadro 14. (Continuación)

<b>83</b>			1270,97			37,03
	3,2	15,86		16,18	20,18	
<b>84</b>			1267,77			16,85
	0,655	19,67		19,68	3,33	
<b>85</b>			1267,12			18,32
	-3,18	14,69		15,03	-21,65	
<b>86</b>			1270,3			5,11
	2,5	15,12		15,33	16,53	
<b>87</b>			1267,8			10,41
	0,685	11,19		11,21	6,12	
<b>88</b>			1267,11			23,49
	3,18	10,74		11,20	29,61	
<b>89</b>			1263,93			3,36
	-10,05	30,48		32,09	-32,97	
<b>90</b>			1273,98			19,74
	-1,905	14,4		14,53	-13,23	
<b>91</b>			1275,89			9,04
	0,49	11,71		11,72	4,18	
<b>92</b>			1275,4			12,33
	-2,21	13,38		13,56	-16,52	
<b>93</b>			1277,61			4,02
	-2,135	17,09		17,22	-12,49	
<b>94</b>			1279,74			18,33
	5,16	16,74		17,52	30,82	
<b>95</b>			1274,58			10,98
	5,385	12,88		13,96	41,81	
<b>96</b>			1269,2			40,26
	-0,215	13,9		13,90	-1,55	

Cuadro 14. (Continuación)

<b>97</b>			1269,41			3,89
	0,8	14,71		14,73	5,44	
<b>98 val. Corte</b>			1268,61			3,17
	-0,25	11,04		11,04	-2,26	
<b>99</b>			1268,86			27,28
	-3,25	11		11,47	-29,55	
<b>100</b>			1272,11			16,32
	2,995	6,53		7,18	45,87	
<b>101</b>			1269,12			13,93
	9,24	28,93		30,37	31,94	
<b>102</b>			1259,88			30,45
	-0,18	12,1		12,10	-1,49	
<b>103</b>			1260,06			6,77
	-1,32	15,99		16,04	-8,26	
<b>104</b>			1261,38			11,42
	2,145	10,9		11,11	19,68	
<b>105</b>			1259,23			13,41
	-3,9	62,18		62,30	-6,27	
<b>106</b>			1263,13			16,90
	2,125	9,17		9,41	23,17	
<b>107</b>			1261,01			15,10
	2,445	30,3		30,40	8,07	
<b>108</b>			1258,56			108,04
	-11,17	9,62		14,74	-116,11	
<b>109</b>			1269,73			103,55
	0,545	4,34		4,37	12,56	
<b>110</b>			1269,19			90,59
	-1,475	1,43		2,05	-103,15	
<b>111</b>			1270,66			55,34
	5,015	10,49		11,63	47,81	
<b>112</b>			1265,65			13,76
	6,84	11,11		13,05	61,57	
<b>113</b>			1258,81			24,62
	6,96	18,84		20,08	36,94	
<b>114</b>			1251,85			25,38
	1,66	14,36		14,46	11,56	

Cuadro 14. (Continuación)

<b>115</b>			1250,19			4,52
	1	14,2		14,24	7,04	
<b>116</b>			1249,19			4,14
	3,605	32,25		32,45	11,18	
<b>117val. Corte</b>			1245,58			54,39
	40,14	61,22		73,21	65,57	
<b>118</b>			1205,44			47,63
	2,235	12,46		12,66	17,94	
<b>119val.purga</b>			1203,21			65,57
	-22,78	27,28		35,54	-83,50	
<b>120</b>			1225,99			80,41
	-0,16	5,17		5,17	-3,09	
<b>121val.purga</b>			1226,15			97,38
	-7,455	7,42		10,52	-100,47	
<b>122</b>			1233,6			70,07
	3,675	12,09		12,64	30,40	
<b>123</b>			1229,93			15,00
	-3,1	20,13		20,37	-15,40	
<b>124</b>			1233,03			6,68
	2,79	32,01		32,13	8,72	
<b>125</b>			1230,24			8,03
	-0,165	23,92		23,92	-0,69	
<b>126</b>			1230,4			11,49
	2,49	20,45		20,60	12,18	
<b>127</b>			1227,91			11,43
	-0,15	19,98		19,98	-0,75	
<b>128</b>			1228,06			14,32
	-3,11	20,64		20,87	-15,07	
<b>129</b>			1231,17			55,77
	-4,98	7,03		8,62	-70,84	

Cuadro 14. (Continuación)

<b>130val.corte</b>			1236,15			35,56
	5,775	16,37		17,36	35,28	
<b>131</b>			1230,38			16,79
	1,505	8,14		8,28	18,49	
<b>132val.corte</b>			1228,87			15,52
	-0,355	11,96		11,97	-2,97	
<b>133</b>			1229,23			8,24
	-2,11	18,83		18,95	-11,21	
<b>134</b>			1231,34			4,19
	-3,075	43,84		43,95	-7,01	
<b>135</b>			1234,41			22,69
	-5,005	16,85		17,58	-29,70	
<b>136</b>			1239,42			19,93
	0,61	6,24		6,27	9,78	
<b>137</b>			1238,81			3,98
	0,255	4,4		4,41	5,80	
<b>138</b>			1238,55			15,61
	0,55	2,57		2,63	21,40	
<b>139 val. Corte</b>			1237,93			

### Presión de Diseño

- Presión estática máxima (abscisa 392.04) = 1340.82– 1165.355 = 175.465 m
- Presión de Diseño = 1.3 x 175.465 m = 228.10
- 

Se ha determinado la utilización de tubería de PVC, con las siguientes especificaciones:

- Clase de tubería: RDE 32.5, Tipo 1, Grado 1.
- Presión de trabajo: 8.79 Kg/cm<sup>2</sup> = 87.9 m

### Calculo del diámetro

El diseño de la tubería se realizó utilizando la ecuación de Darcy - Weisbach:

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

Dónde:  $h_f$  = pérdida de energía por fricción  
 $f$  = factor de fricción  
 $L$  = longitud de la tubería

D = diámetro de la tubería  
 V = velocidad media

El factor de fricción a su vez depende del número de Reynolds, Re y de la rugosidad relativa Ks/D, siendo Ks la rugosidad absoluta de la tubería, el número de Reynolds en función de la viscosidad cinemática:

$$R_e = \frac{VD}{\mu}$$

Dónde:  $\mu$  = viscosidad cinemática del agua =  $1.003 \times 10^{-6}$

Se tienen dos valores del factor de fricción para diferentes valores de Reynolds:

Para flujo laminar con  $Re < 2000$

$$f = \frac{64}{R_e}$$

Para flujo turbulento con  $Re > 4000$  (ecuación de Colebrook –White)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right]$$

Reemplazando la velocidad en función del caudal y del área, se tiene que el factor de fricción f es igual a :

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

Y el número de Reynolds sería igual a :

$$R_e = \frac{4 * Q}{\pi * D * \mu}$$

Reemplazando estos dos valores en la ecuación para flujo turbulento se tiene que:

$$\frac{1}{\sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \left( \frac{2.51}{\left( \frac{4 * Q}{\pi * D * \mu} \right) \sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} \right) \right]$$

Con esta ecuación y con ayuda de cálculos por computadora se obtiene el valor del diámetro de la tubería, conociendo los demás datos:

Donde:

$h_f$  = carga hidráulica disponible

$$h_f = 1340.82 - 1237.932 = 102.888 \text{ m}$$

L = longitud real de la tubería

$$L = 2515.10 \text{ metros.}$$

Q = caudal

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

$K_s$  = rugosidad absoluta para el PVC

$$K_s = 0.0015$$

$\mu$  = viscosidad cinemática del agua

$$\mu = 1.003 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg.}$$

Se obtuvo el siguiente valor de diámetro  $D = 0.0676 \text{ m} = 2.66''$ , se trabajara con el diámetro inmediatamente superior para garantizar un normal flujo del agua en la tubería, por lo anterior el diámetro de la conducción será de 3''.

- Para el diámetro nominal de 3'' (88mm):

Diámetro externo = 88.90 mm

Espesor de la pared = 2.74 mm

$$\text{Diámetro interno real} = 88.90 \text{ mm} - 2.74 \text{ mm} = 86.16 \text{ mm} = 0.08616 \text{ m}$$

Entonces la velocidad sería igual a:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.0037}{\frac{\pi}{4} * 0.08616^2} = 0.63 \frac{\text{m}}{\text{s}} \rightarrow \frac{V^2}{2g} = 0.020 \text{ m}$$

El número de Reynolds sería de:

$$R_e = \frac{VD}{\mu} = \frac{0.63 * 0.08616}{0.000001003} = 54118.4$$

El factor de fricción será igual a:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right] \rightarrow f = 0.047$$

Y las pérdidas por fricción serán igual a:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = 0.047 \frac{2515.1}{0.08616} * 0.02 = 27.44 \text{ m}$$

El trazado de la tubería contara con una serie de accesorios que garantizaran la constante operación del sistema, y que facilitarían los trabajos de mantenimiento o reparación cuando estos sean necesarios, a lo largo del trazado se ubicaran los siguientes accesorios:

- Válvulas de purga: ubicadas en los puntos bajos del trazado, donde pueden presentarse obstrucción del flujo debido a la acumulación de sedimentos, en el diseño se utilizarán seis válvulas de purga.
- Ventosas: ubicadas en los puntos altos del trazado donde pueden acumularse aire durante el llenado de la tubería, en el diseño se utilizarán cuatro válvulas de aire.
- Válvulas de corte: ubicadas al comienzo y al final del trazado, y en puntos donde es probable que se presenten daños en la tubería debido a la topografía del terreno y estas permitirán el corte del flujo en dicho tramo facilitando los trabajos de reparación, en el diseño se ubicaran doce válvulas de corte.
- Codos: se ubican en cada cambio de dirección, por la necesidad de variar la orientación de la tubería para facilitar el direccionamiento hasta la planta de tratamiento, en el diseño se ubicaran diversos codos, dependiendo de la diferencia de pendientes entre cada tramo.

### Calculo de las pérdidas de energía

- Pérdidas por codos: se debe seleccionar el codo necesario para cada alineamiento, con la diferencia o suma de pendientes, en este caso tenemos:

Tubería de diámetro  $D = 3''$ , tenemos:

Codos de  $11 \frac{1}{4}^\circ = 41$

Codos de  $22 \frac{1}{2}^\circ = 16$

Codos de  $22 \frac{1}{2}^\circ + 11 \frac{1}{4}^\circ = 16$

Codos de  $45^\circ = 8$

Codos de  $45^\circ + 11 \frac{1}{4}^\circ = 14$

Entonces tenemos que:

$$h_m = 0.25 \frac{V^2}{2g} \Sigma \sqrt{\frac{\theta}{90}}$$

Dónde:  $\theta$  = Angulo del codo.

Por consiguiente:

$$h_m = 0.25 * (0.020) * \left( 41 \sqrt{\frac{11.25}{90}} + 16 \sqrt{\frac{22.5}{90}} + 16 \sqrt{\frac{33.75}{90}} + 8 \sqrt{\frac{45}{90}} + 14 \sqrt{\frac{56.25}{90}} \right) = 0.24 \text{ m}$$

- Perdidas por la Te: en el diseño se utilizaran válvulas de purga con un diámetro de 3", considerando que la tubería principal tiene el mismo diámetro, además se ubicaran en los puntos más bajos del trazado, donde debido a las cotas tan bajas y las caídas pronunciadas pueden presentarse acumulaciones de sedimentos, y por tanto las válvulas de purga ayudaran a facilitar las tareas de limpieza en caso de obstrucciones.

Tomando en consideración las especificaciones expuestas anteriormente, tendríamos 6 válvulas de purga de paso directo ubicadas así:

Tubería con diámetro de 3":

Válvula de purga de 3" en la cota 1265.99; KM 0 + 338.606m

Válvula de purga de 3" en la cota 1165.49; KM 0+487.53m

Válvula de purga de 3" en la cota 1281.77; KM 1+ 088.17m

Válvula de purga de 3" en la cota 1265.49; KM 1 + 187.47m

Válvula de purga de 3" en la cota 1203.21; KM 2 +173.44m

Válvula de purga de 3" en la cota 1226.15; KM 2 + 214.16m

De paso directo:  $k=0.6$

$$h_m = k \frac{V^2}{2g} = 0.6 * 6 * 0.020 = 0.072 \text{ m}$$

- Perdidas por válvulas de control: Teniendo en cuenta la topografía del terreno, las recomendaciones de ubicar al inicio y al final del trazado los tramos colgantes del trazado, las zonas donde pueden presentarse deslizamientos, y las consideraciones expresadas por los fontaneros y trabajadores de la empresa, se ubican 12 válvulas de corte de compuerta

abierta de 3", con el fin de facilitar las labores de reparación o mantenimiento de la tubería.

Tomando en consideración las especificaciones expuestas anteriormente, tendríamos 12 válvulas de corte de compuerta abierta ubicadas así:

Tubería con diámetro de 3":

Válvula de corte de 3" en la cota 1341.256; KM 0 + 0.00 m

Válvula de corte de 3" en la cota 1193.39; KM 0 + 706.30m

Válvula de corte de 3" en la cota 1255.38; KM 0 + 813.10m

Válvula de corte de 3" en la cota 1287.78; KM 0 + 892.11m

Válvula de corte de 3" en la cota 1302.24; KM 0 + 973.09m

Válvula de corte de 3" en la cota 1285.22; KM 1 + 108.98m

Válvula de corte de 3" en la cota 1275.81; KM 1 + 204.92m

Válvula de corte de 3" en la cota 1268.61; KM 1 + 759.02m

Válvula de corte de 3" en la cota 1245.58; KM 2 + 087.53m

Válvula de corte de 3" en la cota 1236.15; KM 2 + 383.75m

Válvula de corte de 3" en la cota 1228.87; KM 2 + 409.39m

Válvula de corte de 3" en la cota 1237.93; KM 2 + 515.1m

De compuerta abierta:  $k=0.2$

$$h_m = k \frac{V^2}{2g} = 0.2 * 12 * 0.020 = 0.048 m$$

- Pérdidas por entrada normal al tubo (3"):  $k = 0.5$

$$h_m = k n \frac{V^2}{2g} = 0.5 * 0.020 = 0.01m$$

- Pérdidas por salida del tubo (3"):  $k = 1.0$

$$H_m = k n \frac{V^2}{2g} = 1 * 0.020 = 0.020m$$

Pérdidas totales:

$\sum h_m =$  pérdidas por fricción + pérdidas locales

$$\sum h_m = 27.44 + 0.24 + 0.072 + 0.048 + 0.01 + 0.02 = 27.83 m$$

Con el valor de las pérdidas totales se deben verificar el diámetro teórico:

Carga hidráulica disponible:  $H = 1340.82 - 1237.932 - 27.83 = 75.06 m$

Longitud real de la tubería:  $L = 2515.1$

De la ecuación de Darcy – Weisbach tenemos que:

$$\frac{1}{\sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \left( \frac{2.51}{\left( \frac{4 * Q}{\pi * D * \mu} \right) \sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} \right) \right] \rightarrow D = 0.072 = 2.82''$$

Por tanto se sigue trabajando con el diámetro de 3''.

### Comprobación del Golpe de Ariete

Válvula abscisa 511.18:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$

Distancia real al desarenador = 706.30

Cota = 1193.39

Diámetro = 3'' (real = 86.16 mm = 0.08616 m)

Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m

Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es:

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

Dónde: C = celeridad de la onda (m/s)

D = diámetro del tubo (m)

e = espesor de la pared del tubo (m)

k = relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del material de la tubería.

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 18 * \frac{0.08616}{0.00274}}} = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde: T = fase o periodo de la tubería

L = Distancia real al desarenador

C = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 706.30}{399.43} = 3.54 \text{ seg}$$

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

$$h_a = \frac{CV}{g}$$

Dónde:  $h_a$  = sobrepresión  
C = celeridad de la onda  
V = velocidad

$$h_a = \frac{CV}{g} = \frac{399.43 * 0.63}{9.81} = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.82 - 1193.39 = 147.43$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 147.43 = 173.08 \text{ m}$$

La presión estática y total de la válvula exceden la presión de diseño de 88 m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

$$\text{Presión disponible para golpe de ariete} = 147.43 - 88.0 = 59.43 \text{ m}$$

El tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 59.43, se calcula como:

$$t = \frac{2LV}{gh_a} = \frac{2 * 706.3 * 0.63}{9.81 * 59.43} = 1.53 \text{ seg.}$$

Es decir que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a dos segundos.

Válvula abscisa 574.37:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$

Distancia real al desarenador = 813.10

Cota = 1255.38

Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)

Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m  
Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde: T = fase o periodo de la tubería  
L = Distancia real al desarenador  
C = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 813.10}{399.43} = 4.1 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

Presión estática sobre la válvula = 1340.84 - 1255.38 = 85.46

Presión total sobre la válvula = 25.65 + 85.46 = 111.11 m

La presión estática y total de la válvula exceden la presión de diseño de 88 m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

Presión disponible para golpe de ariete = 88 - 85.46 = 2.54 m

El tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 23.11 m, se calcula como:

$$t = \frac{2LV}{gh_a} = \frac{2 \times 813.10 \times 0.63}{9.81 \times 2.54} = 41.1 \text{ seg.}$$

Es decir que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a cuarenta y dos segundos.

Válvula abscisa 627.1:

Relación de módulos de elasticidad: k = 18

Distancia real al desarenador = 892.11  
Cota = 1287.78  
Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)  
Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m  
Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde: T = fase o periodo de la tubería  
L = Distancia real al desarenador  
C = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 892.11}{399.43} = 4.5 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.84 - 1287.78 = 53.06$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 53.06 = 78.71 \text{ m}$$

La presión total no excede la presión de diseño, por lo cual no hay problema al presentarse la sobrepresión máxima por golpe de ariete.

Válvula abscisa 705.51:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$   
Distancia real al desarenador = 973.09  
Cota = 1302.24  
Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)  
Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m  
Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde: T = fase o periodo de la tubería  
L = Distancia real al desarenador  
C = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 973.09}{399.43} = 4.87 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.82 - 1302.24 = 38.58$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 38.58 = 64.23 \text{ m}$$

La presión total no excede la presión de diseño, por lo cual no hay problema al presentarse la sobrepresión máxima por golpe de ariete.

Válvula abscisa 831.52:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$

Distancia real al desarenador = 1108.98

Cota = 1285.22

Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)

Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m

Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde: T = fase o periodo de la tubería  
L = Distancia real al desarenador  
C = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 1108.98}{399.43} = 5.55 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.82 - 1285.22 = 55.60$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 55.60 = 81.25 \text{ m}$$

La presión total no excede la presión de diseño, por lo cual no hay problema al presentarse la sobrepresión máxima por golpe de ariete.

Válvula abscisa 893.27:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$

Distancia real al desarenador = 1204.92

Cota = 1275.81

Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)

Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m

Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde: T = fase o periodo de la tubería

L = Distancia real al desarenador

C = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 1204.92}{399.43} = 6.0 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.82 - 1275.81 = 65.01$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 65.01 = 90.66 \text{ m}$$

La presión total de la válvula excede la presión de diseño de 88 m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

Presión disponible para golpe de ariete =  $88.0 - 65.01 = 22.99$  m

El tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 22.99 m, se calcula como:

$$t = \frac{2LV}{gh_a} = \frac{2 \times 1204.92 \times 0.63}{9.81 \times 22.99} = 6.73 \text{ seg.}$$

Es decir que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a siete segundos.

Válvula abscisa 1422.03:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$   
 Distancia real al desarenador = 1759.02  
 Cota = 1268.61  
 Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)  
 Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m  
 Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde: T = fase o periodo de la tubería  
 L = Distancia real al desarenador  
 C = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 1759.02}{399.43} = 8.8 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.82 - 1268.61 = 72.21$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 72.21 = 97.86 \text{ m}$$

La presión total de la válvula excede la presión de diseño de 88 m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

$$\text{Presión disponible para golpe de ariete} = 88.0 - 72.21 = 15.79 \text{ m}$$

El tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 15.79 m, se calcula como:

$$t = \frac{2LV}{gh_a} = \frac{2 \times 1759.02 \times 0.63}{9.81 \times 15.79} = 14.3 \text{ seg.}$$

Es decir que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a quince segundos.

Válvula abscisa 1736.79:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$

Distancia real al desarenador = 2087.53

Cota = 1245.58

Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)

Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m

Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde:  $T$  = fase o periodo de la tubería

$L$  = Distancia real al desarenador

$C$  = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 2087.53}{399.43} = 10.45 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.82 - 1245.58 = 95.24$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 95.24 = 120.89 \text{ m}$$

La presión total de la válvula excede la presión de diseño de 88 m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

$$\text{Presión disponible para golpe de ariete} = 95.24 - 88.0 = 7.24 \text{ m}$$

El tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 7.24 m, se calcula como:

$$t = \frac{2LV}{gh_a} = \frac{2 \times 2087.53 \times 0.63}{9.81 \times 7.24} = 37 \text{ seg.}$$

Es decir que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a treinta y siete segundos.

Válvula abscisa 2007.1:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$

Distancia real al desarenador = 2383.75

Cota = 1236.15

Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)

Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m

Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde:  $T$  = fase o periodo de la tubería  
 $L$  = Distancia real al desarenador  
 $C$  = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 2383.75}{399.43} = 11.93 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.82 - 1236.15 = 104.67$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 104.67 = 130.32 \text{ m}$$

La presión total de la válvula exceden la presión de diseño de 88 m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

$$\text{Presión disponible para golpe de ariete} = 104.67 - 88.0 = 16.67 \text{ m}$$

El tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 16.67 m, se calcula como:

$$t = \frac{2LV}{gh_a} = \frac{2 * 2383.75 * 0.63}{9.81 * 16.67} = 18.36 \text{ seg.}$$

Es decir que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a diez y nueve segundos.

Válvula abscisa 2031.61:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$

Distancia real al desarenador = 2409.39

Cota = 1228.87

Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)

Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m

Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde: T = fase o periodo de la tubería

L = Distancia real al desarenador  
C = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 2409.39}{399.43} = 12 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.82 - 1228.87 = 111.95$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 111.95 = 137.6 \text{ m}$$

La presión total de la válvula excede la presión de diseño de 88 m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

$$\text{Presión disponible para golpe de ariete} = 111.95 - 88.0 = 23.95 \text{ m}$$

El tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 23.95 m, se calcula como:

$$t = \frac{2LV}{gh_a} = \frac{2 \times 2409.39 \times 0.63}{9.81 \times 23.95} = 12.9 \text{ seg.}$$

Es decir que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a trece segundos

Válvula abscisa 2515.1:

Relación de módulos de elasticidad:  $k = 18$

Distancia real al desarenador = 2515.1

Cota = 1237.93

Diámetro = 3" (real = 86.16 mm = 0.08616 m)

Espesor de la pared = 2.74 mm = 0.00274 m

Velocidad = 0.63 m/s

La celeridad de la onda es igual a la anterior:

$$C = 399.43 \text{ m/s}$$

La fase de la tubería es:

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

Dónde: T = fase o periodo de la tubería  
L = Distancia real al desarenador  
C = celeridad de la onda

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 2515.1}{399.43} = 12.59 \text{ seg}$$

La sobrepresión máxima es igual a la anterior:

$$h_a = 25.65 \text{ m}$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño:

$$\text{Presión estática sobre la válvula} = 1340.82 - 1237.93 = 102.89$$

$$\text{Presión total sobre la válvula} = 25.65 + 102.89 = 128.54 \text{ m}$$

presión total de la válvula exceden la presión de diseño de 88 m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

$$\text{Presión disponible para golpe de ariete} = 102.89 - 88.0 = 14.89 \text{ m}$$

El tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 14.89 m, se calcula como:

$$t = \frac{2LV}{gh_a} = \frac{2 \times 2515.1 \times 0.63}{9.81 \times 14.89} = 21.6 \text{ seg.}$$

Es decir que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a veintidós segundos

Considerando los puntos en los que pueden presentarse sobrepresiones, casos en los cuales la presión del agua dentro de la tubería sobrepasa la presión de trabajo de la tubería, se recomienda realizar varios cambios de tubería especificados así:

- Tramo entre el KM 0 + 700 y el KM 0 + 820, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de  $14.06 \text{ Kg/cm}^2 = 140.6 \text{ mca}$ , equivalentes a 120 metros de tubería.
- Tramo entre el KM 1 + 200 y el KM 1 + 220, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de  $14.06 \text{ Kg/cm}^2 = 140.6 \text{ mca}$ , equivalentes a 20 metros de tubería.

- Tramo entre el KM 1 + 750 y el KM 1 + 770, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de  $14.06 \text{ Kg/cm}^2 = 140.6 \text{ mca}$ , equivalentes a 20 metros de tubería
- Tramo entre el KM 2 + 080 y el KM 2 + 100, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de  $14.06 \text{ Kg/cm}^2 = 140.6 \text{ mca}$ , equivalentes a 20 metros de tubería.
- Tramo entre el KM 2 + 370 y el KM 2 + 415, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de  $14.06 \text{ Kg/cm}^2 = 140.6 \text{ mca}$ , equivalentes a 45 metros de tubería.
- Tramo entre el KM 2 + 500 y el KM 2 + 515.1, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de  $14.06 \text{ Kg/cm}^2 = 140.6 \text{ mca}$ , equivalentes a 15.1 metros de tubería.

Para un total de 242 metros de tubería, que garantizaran un buen transporte del agua hasta la planta de tratamiento y disminuirá los constantes trabajos que se presentan en estos tramos, debido a daños en la tubería.

El plano número 4, denota el diseño de la línea de conducción desde el desarenador hasta la planta de tratamiento.

**4.3.2.5** Diseño del Tanque de almacenamiento: Tomando en cuenta que el consumo de agua en una población no es constante, o que varía considerablemente durante el transcurso del día, y dado que la fuente de abastecimiento o quebrada si mantiene un flujo constante durante las veinte cuatro horas del día, se hace necesario la construcción de un tanque de almacenamiento o regulador que amortigüe las demandas horarias.

El objetivo principal de dicho tanque es almacenar agua durante el tiempo en que el suministro es mayor que la demanda, de tal manera que en los periodos en que la situación sea contraria, es decir, el consumo de la población sobrepasa el suministro de agua, se complete el faltante con el agua almacenada inicialmente. En general un tanque regulador se diseña para cumplir con las siguientes funciones:

- Compensar las variaciones de agua en el consumo durante el día.
- Mantener una reserva constante de agua para atender cualquier tipo de emergencia.
- Dar una presión adecuada a la red de distribución en la población.

En este caso en especial el sistema de acueducto cuenta con un tanque regulador semienterrado construido sobre el terreno, a cuatro metros de la salida de la planta de tratamiento, la capacidad de este tanque es de  $110 \text{ m}^3$ .

#### **Condiciones de diseño:**

- Periodo de diseño: 25 años
- Población de diseño: 1740 habitantes.
- Caudal máximo diario:  $3.73 \text{ L/s} = 0.00373 \text{ m}^3/\text{s} = 322.27 \text{ m}^3/\text{día}$ .

- Cota de descarga de la tubería en el tanque: 1237.932.
- Cota de la lámina de agua en el tanque (nivel de agua máximo):1237.432.
- Suministro por gravedad a un tanque superficial.

**Determinación del volumen del tanque:** Considerando los datos de consumo de la población y su distribución horaria tomados en el Macromedidor (Anexo 2), se obtiene el siguiente cuadro de datos:

Cuadro 15. Suministro por Gravedad

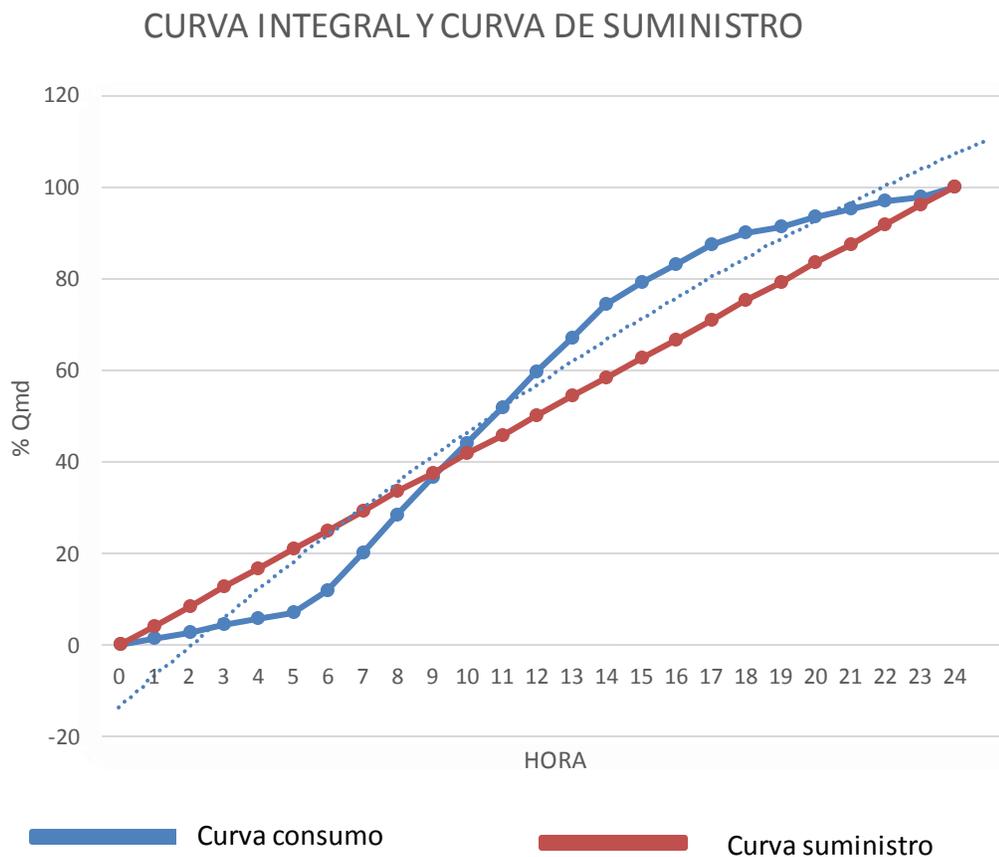
Hora (1)	Consumo (m <sup>3</sup> /h) (2)	$\Sigma$ %C (3)	%S (4)	$\Sigma$ %S (5)	$\Delta$ (S-C) (6)	$\Sigma \Delta$ (S-C) (7)	V (%) (8)
0-1	3	1,422	4,167	4,167	2,745	2,745	19,285
1-2	3	2,844	4,167	8,333	2,745	5,490	22,030
2-3	3	4,265	4,167	12,500	2,745	8,235	24,775
3-4	3	5,687	4,167	16,667	2,745	10,979	27,520
4-5	3	7,109	4,167	20,833	2,745	13,724	30,265
5-6	10	11,848	4,167	25,000	-0,573	13,152	29,692
6-7	17	19,905	4,167	29,167	-3,890	9,261	25,802
7-8	18	28,436	4,167	33,333	-4,364	4,897	21,438
8-9	17	36,493	4,167	37,500	-3,890	1,007	17,548
9-10	16	44,076	4,167	41,667	-3,416	-2,409	14,131
10-11	16	51,552	4,167	45,833	-3,310	-5,719	10,821
11-12	17	59,609	4,167	50,000	-3,890	-9,609	6,931
12-13	15	66,718	4,167	54,167	-2,942	-12,552	3,989
13-14	16	74,301	4,167	58,333	-3,416	-15,968	0,573
14-15	10	79,041	4,167	62,500	-0,573	-16,541	0,000
15-16	8	82,832	4,167	66,667	0,375	-16,165	0,375
16-17	9	87,097	4,167	70,833	-0,099	-16,264	0,276
17-18	6	89,941	4,167	75,000	1,323	-14,941	1,600
18-19	3	91,363	4,167	79,167	2,745	-12,196	4,344
19-20	4	93,259	4,167	83,333	2,271	-9,925	6,615
20-21	4	95,154	4,167	87,500	2,271	-7,654	8,886
21-22	4	97,050	4,167	91,667	2,271	-5,383	11,157
22-23	1	97,524	4,167	95,833	3,693	-1,691	14,850
23-24	5	99,894	4,167	100,000	1,797	0,106	16,647

Fuente: Autores del proyecto

- Columna 1: Intervalos de tiempo
- Columna 2: Consumo horario
- Columna 3: Sumatoria de consumo horario (columna 2). Curva integral del consumo
- Columna 4: Suministro horario continuo = 100%/24horas.
- Columna 5: Sumatoria del suministro horario continuo (columna 4). Curva integral del suministro
- Columna 6: Suministro horario continuo (columna 4) - Consumo horario (columna 2). Déficit horario, + acumula, - descarga.
- Columna 7: Sumatoria Déficit horario (columna 6). Déficit acumulado. Se observan puntos de máximo déficit (16.541%) y máximo sobrante (13.724%). El volumen del tanque es la suma de los dos valores anteriores (30.265%).
- Columna 8: Volumen horario de agua en el tanque.  $V_{n-1}$  - columna 6. Suponiendo el volumen igual a cero en el punto de máximo déficit (hora: 14-15), se obtiene el volumen máximo en el punto de máximo sobrante (hora: 4-5).

La solución grafica de la curva integral del consumo y la curva integral del suministro se presenta en la siguiente figura:

Figura 2. Calculo Grafico del volumen del tanque superficial



Fuente: Autores del Proyecto

- El volumen de regulación para la demanda se establecerá como 1.2 veces el consumo diario por el porcentaje máximo de consumo diario, establecido en el cuadro 15, como 30.265%,

$$V_{reg} = 1.2 \times 322.27 m^3 \times 0.30265 = 117.04 m^3$$

- El volumen total para incendio, se calculara con la siguiente expresión:

$$Q_i = \frac{3.86}{60} \sqrt{\frac{P}{1000}} \left( 1 - 0.01 \sqrt{\frac{P}{1000}} \right) = \frac{3.86}{60} \sqrt{\frac{1740}{1000}} \left( 1 - 0.01 \sqrt{\frac{1740}{1000}} \right) = 0.084 \frac{m^3}{s}$$

Dónde:  $Q_i$  = Caudal de incendio requerido  
 P = Número de habitantes

El volumen total para incendio se calculara, considerando el tiempo mínimo de atención de un incendio, equivalente a dos horas o 7200 segundos, multiplicado por el caudal total par incendio  $Q_i$ ,

$$V_i = 0.084 \frac{m^3}{s} * 7200 = 604.8 m^3$$

- El Volumen adicional para emergencias, se recomienda que sea asumido como un 25% a 30% de la suma del volumen para la regulación de la demanda y el volumen adicional para incendios, al no considerar necesario el volumen adicional para incendios, considerando que la población es muy pequeña y no se conocen antecedentes a la fecha que justifiquen la determinación de un volumen adicional para incendios, se considerara el volumen adicional para emergencia como un 25% del volumen de regulación de la demanda,

$$V = 0.25 * 117.04 = 29.26 m^3$$

- El Volumen total del Tanque de Almacenamiento será el mayor valor entre la capacidad o volumen para la regulación de la demanda y el volumen total para incendios, por lo anterior el volumen total del tanque será igual a:

$$V_{total} = V_i = 604.8 m^3$$

Sin embargo, y considerando que el sistema cuenta con un tanque superficial con capacidad de 110 m<sup>3</sup>, se utilizara el volumen restante para dimensionar un nuevo tanque de almacenamiento, por lo tanto el volumen que requiere almacenarse será igual a 494.8 m<sup>3</sup>.

### Pre dimensionamiento del tanque superficial:

Luego de haber obtenido el volumen total del tanque se realiza un pre dimensionamiento, se emplea la siguiente relación empírica:

$$H = \frac{V}{3} + k$$

Dónde: H = profundidad (m)  
V = volumen (cientos de m<sup>3</sup>)  
k = constante en función de la capacidad (cuadro 16.)

Cuadro 16. Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento

V ( cientos de m <sup>3</sup> )	K
< 3	2.0
4- 6	1.8
7- 9	1.5
10- 13	1.3
14 – 16	1.0
>17	0.7

Fuente: López Cualla, Ricardo Alfredo, elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. 2ª ed. Julio de 2003, p.276.

$$\text{Volumen del Tanque} = 494.8 \text{ m}^3 = 4.948 \times 10^2 \text{ m}^3$$

De acuerdo con el cuadro 16, la constante de la capacidad de almacenamiento del tanque es:

$$k = 1.8$$

$$H = \frac{V}{3} + k = \frac{4.948}{3} + 1.8 = 3.45 \text{ m}$$

Teniendo el valor de la profundidad, se establece un tanque cuadrado:

$$B = L = \sqrt{\frac{V}{H}} = \sqrt{\frac{494.8 \text{ m}^3}{3.45 \text{ m}}} = 12 \text{ m}$$

El tanque tendrá 12 metros de ancho y 12 metros de largo por 3.50 metros de profundidad, para un volumen total de 504 m<sup>3</sup>, que garantiza la reserva del caudal entrante.

## Cotas y niveles del agua en el tanque

En funcionamiento normal el tanque presenta una fluctuación que va desde el nivel máximo, cuando se encuentra lleno, hasta el nivel mínimo, por lo tanto el nivel mínimo se obtiene al restar de la cota máxima la altura correspondiente al volumen de regulación:

$$H_{reg} = \frac{V}{B \times L} = \frac{117.04}{12 * 12} = 0.81 \text{ m}$$

Cota del nivel de agua máximo en el tanque = 1237.432 m.s.n.m  
Cota del nivel de agua mínimo en el tanque = 1237.432 – 0.81 = 1236.622 m.s.n.m  
Cota del fondo del tanque = 1237.432 – 3.50 = 1233.932 m.s.n.m  
Cota de la corona de los muros = 1237.432 + 0.80 = 1238.232 m.s.n.m

**Tubería de desagüe:** se utilizara una tubería de desagüe de 4” pulgadas.

El plano 5, especifica el diseño del nuevo Tanque de Almacenamiento.

**4.3.2.6. Diseño de la red de distribución:** La red de distribución se define como el conjunto de tuberías cuya función es suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad en condiciones de cantidad y calidad aceptables.

La unión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se hace mediante una conducción llamada línea matriz, la cual transporta el agua al punto de entrada en la red, la red de distribución del sistema de acueducto ACOSMI está conformada por los siguientes tipos de tuberías, según su función y diámetro:

- Línea Matriz: esta conducción tiene una longitud de 183.18 metros en tubería de 4”, se encuentra enterrada a lo largo del camino de acceso hacia la plata de tratamiento.
- Red terciaria: esta red toma las veces de red principal en nuestro diseño, se utilizara tubería en PVC y su diámetro será de 3” pulgadas y se encarga de abastecer las conexiones domiciliarias que se desprenden de ella.
- Red Domiciliaria: El sistema cuenta con conexiones domiciliarias en tubería de PVC de 2” pulgadas, que sale desde las tuberías secundarias, hasta el medidor, para luego entrar a la vivienda. El acueducto cuenta con un sistema de micro medición que proporciona un control del consumo del agua para cada vivienda, y facilita la regulación y recaudación de los costos del servicio.

Para el rediseño de la red de distribución fue necesario un levantamiento topográfico de todo el barrio San Miguel, con el fin de localizar el perímetro urbano, delimitar las manzanas y ubicar la línea de acueducto, además de la ubicación de la red de alcantarillado. Dicho levantamiento permitió trazar toda la línea de acueducto del sector que recibe el servicio ofrecido por la empresa ACOSMI, se logra establecer una red mixta tipo malla, la cual se diseñara mediante una modelación en EPANET y de acuerdo a las siguientes especificaciones:

- El periodo de diseño de la red se establece para una red terciaria, donde los diámetros son iguales o menores a 4", y será de 25 años.
- El caudal de diseño será el de mayor valor entre el caudal máximo horario QMH y el caudal medio diario Qmd mas el caudal de incendio o de hidrantes.
- Las presiones extremas y de servicio deben estar en el rango de 10 a 60 m.c.a.
- Las velocidades de diseño establecidas deben estar comprendidas entre 0.9 y 1.5 m/s.
- La profundidad de la tubería será mínimo de 1.0 metros medidos desde la rasante hasta la cota externa de la tubería y la máxima como 1.5 metros.
- La pendiente de la tubería deber ser mínimo de 0.04% cuando el aire se desplaza en la misma dirección del agua y de 0.1% cuando el aire se desplaza en sentido contrario a la dirección del agua.
- Tomando en cuenta que la población de diseño es muy pequeña, no sería necesario la ubicación de hidrantes, sin embargo y considerando que en caso de incendio no habría una fuente de acción rápida, se ubicara un hidrante de 3" con capacidad de 5 l/s.
- El diámetro mínimo establecido para la población de diseño es de 2 ½" en la red Matriz y de 1 ½" en las redes menores, según el siguiente cuadro:

Cuadro 17. Diámetros mínimos en la Red de Distribución (RAS 2000)

Población (habitantes)	Diámetros mínimos	
	Red Matriz	Redes menores
< 2500	2 ½" (64 mm)	1 ½" (38 mm)
2500 – 12500	4" (100 mm)	2" (50 mm)
12500 – 60000	6" (150 mm)	4"(100 mm) Zona Comercial o Industrial
		2 ½" (64 mm) Zona Residencial
>60000	12" (300 mm)	6" (150 mm) Zona Comercial o Industrial
		3" (75 mm) Zona Residencial

Fuente: COLOMBIA. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, Planeamiento y diseño hidráulico de redes de distribución de agua potable. Bogotá D.C, 2000 Cáp B.7. p B.142

- En general la línea de acueducto debe estar siempre por encima de otro ductos, se deben mantener por lo menos las siguientes distancias horizontales y verticales entre la tubería de agua potable y las demás de otros servicios: con la tubería de alcantarillado se recomienda una distancia mínima horizontal de 1 metro y vertical de 0.3 metros, con el fin de evitar cualquier tipo de contaminación del agua, las mismas distancias con la tubería del gas, dicha distancia vertical se medirá entre la cota batea de la tubería de acueducto y la cota clave del alcantarillado.
- Se recomienda que las tuberías de acueducto se coloquen hacia los costados de las vías.
- El trazado de la red de distribución debe contemplar el uso de accesorios, con el fin de garantizar el normal funcionamiento del sistema y facilitar los procesos de daños o cortes temporales.

### Condiciones de Diseño

- Periodo de Diseño: 25 años.
- Población de Diseño: 1740 habitantes.
- Caudal Máximo Horario QMH: 5.96 L/s.
- Caudal medio diario Qmd.: 2.87 L/s.
- Condición de simulación de incendio: un hidrante de 5L/s
- Presión de servicio mínima: 10 m.c.a.
- Cota de agua máximo en el tanque de almacenamiento = 1237.432 m.s.n.m
- Cota de agua mínimo en el tanque de almacenamiento = 1236.752 m.s.n.m
- Profundidad de la tubería al lomo: 1.0 metros.

### Distancias con otras redes:

El sistema cumple con las especificaciones estipuladas en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, ya que la distancia entre la red de acueducto y la red de alcantarillado es de 1.20 metros horizontalmente y 0.5 metros verticalmente, al igual que con las redes de gas que se encuentran a una profundidad de 0.4 metros lo que garantiza una distancia vertical de 0.6 metros, y una distancia horizontal de 0.3 metros entre ambas.

### Caudal de diseño

Alternativa 1: Caudal Máximo Horario = 5.96 L/s

Alternativa 2: Caudal medio diario = 2.87 L/s  
 Caudal de incendio = 5 L/s  
 Total = 7.87 L/s

El caudal de diseño se tomaría como el máximo de las dos alternativas, sin embargo y para simular la condición de incendio en el día de mayor consumo, se tomara la condición más desfavorable, que equivale al Caudal Máximo Horario más la demanda por incendio:

Caudal de Diseño = 10.96 L/s.

**Diseño de la línea Matriz:** La línea matriz, se considera como una conducción, por lo tanto se diseña de manera separada, para este caso se tendrán en cuenta las siguientes condiciones de diseño:

- Caudal de diseño = 10.96 L/s
- Material de la tubería: PVC, RDE 32.5, Tipo 1, Grado 1.
- Presión de trabajo:  $8.97 \text{ Kg/cm}^2 = 89.7 \text{ m}$
- Cota de agua mínimo en el tanque de almacenamiento = 1236.622 m.s.n.m
- Cota de proyecto en el nodo de entrada 1 =  $1208.98 - 1.0 = 1207.98$
- Longitud real de la conducción,  $L = 183.18 \text{ m}$

Calculo hidráulico de la línea matriz:

Cota piezometrica a la entrada de la red, nudo 1 = cota proyecto + presión de diseño  
 $= 1207.98 + 20 = 1227.98$

$$\frac{1}{\sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \left( \frac{2.51}{\left( \frac{4 * Q}{\pi * D * \mu} \right) \sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} \right) \right]$$

Con esta ecuacion y con ayuda de calculos por computadora se obtiene el valor del diametro de la tubería, conociendo los demas datos:

Donde:

$h_f$  = carga hidráulica disponible  
 $h_f = 1236.622 - 1227.98 = 8.64 \text{ m}$

$L$  = longitud real de la tubería  
 $L = 183.18 \text{ metros.}$

$Q$  = caudal  
 $Q = 0.01096 \text{ m}^3/\text{s}$

$K_s$  = rugosidad absoluta para el PVC  
 $K_s = 0.0015$

$\mu$  = viscosidad del agua  
 $\mu = 1.003 \times 10^{-6}$

Entonces  $D = 0.0986 = 3.88''$

Se trabajara con el diámetro comercial inmediatamente superior y se determinara la cota piezometrica final a la entrada de la red, en el tramo no hay necesidad de accesorios, salvo una válvula de corte al inicio del trazada (nudo 1).

Se adopta un diámetro comercial de 4" (114 mm):

- Diámetro externo = 114.30 mm
- Espesor de la pared = 3.51 mm
- Diámetro interno = 110.79 mm

Entonces la velocidad sería igual a:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.01096}{\frac{\pi}{4} * 0.11079^2} = 1.14 \frac{m}{s} \rightarrow \frac{V^2}{2g} = 0.066m$$

El número de Reynolds sería de:

$$R_e = \frac{VD}{\mu} = \frac{1.14 * 0.11079}{0.000001003} = 125922.83$$

El factor de fricción será igual a:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right] \rightarrow f = 0.0425$$

Y las pérdidas por fricción serán igual a:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = 0.0425 \frac{183.18}{0.11079} * 0.066 = 4.64 m$$

#### **Perdidas por accesorios:**

- Válvula de control: k=0.2  
1 válvula en 6"

$$h_m = k \frac{V^2}{2g} = 0.2(0.066) = 0.013$$

Pérdidas totales:

$\sum h_m =$  perdidas por fricción + perdidas locales

$$\sum h_m = 4.64 + 0.013 = 4.653 m$$

Con el valor de las pérdidas totales se deben verificar el diámetro teórico:

Carga hidráulica disponible  $h_f = 1236.622 - 1227.98 - 4.653 = 3.989 \text{ m}$

Longitud real de la tubería:  $L = 183.18$

De la ecuación de Darcy – Weisbach tenemos que:

$$\frac{1}{\sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \left( \frac{2.51}{\left( \frac{4 * Q}{\pi * D * \mu} \right) \sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} \right) \right] \rightarrow D = 0.1139 = 4.48''$$

Por lo tanto se cambia el diámetro por el inmediatamente superior, se recalculan los datos con un diámetro de 6'',

Se adopta un diámetro comercial de 6'' (168 mm):

- Diámetro externo = 168.28 mm
- Espesor de la pared = 5.18 mm
- Diámetro interno = 163.1 mm

Entonces la velocidad sería igual a:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.01096}{\frac{\pi}{4} * 0.1631^2} = 0.52 \frac{m}{s} \rightarrow \frac{V^2}{2g} = 0.014m$$

El número de Reynolds sería de:

$$R_e = \frac{VD}{\mu} = \frac{0.52 * 0.1631}{0.000001003} = 84558.32$$

El factor de fricción será igual a:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right] \rightarrow f = 0.0376$$

Y las pérdidas por fricción serán igual a:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} = 0.0376 \frac{183.18}{0.1631} * 0.014 = 0.6 \text{ m}$$

### Perdidas por accesorios:

- Válvula de control:  $k=0.2$ , para 1 válvula en 6"

$$h_m = k \frac{V^2}{2g} = 0.2(0.014) = 0.0028$$

Pérdidas totales:

$\sum h_m =$  perdidas por fricción + perdidas locales

$$\sum h_m = 0.60 + 0.0028 = 0.6028 \text{ m}$$

Con el valor de las pérdidas totales se deben verificar el diámetro teórico:

Carga hidráulica disponible  $h_f = 1236.622 - 1227.98 - 0.6028 = 8.0392 \text{ m}$

Longitud real de la tubería:  $L = 183.18$

De la ecuación de Darcy – Weisbach tenemos que:

$$\frac{1}{\sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} = -2 \log_{10} \left[ \frac{K_s}{3.7D} + \left( \frac{2.51}{\left( \frac{4 * Q}{\pi * D * \mu} \right) \sqrt{\frac{h_f * g * \pi^2 * D^5}{8 * L * Q^2}}} \right) \right] \rightarrow D = 0.0999 = 4''$$

Por lo tanto se trabajara con el diámetro de 4" y este será el diámetro de la tubería utilizada para la línea Matriz.

Cota piezometrica en el nudo 1 = cota piezometrica tanque – H  
= 1236.622 – 8.0392 = 1228.5828 m

Presión resultante en el nudo 1 = cota piezometrica – cota proyecto  
= 1228.5828 - 1207.98 = 20.6 mca

### Clasificación de la red

La red se clasifica en dos tipos, la red principal con un diámetro de 4" pulgadas equivalente a 101.6 mm, determinada como los tramos perimetrales de la malla, y red secundaria con un diámetro de 3" igual a 72.4 mm, correspondiente a los ramales que se desprenden de la red principal.

## Distribución de caudales en la red

Los caudales en la red se distribuirán considerando el número total de viviendas abastecidas y el número de vivienda aferentes a cada tramo de tubería. El factor de multiplicación se calculara con la relación ente el caudal de diseño y el número total de viviendas abastecidas por el acueducto:

$$Q_{vivienda} = \frac{Q_{diseño}}{\text{Numero total de viviendas}}$$

$$Q_{vivienda} = \frac{10.96 \text{ lts/s}}{410 \text{ viv.}} = \frac{0.027 \text{ lts}}{\text{s.viv.}}$$

Con la cantidad de caudal por vivienda se hace la distribución del caudal por tramo, obteniendo el siguiente cuadro de valores:

Cuadro 18. Distribución de caudales

DISTRIBUCION DE CAUDALES			DISTRIBUCION DE CAUDALES		
TRAMO	VIVIENDAS	CAUDAL	TRAMO	VIVIENDAS	CAUDAL
1-2	19	0,51	41-42	3	0,08
2-3	5	0,13	30-31	4	0,11
3-4	5	0,13	31-32	6	0,16
4-5	1	0,027	32-33	4	0,11
4-6	6	0,16	33-42	0	0
5-7	23	0,62	2-21	10	0,27
7-44	11	0,3	21-22	5	0,13
7-8	7	0,19	22-23	2	0,054
8-38	11	0,3	23-24	16	0,43
8-9	25	0,67	24-25	0	0
9-10	5	0,13	25-26	4	0,11
10-11	2	0,054	26-15	3	0,08
10-40	6	0,16	2-27	4	0,11
11-12	5	0,13	27-28	16	0,43
12-13	4	0,11	27-34	9	0,24
13-39	6	0,16	28-29	8	0,22
39-25	11	0,3	29-16	21	0,57
13-14	4	0,11	43-34	10	0,27

Fuente: Autores del Proyecto

Cuadro 18. (Continuación)

14-15	16	0,43	34-35	12	0,32
15-16	3	0,08	35-36	7	0,19
16-17	0	0	36-37	23	0,62
17-30	0	0	36-19	22	0,59
17-18	3	0,08	30-38	25	0,67
18-19	1	0,027	29-35	1	0,027
19-20	4	0,11	23-28	2	0,054
20-41	10	0,27			
TOTAL				410	10,96

### Ubicación de Válvulas de corte e hidrantes:

Durante el trazado de la red, se hace necesario ubicar varias válvulas de corte para contar con la opción de aislar una parte del sector en caso de que se presenten daños o rupturas en algún tramo de tubería, y garantizar que el resto de la población siga contando con el servicio de acueducto. Las válvulas serán del mismo diámetro de la tubería se ubicaran así:

Diámetro de 4": nudo 1  
 Tramo 2-3  
 Tramo 36-36.1  
 Diámetro de 3": Tramo 24-25  
 Tramo 23-23.1

La población debe estar provista además de una fuente de acción rápida en caso de presentarse incendios, por lo que se ubicara un hidrante con capacidad de 5lts/s, en el tramo 13-13.1.

El plano 6, muestra el levantamiento topográfico del barrio San Miguel y la malla de acueducto.

**Datos de entrada:** El programa de modelación EPANET, demanda datos de entrada, tales como:

- Esquema de la malla, ubicando los nudos y trazando la tubería, además de la ubicación del tanque de almacenamiento o depósito.
- Cada nodo debe cargarse con datos de entrada, tales como la cota de ubicación, la demanda base que utiliza y la denominación dentro de la red.
- Al depósito se le introducen datos de entrada que relacionen sus dimensiones, volumen mínimo de almacenamiento, niveles de agua inicial, mínimo y máximo en el depósito, y cota de ubicación.
- Los tramos de tuberías son cargados con datos de diámetro, nombre dentro de la red, longitud y rugosidad absoluta del material.

Los datos ingresados se resumen en los siguientes cuadros:

Cuadro 19. Datos de entrada de los nudos

<b>NODOS RED DE DISTRIBUCION</b>		
<b>PUNTO</b>	<b>COTA RASANTE</b>	<b>COTA PROYECTO</b>
1	1208,98	1207,98
2	1201,67	1200,67
3	1199,825	1198,825
4	1198,715	1197,715
5	1198,3	1197,3
6	1200,41	1199,41
7	1201,3	1200,3
8	1197,465	1196,465
9	1192,195	1191,195
10	1188,65	1187,65
11	1187,655	1186,655
12	1185,095	1184,095
13	1181,99	1180,99
14	1176,905	1175,905
15	1175,25	1174,25
16	1175,36	1174,36
17	1175,365	1174,365
18	1175,35	1174,35
19	1175,34	1174,34
20	1175,22	1174,22
21	1194,725	1193,725
22	1194,43	1193,43
23	1188,705	1187,705
24	1181,465	1180,465
25	1179,02	1178,02
26	1175,635	1174,635
27	1194,28	1193,28
28	1188,875	1187,875
29	1188,04	1187,04
30	1175,6	1174,6
31	1174,93	1173,93

Fuente: Autores del proyecto

Cuadro 19. (Continuación)

32	1174,745	1173,745
33	1174,98	1173,98
34	1201,81	1200,81
35	1187,975	1186,975
36	1183,19	1182,19
37	1197,34	1196,34
38	1176,52	1175,52
39	1179,58	1178,58
40	1185,94	1184,94
41	1175,25	1174,25
42	1175,1	1174,1
43	1204,41	1203,41
44	1201,2	1200,2

Cuadro 20. Datos de entrada de los tramos

<b>TRAMOS RED DE DISRIBUCION</b>			
<b>N°</b>	<b>TRAMO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>DEMANDA BASE</b>
1	1-2	51,07	0,51
2	2-3	25,79	0,13
3	3-4	48,01	0,13
4	4-5	3,02	0,027
5	4-6	49,19	0,16
6	5-7	110,04	0,62
7	7-44	12,06	0,3
8	7-8	44,32	0,19
9	8-38	101,02	0,3
10	8-9	103,0643	0,67
11	9-10	20,16	0,13
12	10-11	3,9	0,054
13	10-40	31,1	0,16
14	11-12	17,34	0,13
15	12-13	17,38	0,11
16	13-39	36,64	0,16
17	39-25	35,84	0,3
18	13-14	50,37	0,11

Fuente: Autores del proyecto

Cuadro 20. (Continuación)

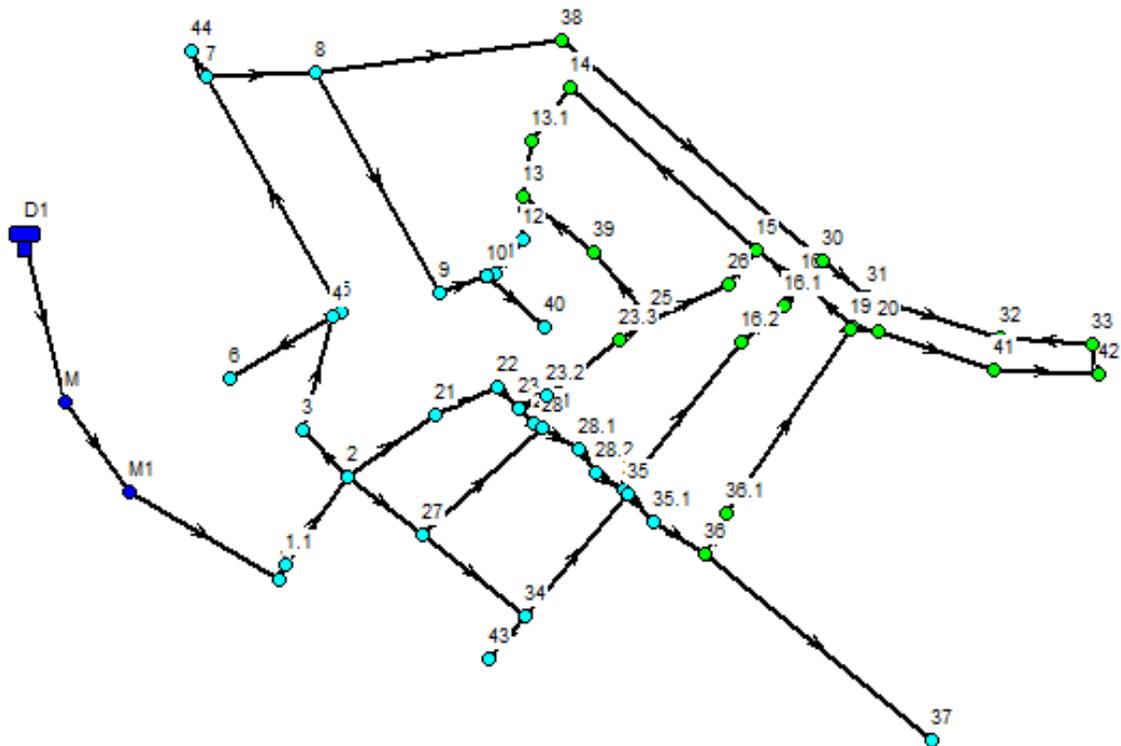
19	14-15	100,5	0,43
20	15-16	22,74	0,08
21	16-17	1,21	0
22	17-30	11,63	0
23	17-18	26,79	0,08
24	18-19	1,25	0,027
25	19-20	11,63	0,11
26	20-41	49,29	0,27
27	41-42	42,43	0,08
28	30-31	24,2	0,11
29	31-32	55,94	0,16
30	32-33	37,39	0,11
31	33-42	12,54	0
32	2-21	43,22	0,27
33	21-22	28,57	0,13
34	22-23	12,18	0,054
35	23-24	64,44	0,43
36	24-25	0,54	0
37	25-26	35	0,11
38	26-15	18,09	0,08
39	2-27	38,9	0,11
40	27-28	64,95	0,43
41	27-34	53,21	0,24
42	28-29	42,11	0,22
43	29-30	123,01	0,57
44	43-34	22,58	0,27
45	34-35	65,5	0,32
46	35-36	39,73	0,19
47	36-37	119,37	0,62
48	36-19	109,12	0,59
49	30-38	138,69	0,67
51	29-35	2,2	0,027
52	23-28	12,02	0,054
		TOTAL	10.96

Fuente: Autores del Proyecto

### Datos obtenidos:

Con los datos de entrada se inicia el análisis en el programa, que determina si los datos fueron inscritos con éxito, caso en el cual se pueden revisar los datos calculados, el programa arroja datos por nudos y por tubería, para los primeros ofrece datos de presión, demanda, alturas, entre otras; y para las redes entrega valores de caudal, velocidad, factor de fricción, entre otros. Después del análisis realizado por el programa se obtienen las siguientes tablas de datos, además de gráficos y el trazado final de la malla:

Figura 3. Trazado de la red de distribución



Fuente: Autores del proyecto

Cuadro 21. Resultados de las características de los nudos

<b>CARACTERISTICAS DE LOS NUDOS</b>				
NUDO	COTA (m)	Demanda (lts/s)	Altura (m)	Presión (mca)
Depósito D1	1235,11	-9.99	1235.93	0.82
Conexión M	1233,980	0.00	1235.80	1.82
Conexión M1	1218,98	0.00	1235.72	16.74
Conexión 1	1208,98	0.46	1235.59	26.61
Conexión 1.1	1207,89	0.00	1235.50	27.61
Conexión 43	1204,41	0.24	1234.80	30.39
Conexión 34	1201,810	0.22	1234.80	32.99
Conexión 7	1201,30	0.12	1234.97	33.30
Conexión 44	1201,20	0.17	1234.72	33.42
Conexión 2	1201,67	0.27	1234.72	33.52
Conexión 6	1200,41	0.15	1234.84	34.43
Conexión 3	1199,83	0.12	1234.93	35.10
Conexión 4	1198,72	0.02	1234.84	36.13
Conexión 5	1198,30	0.56	1234.84	36.54
Conexión 8	1197,47	0.61	1234.69	37.22
Conexión 37	1197,34	0.56	1234.70	37.36
Conexión 21	1194,73	0.24	1234.85	40.13
Conexión 22	1194,43	0.17	1234.79	40.36
Conexión 27	1194,28	0.10	1234.87	40.59
Conexión 9	1192,20	0.12	1234.66	42.47
Conexión 28	1188,88	0.44	1234.77	45.90
Conexión 10	1188,65	0.05	1234.66	46.01
Conexión 23.1	1188,73	0.00	1234.77	46.04
Conexión 23	1188,71	0.00	1234.77	46.07
Conexión 28.1	1188,63	0.00	1234.76	46.13
Conexión 28.2	1188,30	0.00	1234.75	46.45
Conexión 29	1188,04	0.20	1234.73	46.69
Conexión 35	1187,98	0.31	1234.73	46.76
Conexión 11	1187,66	0.12	1234.66	47.00
Conexión 23.2	1187,09	0.00	1234.75	47.67
Conexión 40	1185,94	0.15	1234.66	48.72
Conexión 35.1	1185,60	0.00	1234.72	49.12
Conexión 12	1185,10	0.10	1234.66	49.56
Conexión 36	1183,19	0.17	1234.71	51.52

Fuente: Autores del proyecto

Cuadro 21. (Continuación)

Conexión 13	1181,99	0.10	1234.66	52.67
Conexión 36.1	1181,76	0.00	1234.70	52.94
Conexión 24	1181,47	0.39	1234.67	53.21
Conexión 23.3	1181,47	0.00	1234.69	53.23
Conexión 39	1179,58	0.15	1234.66	55.08
Conexión 13.1	1179,20	0.00	1234.66	55.46
Conexión 25	1179,02	0.27	1234.67	55.65
Conexión 16.2	1178,67	0.00	1234.69	56.02
Conexión 14	1176,91	0.39	1234.66	57.75
Conexión 38	1176,52	0.88	1234.67	58.15
Conexión 16.1	1176,380	0.00	1234.68	58.29
Conexión 26	1175,64	0.10	1234.67	59.03
Conexión 30	1175,60	0.10	1234.67	59.07
Conexión 17	1175,37	0.07	1234.67	59.30
Conexión 16	1175,36	0.51	1234.67	59.31
Conexión 18	1175,35	0.02	1234.67	59.32
Conexión 19	1175,34	0.64	1234.67	59.33
Conexión 15	1175,25	0.14	1234.67	59.42
Conexión 41	1175,25	0.07	1234.67	59.42
Conexión 20	1175,22	0.24	1234.67	59.45
Conexión 42	1175,10	0.00	1234.67	59.57
Conexión 33	1174,98	0.00	1234.67	59.69
Conexión 31	1174,93	0.15	1234.67	59.74
Conexión 32	1174,75	0.10	1234.67	59.92

Es importante mencionar que varios tramos de tubería están cercanos al límite de presión, con valores entre 52 y 59 mca, por lo que se recomienda que en su zona de influencia sea instalada una válvula de quiebre de presión con el fin de neutralizar y controlar las presiones en el sector, para evitar posibles daños de la tubería. Dicha válvula estará ubicada en el tramo 17-18 de la tubería, tomando en cuenta que es una línea de conexión entre los ramales que presenta los alces en la presión y es un sector con espacio peatonal, lo que facilitara la instalación de todos los elementos que la integran. Las válvulas reguladoras de presión son válvulas de precisión automática que reducen una presión alta a la entrada, a una presión de salida menor y constante, cualquiera que sea la variación en el caudal y en la presión de entrada. El accionamiento es hidráulico y es controlada mediante una válvula auxiliar (piloto).

## **Partes:**

### **-Válvula propiamente dicha**

- Cuerpo: Parte mayor de la válvula en cuyo interior está colocado el conjunto móvil.
- Conjunto Móvil: Consta de un eje o vástago alrededor del cual está montado un embolo doble, un diafragma y un resorte. También contiene los anillos de sellado.
- Cubierta: Instalada sobre el cuerpo, unida a este mediante pernos. Contiene el eje, el embolo, el resorte, el diafragma, los anillos y los empaques.

**-Válvula Piloto:** La cual se encuentra unida a la cámara de presión variable y a la carcasa aguas abajo. Consta de un cuerpo, resorte interior, diafragma, empaques y sellos de caucho.

**-Válvula de Aguja:** Esta válvula se encuentra unida a la carcasa aguas arriba y a la cámara de presión variable.

**-Accesorios opcionales:** Velocidad de cierre, reductor de las fluctuaciones de gasto débil, control de presión mínima aguas arriba, solenoides para control eléctrico, filtros en la válvula reguladora y aguas arriba.

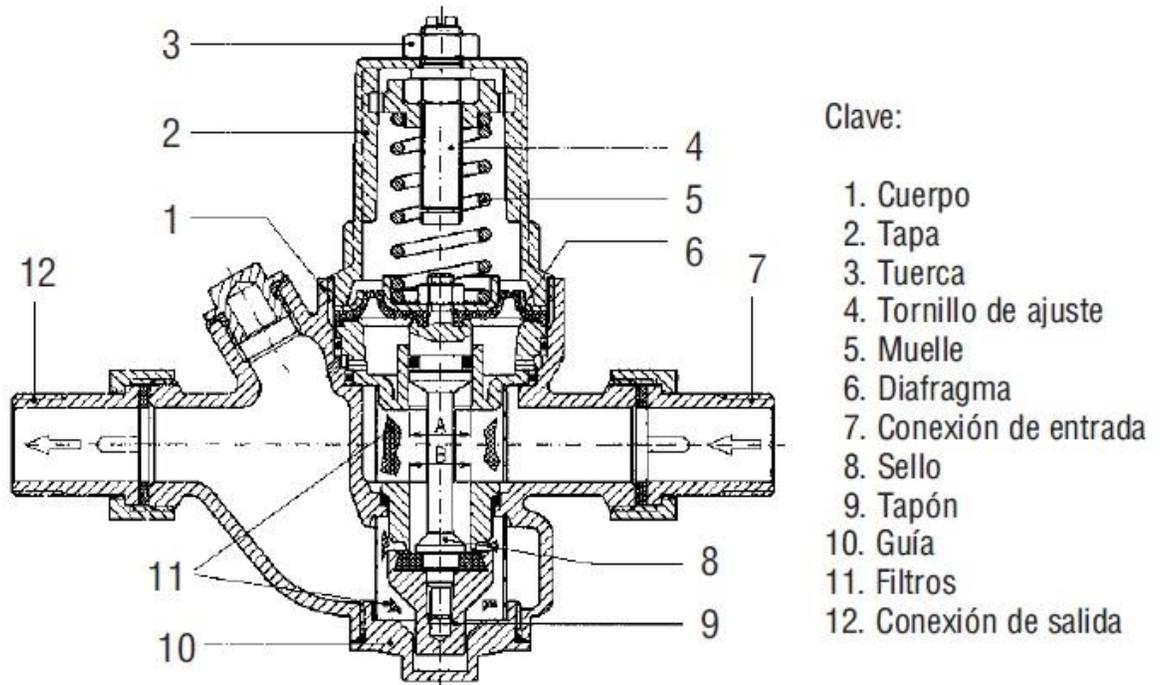
**Funcionamiento:** La válvula de presión está controlada por una válvula piloto, el control contiene un resorte ajustable el cual se coloca en un punto que garantice una presión constante de descarga de acuerdo con la presión de salida. Cuando la presión de salida comienza a superar el punto de presión establecido, el control se mueve hacia la posición de cerrado, estrangulando el flujo por el canal que comunica el control con la válvula principal, lo que hace incrementar la presión en la cámara superior de la válvula principal, cerrándose está un poco hasta encontrar el punto que garantice la presión preseleccionada para la salida.

Si la presión de salida disminuye por debajo del límite, el control se mueve hacia la posición de abierta aumentando el flujo por el canal que comunica el control con la válvula principal, lo que origina una pérdida de presión en la cámara superior de la válvula principal, abriéndose ésta un poco para así mantener la presión de salida constante igual a la preseleccionada. La velocidad de cierre está regulada por una aguja ajustable y la velocidad de apertura por un control de flujo ajustable.

La válvula reguladora debe ser instalada intercalada en la tubería. Para efectos de mantenimiento, se instalan también dos válvulas de compuerta o de mariposa, una aguas arriba y la otra aguas debajo de la reguladora y del mismo diámetro que ella, para permitir aislarla de la tubería y así trabajar en seco. Debe proveerse también dos llaves de incorporación para la instalación de manómetros aguas arriba y abajo para el control de presiones. Es aconsejable instalar un cedazo o filtro colador aguas arriba de la reguladora,

aun cuando el agua sea filtrada, pues ella siempre arrastra partículas que ocasionan desgaste a la válvula y dificulta su correcto funcionamiento.

Figura 5. Diagrama Válvula Reguladora de Presión



Fuente: Disponible en tienda agrologica.es

Cuadro 22. Resultados características de la tubería

CARACTERÍSTICAS DE LA TUBERÍA				
TUBERÍA	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Caudal (lts/s)	Velocidad (m/s)
Tubería T34	12.42	76.2	-0.80	0.17
Tubería T33	22.74	76.2	-0.21	0.05
Tubería T36	75.4	76.2	-0.80	0.17
Tubería T35	23.54	76.2	-0.80	0.17
Tubería T32	18.09	76.2	-0.18	0.04
Tubería T29	27.41	76.2	-0.14	0.03
Tubería T23	103	76.2	-0.48	0.11

Fuente: Autores del proyecto

Cuadro 22. (Continuación)

Tubería T31	100.5	76.2	-0.25	0.06
Tubería T30	22.96	76.2	-0.14	0.03
Tubería T38	10.89	76.2	-1.01	0.22
Tubería T66	2.2	76.2	0.02	0.00
Tubería T59	43.22	76.2	-1.92	0.42
Tubería T68	13.62	76.2	1.01	0.22
Tubería T67	8.25	76.2	0.12	0.03
Tubería T58	28.57	76.2	-1.68	0.37
Tubería T47	1.21	76.2	0.08	0.02
Tubería T39	17.6	76.2	-1.01	0.22
Tubería T49	11.63	76.2	-0.19	0.04
Tubería T48	26.79	76.2	-0.18	0.04
Tubería T22	20.16	76.2	-0.36	0.08
Tubería T14	0.54	76.2	1.00	0.22
Tubería T13	14.75	76.2	1.39	0.30
Tubería T16	31.1	76.2	-0.15	0.03
Tubería T15	35	76.2	0.28	0.06
Tubería T12	37.49	76.2	1.39	0.30
Tubería T8	8.25	76.2	-0.12	0.03
Tubería T7	64.95	76.2	1.34	0.29
Tubería T11	12.2	76.2	1.39	0.30
Tubería T10	12.18	76.2	-1.51	0.33
Tubería T17	3.9	76.2	0.16	0.04
Tubería 13	36.64	76.2	-0.30	0.06
Tubería T21	35.84	76.2	-0.45	0.10
Tubería T18	17.34	76.2	0.04	0.01
Tubería 12	17.38	76.2	-0.06	0.01
Tubería T6	38.9	101.6	4.19	0.52
Tubería T5	44.09	101.6	-9.53	1.18
Tubería T57	101.02	101.6	-0.93	0.11
Tubería T54	12.54	101.6	-0.12	0.01
Tubería T55	42.43	101.6	-0.12	0.01
Tubería T56	138.69	101.6	-0.05	0.01
Tubería T60	53.21	101.6	2.75	0.34
Tubería T65	12.06	101.6	-0.27	0.03

Cuadro 22. (Continuación)

Tubería T4	6.98	101.6	-9.53	1.18
Tubería T69	90.11	101.6	1.27	0.16
Tubería T64	49.19	101.6	-0.15	0.02
Tubería T61	25.58	101.6	0.24	0.03
Tubería T62	65.5	101.6	-2.29	0.28
Tubería T63	119.37	101.6	0.56	0.07
Tubería T42	24.40	101.6	2.00	0.25
Tubería T43	19.01	101.6	1.27	0.16
Tubería T45	1.25	101.6	0.20	0.02
Tubería T41	13.13	101.6	2.00	0.25
Tubería T28	25.79	101.6	-3.31	0.41
Tubería T27	48.01	101.6	-3.19	0.39
Tubería T26	3.02	101.6	-3.02	0.37
Tubería T51	55.94	101.6	-0.02	0.00
Tubería T52	49.29	101.6	0.19	0.02
Tubería T53	37.39	101.6	-0.12	0.01
Tubería T50	24.3	101.6	0.13	0.02
Tubería T46	11.63	101.6	0.43	0.05
Tubería T25	110.04	101.6	-2.46	0.30
Tubería T24	44.32	101.6	-2.02	0.25
Tubería T1	68.18	152.4	9.99	0.55
Tubería T3	70	152.4	9.99	0.55
Tubería T2	45	152.4	9.99	0.55

**4.4 PLANTEAR LAS POSIBLES MEJORAS QUE SE PODRIAN IMPLEMENTAR EN EL SISTEMA EXISTENTE PARA GARANTIZAR UN BUEN FUNCIONAMIENTO Y UNA MEJOR PRESTACION EL SERVICIO, ANEXANDO A ELLAS EL NUEVO DISEÑO REALIZADO.**

**4.4.1** Cuadro comparativo: El siguiente cuadro establece las numerosas diferencias entre la infraestructura existente del acueducto, y los nuevos diseños realizados al sistema, que garantizan un funcionamiento adecuado y la prestación de un servicio de calidad para la comunidad, con capacidad para expansiones futuras y elementos planteados y ajustados a las normatividades y especificaciones que regulan los sistemas de acueducto, lo que garantizara un buen ejercicio de todos los elementos durante su vida útil.

## INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

La empresa no cuenta con documentos sobre los diseños existentes, por lo cual se tomaron datos durante las visitas al lugar, tales como dimensiones externas y por información de los trabajadores se archivaron datos sobre algunas profundidades y diámetros de tuberías de desagües, lavado o de excesos.

**BOCATOMA:** la bocatoma existente cuenta con el sistema de rejilla y la cámara de recolección.

**Rejilla:** la rejilla existente se encuentra en un estado regular, debido a la corrosión de las varillas por los años de servicio, sus dimensiones son de 0.7 metros de larga por 0.4 metros de ancha, está compuesta por una combinación de varillas de 3/8 y 1/2 pulgada, intercaladas, para un total de 32 orificios.

**Cámara de recolección:** la cámara de recolección del sistema cuenta con una tapa de acceso en hierro de 50 centímetros de diámetro, sus dimensiones son de 1.2 por 1.2 metros, está en buen estado, aunque hace varios años no se hacen trabajos de limpieza y mantenimiento.

**LINEA DE ADUCCION BOCATOMA – DESARENADOR:** esta línea es en tubería de PVC, de cuatro pulgadas de diámetro, semienterrada, dicha línea está distribuida en forma de L, lo que obliga a la utilización de un codo de 90° para dirigir el agua hasta

## NUEVOS DISEÑOS

Los nuevos diseños desarrollados en este trabajo fueron hechos mediante salidas de campo, levantamientos topográficos, diseño de infraestructura utilizando las ecuaciones hidráulicas desarrolladas por Darcy – Weisbach y las especificaciones del RAS 2000. El diseño de la red de distribución se realizó mediante una modelación utilizando el simulador EPANET 2.0.

El trabajo comenzó con la realización de un mini censo en el que se pudo establecer la población actual que utiliza los servicios del acueducto, para con ello realizar una proyección de la población y determinar población futura, cuyo dato era necesario para realizar el cálculo de los caudales de diseño:

Población futura: 1740 habitantes

Caudal medio diario Qmd = 2.87 Lts/s.

Caudal máximo diario QMD = 3.73 Lts/s.

Caudal máximo horario QMH = 5.96 Lts/s.

El nivel de complejidad del sistema es BAJO, el periodo de diseño correspondiente a este nivel es de 25 años.

**BOCATOMA:** la bocatoma elegida es una bocatoma de fondo por su economía y facilidad, el nuevo diseño de la bocatoma se realizara teniendo en cuenta las siguientes especificaciones:

- Caudal de diseño: el caudal de diseño utilizado para diseñar la bocatoma de fondo fue el equivalente a la suma del caudal máximo diario, con un diez por ciento del caudal medio diario por lo anterior el caudal utilizado para el diseño será de 14.45 m<sup>3</sup>/h.

el desarenador, accesorio que causa habituales pérdidas y daños debido a la acumulación de sedimentos, y obliga a constantes labores de mantenimiento y a reemplazar continuamente el tramo de tubería.

**DESARENADOR:** el sistema cuenta con dos módulos desarenadores unidos por tuberías de PVC de cuatro pulgadas de diámetro, se encuentran en mal estado, por daños en su infraestructura y por la falta de mantenimiento interna y externa, a pesar de que cuenta con una válvula de cierre a la entrada, no se tienen diseños que garanticen que un solo módulo funcione correctamente y sea capaz de tratar todo el caudal, mientras el otro se encuentra en mantenimiento. Las dimensiones de cada módulo son de 1.5 metros de ancho por 3.5 metros de largo.

**LÍNEA DE CONDUCCIÓN DESARENADOR – TANQUE DE ALMACENAMIENTO:** La línea de conducción está compuesta por una tubería de 4” pulgadas en P.V.C RDE 32.5 y se encuentra dividida por tres diámetros, un primer tramo de 473.76 metros en tubería de PVC de 4” de diámetro, un segundo tramo de 1686.96 metros en tubería de PVC de 3” de diámetro, y un tercer tramo de 354.40 metros en tubería de PVC de 2” de diámetro. Esta línea contaba con un levantamiento topográfico reciente realizado el año anterior, donde se presenta toda la línea en planta y en perfil, y se especifican los tramos de cada diámetro y las válvulas existentes, además de los tramos colgantes (viaductos).

- Nivel de complejidad BAJO
- Periodo de diseño de 25 años

Rejilla: la rejilla tendrá un ancho B de 40 cm por un largo Lr de 70 cm, con 22 varillas de ½” ubicadas cada dos centímetros, instalada en una presa de 3 metros.

Cámara de recolección: la cámara de recolección tendrá una tapa de hierro de 40 cm de diámetro, y por facilidad de acceso y mantenimiento tendrá las siguientes dimensiones 1.20 m x 1.20 m, con una profundidad de 1.20 metros.

Desde la cámara de recolección sale una tubería de desagüe de 6” pulgadas, y una tubería de 4” pulgadas que conduce el agua hacia el desarenador.

#### **LÍNEA DE ADUCCIÓN BOCATOMA – DESARENADOR:**

La línea de aducción del acueducto se rediseñara con conductos a flujo libre por medio de tuberías de PVC, el nuevo diseño de la bocATOMA se realizara teniendo en cuenta las siguientes especificaciones:

- Caudal de diseño: considerando que el sistema cuenta con almacenamiento, el caudal de diseño corresponde al caudal máximo diario (13.42 m<sup>3</sup>/h) más una consideración por pérdidas de ex filtración ocurridas durante el transporte equivalentes al 5% del caudal medio diario, por lo tanto el caudal de diseño será de 3.87 lts/s.

**TANQUE DE ALMACENAMIENTO:** el sistema cuenta con un tanque de almacenamiento con capacidad de 110 m<sup>3</sup>, el cual está en buen estado y cuenta con las especificaciones de diseño recomendadas, sin embargo, dicho tanque no es capaz de abastecer a toda la comunidad en épocas de sequía, donde el caudal se reduce considerablemente y el almacenamiento se vuelve más lento, por lo cual se hace necesario hacer racionamientos en el barrio, la empresa mantiene un ritmo de servicio distribuido así: durante la noche y parte de la madrugada se llena el tanque de almacenamiento, es este punto se cierra una de las válvulas del sector que deja a la zona baja del barrio sin servicio, y se comienza el abastecimiento de la zona alta del barrio durante varias horas hasta calcular la mitad de la capacidad del tanque, luego de llegar a dicho punto se abre la válvula de la zona baja y se cierra la de la zona alta, ya abastecida, para terminar de vaciar el tanque, mientras tanto hay un constante llenado por parte del caudal entrante, que al ser muy pequeño no causa grandes efectos, al llegar al nivel mínimo de agua permitido en el tanque se cierra la válvula y se procede a dejar llenar de nuevo el tanque almacenador, para comenzar el día siguiente con el mismo proceso de abastecimiento, es válido aclarar que dicho proceso comienza a las 4 de la mañana con el cierre de la válvula de la zona baja, se les presta el servicio por un rango aproximado de 4 horas, se cierra y se abastece la zona baja por un tiempo más o menos igual; lo que significa que a partir del medio día el barrio no cuenta con el servicio de agua potable.

- Nivel de complejidad Bajo y periodo de diseño de 25 años.
- Longitud de la aducción de 10 metros.

Diámetro de la tubería: el diámetro de la tubería se calcula por la ecuación de Manning, con el coeficiente de rugosidad del PVC,  $n = 0.0019$ , obteniendo un diámetro comercial de 4” pulgadas equivalentes a 0.1016 metros, con una pendiente del 8%.

La longitud de la aducción es de diez (10) metros.

**DESARENADOR:** El desarenador estará conformado por dos módulos que trabajaran separadamente con el fin de garantizar un funcionamiento constante, para el diseño del desarenador se tendrán en cuenta las siguientes especificaciones de diseño:

- Caudal de diseño: el caudal de diseño del desarenador corresponde al caudal medio diario igual a 2.87 lts/s.
- Se diseñara un tanque rectangular, con una relación de longitud a ancho L/B, entre 3/1 y 5/1.
- La profundidad especificada debe estar entre 1.50 m y 4.50 metros.
- La relación de longitud a profundidad de almacenamiento de lodos es aproximadamente 10/1, dicha profundidad está comprendida entre 0.75m y 1.50 m.
- La pendiente del fondo debe estar comprendida entre 5% y 8%, con el fin de que los lodos rueden fácilmente hacia la tubería de desagüe.

**RED DE DISTRIBUCION:** La empresa ACOSMI no cuenta con un catastro de redes que permita conocer el repartimiento y funcionamiento de la red de distribución, se conocen solamente datos de diámetro de la tubería actual, profundidad de la misma y ubicación de las tuberías por las calles.

-La carga hidráulica, definida como el caudal puesto por unidad de área superficial, debe estar comprendida entre 15 y 80 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.d.

-Remoción de partículas de diámetro: d = 0.05 mm

-Porcentaje de remoción = 80%

-Temperatura: 18 °C

-Periodo de retención hidráulico ( $\theta$ ): el periodo de retención hidráulico es el tiempo que tarda una partícula en entrar y salir del tanque y debe estar entre 30 minutos y cuatro horas.

$$\theta = 4.0 * t = 4.0 * 943.4 \text{ s} = 3773.58 \text{ seg} = 1.05 \text{ horas}$$

$$0.5 \text{ h} \leq \theta \leq 4 \text{ h}$$

$$0.5 \text{ h} \leq 1.05 \text{ h} \leq 4 \text{ h} \rightarrow \text{OK}$$

-Volumen del tanque: el volumen del tanque se establece como el caudal de diseño multiplicado por el periodo de retención hidráulico

$$V = \theta * Q = 3773.58 \text{ seg} * 0.0029 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 10.94 \text{ m}^3$$

-Área superficial del tanque:

$$A_s = \frac{V}{H} = \frac{10.94 \text{ m}^3}{2.0 \text{ m}} = 5.47 \text{ m}^2$$

-Dimensiones del tanque: se considera una relación de dimensiones L: B=4:1:

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} = \sqrt{\frac{5.47}{4}} = 1.2 \text{ m}$$

$$L = 4B = 4 * 1.2 = 4.8 \text{ m}$$

-Carga Hidráulica (q) del tanque: se define como el caudal puesto por unidad de área y debe variar entre los 15 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia y los 80 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia.

$$q = \frac{Q}{A_s} = \frac{0.0029 \text{ m}^3/\text{s}}{5.47 \text{ m}^2} = 0.00053 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{seg}} = 45.80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < q < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 45.80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} \rightarrow \rightarrow \text{OK}$$

-Cálculo de operación: se realizan los mismos cálculos anteriores pero teniendo en consideración que solo trabajara uno de los módulos, para garantizar que el sistema continúe funcionando normalmente si uno de los módulos sale de operación o se encuentra en mantenimiento, y se obtienen los siguientes valores:

Periodo de retención hidráulico:

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{10.94}{0.0038} = 2878.95 \text{ seg} = 0.8 \text{ horas}$$

$$0.5 \text{ h} \leq \theta \leq 4 \text{ h}$$

$$0.5 \text{ h} \leq 0.80 \text{ h} \leq 4 \text{ h} \rightarrow \text{OK}$$

Carga Hidráulica Disponible:

$$q = \frac{Q}{As} = \frac{0.0038 \text{ m}^3/\text{s}}{5.47 \text{ m}^2} = 0.00069 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{seg}} = 60.02 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < q < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 60.02 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} \rightarrow \text{OK}$$

Valores que garantizan que en este caso temporal, el modulo en operación será capaz de mantener la eficiencia del desarenado, y el proceso seguiría su normal funcionamiento

-Elementos del desarenador:

Vertedero de salida: el vertedero de salida tendrá una altura  $H_v$  igual a 0.014 metros y una longitud  $L_v$  de 0.17 metros.

Pantalla de Salida: la pantalla de salida tendrá las siguientes dimensiones:

$$\text{Profundidad} = H/2 = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15H_v = 0.21.$$

Pantalla de Entrada: la pantalla de entrada tendrá las siguientes dimensiones:

$$\text{Profundidad} = H/2 = 2.0/2 = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la cámara de aquietamiento} = L/4 = 4.7/4 = 1.2 \text{ m}$$

Almacenamiento de lodos:

$$\text{Relación longitud: profundidad de lodos} = 7/1$$

$$\text{Profundidad Máxima} = 4.7/7 = 0.67$$

$$\text{Profundidad máxima adoptada} = 0.90$$

$$\text{Profundidad mínima adoptada} = 0.80$$

$$\text{Distancia pto de salida a la cám. de aquiet.} = L/3 = 1.49$$

$$\text{Distancia pto de salida al verte. de salida} = 2L/3 = 3.1$$

$$\text{Pendiente transversal} = (0.90 - 0.8)/1.2 = 8.3\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } L/3) = 0.1/1.4 = 6.7\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } 2L/3) = 0.1/3.1 = 3.22\%$$

Cámara de aquietamiento: la cámara de aquietamiento tendrá las siguientes dimensiones:

$$\text{Profundidad} = H/3 = 2/3 = 0.66$$

$$\text{Ancho} = B/3 = 1.2/3 = 0.4$$

$$\text{Largo (adoptado)} = 0.90$$

Tubería de excesos y de lavado: las dos tuberías serán de 6" pulgadas.

**DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN:  
DESARENADOR – TANQUE DE**

**ALMACENAMIENTO:** El trazado de esta tubería se realizara por debajo de la línea piezometrica y se tendrán en cuenta las siguientes especificaciones de diseño:

-La distancia entre la línea piezometrica y la clave de la tubería será mínimo de dos metros.

-El periodo de diseño de la línea de conducción será de 25 años.

-El caudal de diseño recomendado, si existe almacenamiento, corresponde al caudal máximo diario=  $0.0037 \text{ m}^3/\text{s}$ .

-La presión de diseño del proyecto será la máxima entre la presión estática máxima en el perfil del trazado y la sobrepresión máxima ocasionada por el golpe de ariete, multiplicada por un factor de seguridad de 1.3.

-Para el diseño hidráulico de la tubería se utilizaran las ecuaciones de Darcy - Weisbach.

-La velocidad dentro de la conducción debe ser mínimo de  $0.6 \text{ m/s}$  y máximo de  $6 \text{ m/s}$ .

-Con el fin de facilitar la evacuación del aire a través de las ventosas, y de los sólidos a través de la válvula de purga, se recomiendan que el trazado no sea horizontal

-Clase de tubería: RDE 32.5, Tipo 1, Grado 1.

-Presión de trabajo:  $8.79 \text{ Kg/cm}^2 = 88 \text{ m}$

-Calculo del diámetro: utilizando las ecuaciones de Darcy – Weisbach, se obtuvo un diámetro  $D = 0.0676 \text{ m} = 2.66''$ , pulgadas, se trabajara con el diámetro inmediatamente superior para garantizar un normal flujo del agua en la tubería, por lo anterior el diámetro de la conducción será de 3''.

Con dicho diámetro establecido se comprueba el golpe de ariete en las válvulas de corte, y se corrobora que la presión total no sobrepasa la presión de diseño.

Se ubican además, teniendo en cuenta las recomendaciones de Alfredo López Cualla, los accesorios necesarios para el normal funcionamiento de la línea de conducción:

-Válvulas de corte ubicadas al comienzo y al final del trazado, y en puntos donde es probable que se presenten daños en la tubería debido a la topografía del terreno, en el diseño se ubicaran doce válvulas de corte, al comprobar el golpe de ariete, la presión total no excede la presión de diseño, por lo cual no hay problema al presentarse la sobrepresión máxima por golpe de ariete.

-Válvulas de purga ubicadas en los puntos bajos del trazado, donde pueden presentarse obstrucción del flujo debido a la acumulación de sedimentos, en el diseño se utilizaran seis válvulas de purga.

-Ventosas ubicadas en los puntos altos del trazado donde pueden acumularse aire durante el llenado de la tubería, en el diseño se utilizaran cuatro válvulas de aire.

-Codos que se ubican en cada cambio de dirección, por la necesidad de variar la orientación de la tubería para facilitar el direccionamiento hasta la planta de tratamiento, en el diseño se utilizara los siguientes codos,

Codos de  $11\frac{1}{4}^{\circ} = 41$

Codos de  $22\frac{1}{2}^{\circ} = 16$

Codos de  $22\frac{1}{2}^\circ + 11\frac{1}{4}^\circ = 16$

Codos de  $45^\circ = 8$

Codos de  $45^\circ + 11\frac{1}{4}^\circ = 14$

-Golpe de Ariete: después de comprobar la presión de golpe de ariete, se concluye que en varios tramos la presión de golpe de ariete sobrepasa la presión de trabajo de la tubería, por lo que se recomienda realizar los siguientes cambios en el trazado:

- Tramo entre el KM 0 + 700 y el KM 0 + 820, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de 14.06 Kg/cm<sup>2</sup> = 140.6 mca, equivalentes a 120 metros de tubería.
- Tramo entre el KM 1 + 200 y el KM 1 + 220, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de 14.06 Kg/cm<sup>2</sup> = 140.6 mca, equivalentes a 20 metros de tubería.
- Tramo entre el KM 1 + 750 y el KM 1 + 770, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de 14.06 Kg/cm<sup>2</sup> = 140.6 mca, equivalentes a 20 metros de tubería
- Tramo entre el KM 2 + 080 y el KM 2 + 100, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de 14.06 Kg/cm<sup>2</sup> = 140.6 mca, equivalentes a 20 metros de tubería.
- Tramo entre el KM 2 + 370 y el KM 2 + 415, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de 14.06 Kg/cm<sup>2</sup> = 140.6 mca, equivalentes a 45 metros de tubería.

- Tramo entre el KM 2 + 500 y el KM 2 + 515.1, por Tubería de PVC de 3", RDE 21; presión de trabajo de  $14.06 \text{ Kg/cm}^2 = 140.6 \text{ mca}$ , equivalentes a 15.1 metros de tubería.

Para un total de 242 metros de tubería, que garantizaran un buen transporte del agua hasta la planta de tratamiento y disminuirá los constantes trabajos que se presentan en estos tramos, debido a daños en la tubería.

**TANQUE DE ALMACENAMIENTO:** El objetivo principal de dicho tanque es almacenar agua durante el tiempo en que el suministro es mayor que la demanda, de tal manera que en los periodos en que la situación sea contraria, es decir, el consumo de la población sobrepasa el suministro de agua, se complete el faltante con el agua almacenada inicialmente

El diseño del tanque de almacenamiento se hará teniendo en cuenta las siguientes especificaciones de diseño:

- El periodo de diseño es de 25 años
- La población de diseño es de 1740 habitantes.
- El caudal de diseño será el caudal máximo diario = 3.73 L/s.
- Los cálculos se realizarán utilizando el método de la curva integral, y considerando que el sistema cuenta con un almacenamiento de  $110 \text{ m}^3$ .
- Se diseñará un tanque cuadrado de dimensiones  $L=B$

- La tubería de desagüe será de 4" pulgadas.

- Volumen del tanque: para establecer el volumen total del Tanque, se hace necesario calcular otros volúmenes que determinaran la capacidad necesaria para suplir las necesidades de la población.

El volumen de regulación para la demanda se establecerá como 1.2 veces el consumo diario por el porcentaje máximo de consumo diario, establecido como 30.265%,

$$V_{reg} = 1.2 \times 322.27m^3 \times 0.30265 = 117.04 m^3$$

El volumen total para incendio, se calculara con la siguiente expresión:

$$Q_i = \frac{3.86}{60} \sqrt{\frac{P}{1000}} \left( 1 - 0.01 \sqrt{\frac{P}{1000}} \right)$$
$$= \frac{3.86}{60} \sqrt{\frac{1740}{1000}} \left( 1 - 0.01 \sqrt{\frac{1740}{1000}} \right) = 0.084 \frac{m^3}{s}$$

Dónde:  $Q_i$  = Caudal de incendio requerido  
 $P$  = Número de habitantes

El volumen total para incendio se calculara, considerando el tiempo mínimo de atención de un incendio, equivalente a dos horas o 7200 segundos, multiplicado por el caudal total para incendio  $Q_i$ ,

$$V_i = 0.084 \frac{m^3}{s} * 7200 = 604.8 m^3$$

El Volumen adicional para emergencias, se recomienda que sea asumido como un 25% a 30% de la suma del volumen para la regulación de la demanda y el volumen adicional para incendios, al no considerar necesario el volumen adicional para incendios, se considerara el volumen adicional para emergencia como un 25% del volumen de regulación de la demanda,

$$V = 0.25 * 117.04 = 29.26 m^3$$

El Volumen total del Tanque de Almacenamiento será el mayor valor entre la capacidad o volumen para la regulación de la demanda y el volumen total para incendios, por lo anterior el volumen total del tanque será igual a:

$$V_{total} = V_i = 604.8m^3$$

Considerando que el sistema cuenta con un tanque superficial con capacidad de 110 m<sup>3</sup>, se utilizara el volumen restante para dimensionar un nuevo tanque de almacenamiento, por lo tanto el volumen que requiere almacenarse será igual a 494.8 m<sup>3</sup>

Dimensiones del tanque:

- Profundidad H= 3.50 metros (incluido el borde libre)
- Largo L = 12 metros.
- Ancho B = 12 metros.
- Profundidad de regulación Hreg = 0.81 metros.

**RED DE DISTRIBUCION:** Para el rediseño de la red de distribución fue necesario un levantamiento topográfico de todo el barrio San Miguel, con el fin de localizar el perímetro urbano, delimitar las manzanas y ubicar la línea de acueducto, además de la ubicación de la red de alcantarillado. Dicho levantamiento permitió trazar toda la línea de acueducto del sector que recibe el servicio ofrecido por la empresa ACOSMI, se logra establecer una red cerrada tipo malla, la cual se diseñara mediante una modelación utilizando el simulador EPANET 2.0 y de acuerdo a las siguientes especificaciones:

- El periodo de diseño de la red se establece para una red terciaria, donde los diámetros son iguales o menores a 4", y será de 25 años.
- El caudal de diseño será el de mayor valor entre el caudal máximo horario QMH y el caudal medio diario Qmd mas el caudal de incendio o de hidrantes.
- Las presiones extremas y de servicio deben estar en el rango de 10 a 60 mca, sin embargo utilizando la ecuación empírica deducida por el ingeniero Bernardo Gómez, se tiene que la presión mínima de servicio, considerando edificaciones de altura máxima de 3 pisos, será de 18 mca y la máxima se establecerá según las cotas de la línea piezométrica y las cotas claves de la tubería máximas y mínimas.
- Las velocidades de diseño establecidas deben estar comprendidas entre 0.9 y 1.5 m/s.
- La profundidad de la tubería será mínimo de 1.0 metros medidos desde la rasante hasta la cota externa de la tubería y la máxima como 1.5 metros.
- Considerando la población de diseño no sería necesario la ubicación de hidrantes, sin embargo y considerando que en

caso de incendio no habría una fuente de acción rápida, se ubicara un hidrante de 3" con capacidad de 5 l/s.

-El diámetro mínimo establecido para la población de diseño es de 2 1/2" en la red Matriz y de 1 1/2" en las redes menores.

-En general la línea de acueducto debe estar siempre por encima de otro ductos, se deben mantener por lo menos las siguientes distancias horizontales y verticales entre la tubería de agua potable y las demás de otros servicios: con la tubería de alcantarillado se recomienda una distancia mínima horizontal de

1 metro y vertical de 0.3 metros, con el fin de evitar cualquier tipo de contaminación del agua, las mismas distancias con la tubería del gas, dicha distancia vertical se medirá entre la cota batea de la tubería de acueducto y la cota clave del alcantarillado.

-Se recomienda que las tuberías de acueducto se coloquen hacia los costados de las vías.

-El trazado de la red de distribución debe contemplar el uso de accesorios, con el fin de garantizar el normal funcionamiento del sistema y facilitar los procesos de daños o cortes temporales.

-Caudal de diseño: el caudal de diseño es equivalente al caudal máximo horario más la demanda por incendio,.

-Presión de diseño: las presiones de diseño deben estar en un rango de 10 mca a 60 mca, para garantizar un normal funcionamiento del sistema, y no tener tramos de tuberías propensos a daños por altas presiones.

-Línea Matriz: el diseño de la línea matriz se realiza por las ecuaciones de Darcy – Weisbach, obteniéndose un diámetro de 4" pulgadas equivalentes a 101.6 mm dicha línea tiene una longitud de 183.18 metros.

-Distribución de caudales: la distribución del caudal se realizó multiplicando el caudal por vivienda por el número de

viviendas aferentes a cada tramo de tubería, el factor de multiplicación es igual a 0.027 Lts/s.viv.

-Diámetros de la línea principal y secundaria: la línea principal se consideró como la línea perimetral de la malla y se adoptó de un diámetro de 4" pulgadas iguales a 101.6 mm, la línea secundaria son todos los ramales que se desprende de la línea principal y se adoptaron de un diámetro de 3" pulgadas equivalentes a 76.2 mm.

-Cálculo de cotas: las cotas de cada nodo de la malla fue calculado gracias al plano topográfico del perímetro urbano del barrio San Miguel.

-Ubicación de Válvulas e Hidrantes: el sistema debe contar con varias válvulas de corte que permitan sectorizar la red, con el fin de poder aislar sectores en caso de daños o rupturas en la tubería y seguir suministrando agua al resto de la población, dichas válvulas serán del mismo diámetro de la tubería y se ubicaran en los tramos, 2-3, 24-25, 36-36.1 y 23-23.1, además en el nudo 1 para un aislamiento de todo el sistema si es necesario.

La población de diseño es pequeña por lo que se hace innecesario la ubicación de hidrantes, sin embargo y considerando que en caso de incendio no se tendría una fuente de acción rápida, se opta colocar un hidrante de 5lts/s en el tramo 13-13.1.

-Proceso de cálculo: el programa de modelación EPANET, demanda datos de entrada:

-Esquema de la malla, ubicando los nudos y trazando la tubería, además de la ubicación del tanque de almacenamiento o depósito.

- Cada nodo debe cargarse con datos de entrada, tales como la cota de ubicación, la demanda base que utiliza y la denominación dentro de la red.
- Al depósito se le introducen datos de entrada que relacionen sus dimensiones, volumen mínimo de almacenamiento, niveles de agua inicial, mínimo y máximo en el depósito, y cota de ubicación.
- Los tramos de tuberías son cargados con datos de diámetro, nombre dentro de la red, longitud y rugosidad absoluta del material.
- Con estos datos de entrada se inicia el análisis en el programa, que determina si los datos fueron inscritos con éxito, caso en el cual se pueden revisar los datos calculados.

RESULTADOS: El programa arroja datos por nudos y por tubería, para los primeros ofrece datos de presión, demanda, alturas, entre otras; y para las redes entrega valores de caudal, velocidad, factor de fricción, entre otros.

-Ninguna de las tuberías sobrepasa la presión de diseño, sin embargo un sector de la malla tiene valor muy cercanos a los 60 mca, por lo que se hace necesario la ubicación de una válvula de control de presión, Dicha válvula estar ubicada en el tramo 17-18 de la tubería, tomando en cuenta que es una línea de conexión entre los ramales que presenta los alces en la presión y es un sector con espacio peatonal, lo que facilitara la instalación de todos los elementos que la integran.

-El programa arroja valores positivos para el sistema, lo que garantiza que la red diseñada funciona correctamente, no presenta sobrepresiones en ningún tramo y esta sectorizada adecuadamente, además el diámetro de las tuberías es adecuada para transportar el caudal circulante a flujo libre.

## **5. CONCLUSIONES**

El presente trabajo de grado permitió poner en práctica los conocimientos teóricos adquiridos en el proceso de formación como Ingenieros Civiles en la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña

Después de realizar todos los estudios preliminares, que incluyeron salidas de campo, revisión de documentos y visitas a la planta de tratamiento, y los rediseños correspondientes se concluye que las principales falencias del sistema radican en la falta de mantenimiento de los elementos de la bocatoma y los módulos desarenadores, y la poca capacidad de almacenamiento, lo que obliga a realizar una manutención total de la infraestructura y a la construcción de otro tanque de almacenamiento que garantice una distribución constante durante las altas demandas de la población.

El sistema funciona normalmente durante la época de lluvias, pero la empresa de acueducto ACOSMI, necesita implementar un plan de contingencia durante la época de verano, que garantice un cauce uniforme, facilite la distribución del agua, y no obligue a un racionamiento del servicio.

El catastro de redes es una parte fundamental del buen funcionamiento del sistema y es necesario contar con el trazado real de la red de distribución para conocer la ubicación y clasificación de las tuberías, además de la sectorización de los tramos por medio de válvulas de corte que garanticen un servicio constante a varios sectores de la población, mientras uno o varios sectores más se encuentren en labores de mantenimiento o reparación.

Basados en el diagnóstico realizado a las estructuras existentes de captación y conducción y tomando en cuenta las características topográficas de la zona, se decidió diseñar nuevas estructuras ya que la vida útil de todo el sistema ha finalizado y sus diseños no se ajustan a los parámetro requeridos por la optimización. Los nuevos diseños del sistema de abastecimiento cumplen normatividades y parámetros que se contemplan para este tipo de proyectos.

Con este proyecto se pretende brindar a la comunidad un mejor sistema de abastecimiento de agua potable, más flexible y eficiente con el fin de mejorar la calidad de vida de los usuarios

Es importante que se empleen mecanismos de protección de las cuencas con el fin de mantener este caudal a futuro, además establecer una supervisión continua a las estructuras del sistema revisando en ellas los aspectos técnicos, además de contemplar un continuo mantenimiento de las obras de infraestructura.

## 6. RECOMENDACIONES

Tomando en cuenta las conclusiones descritas anteriormente, es evidente que la Empresa de Acueducto Comunitario ACOSMI, del Barrio San Miguel del municipio de Rio de Oro; debe centrar sus esfuerzos inmediatos en lograr una mejora sustancial en términos de la efectividad en la administración, la operación y el mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua potable.

Para esto debe contemplarse un rediseño del acueducto en función de la demanda futura, basado en los planes de desarrollo urbano previstos para el barrio San Miguel, donde se establezcan claramente los sectores y las zonas aptas para el desarrollo urbano, comercial e industrial.

Las pérdidas en el sistema son menores, sin embargo es importante intervenir los puntos con posibles daños, detectados con el Geófono, para minimizar al máximo las pérdidas de agua en el sistema, que además de producir desperdicio de líquido, pueden ocasionar erosión en el terreno y debilitar o dañar las losas de pavimento rígido.

Se hace necesario de manera urgente realizar un mantenimiento general de limpieza a todos los elementos de la bocatoma y a los módulos desarenadores, ya que actualmente se encuentran en un estado agudo de descuido.

La línea de conducción desde el desarenador hacia la planta de tratamiento presenta muchos inconvenientes, debidos a las altas presiones que se presentan por las grandes pendientes en ciertos puntos del trazado, lo que hace necesario un cambio de tubería de PVC, RDE 21, presión de trabajo de 140.6 mca, para garantizar las presiones y evitar daños en la tubería.

Se debe hacer un cambio en la tubería de la red de distribución, con el fin de garantizar las presiones en el sistema, realizando aumentos de diámetro que faciliten el transporte a flujo libre del agua, además de ubicar dos válvulas de control nuevas que permitan sectorizar la red y facilitar los trabajos de mantenimiento.

La red de distribución presenta puntos con presiones que están alrededor de los 60 mca, circunstancia en la cual se hace necesario la instalación de una válvula reguladora de presión, que controle la zona afectada, dicha válvula estará ubicada en el tramo 17-18 de la tubería, tomando en cuenta que es una línea de conexión entre los ramales que presenta los alces en la presión y es un sector con espacio peatonal, lo que facilitara la instalación de todos los elementos que la integran.

Se recomienda, la construcción de un nuevo tanque de almacenamiento con capacidad de quinientos cuatro metros cúbicos que permita almacenar todo el caudal entrante, manteniendo una reserva constante de agua y evitando así los racionamientos en el servicio en épocas de sequía.

## **7. BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS DOCUMENTALES ELECTRONICAS**

ACADEMIA DE HISTORIA DE OCAÑA. Ocaña, Norte de Santander, 1 de julio de 2013, disponible en: [http://esla.facebook.com/permalink.php?story\\_fbid=551699898227003&id=150593761670954&stream\\_ref=5](http://esla.facebook.com/permalink.php?story_fbid=551699898227003&id=150593761670954&stream_ref=5). Academia de historia de Ocaña

ACUEDUCTO COMUNITARIO DEL BARRIO SAN MIGUEL, ACOSMI, Base de datos del Acueducto comunitario del Barrio San Miguel. Rio de Oro, Cesar

ASOCIACION DE AMIGOS Y USUARIOS DEL ACUEDUCTO EN OCAÑA (ADAMIUAIN).Ocaña, Norte de Santander. Junio de 2011.Disponible en: <http://acueducto-independiente-adamiuain-ocana.htm>.

COLOMBIA MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico, Bogotá D.C, Noviembre de 2000. 114 p.

COLOMBIA. MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y TERRITORIAL. Resolución 2320 de 2009, por el cual se modifica parcialmente la resolución 1096 del 2000 que adopta el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico -RAS, Bogotá D.C, 20 de noviembre de 2009. 2 p.

DAVID LEONARDO, Benavides Garzón, MILDRED YOHANA, Castro Molano y HERNÁN MAURICIO, Vizcaíno Cigüeno, Tesis de grado titulada: Optimización del acueducto por gravedad del Municipio de Timana (Huila), Universidad de la Salle, Facultad de Ingeniería Civil, 266 p. Bogotá D.C. 2006.

FREDDY HERNÁN, Corcho Romero, JOSÉ IGNACIO, Duque Serna, “Acueductos Teoría y Diseño”. 386 p. Marzo 31 de 1993, Medellín. Primera Edición.

FUNDACIÓN HÉCTOR A. GARCÍA, Proyecto Salón Hogar [online]. Ciudad de México, agosto de 1999. Disponible en: [//www.proyectosalohogar.com/El\\_porque\\_de\\_las\\_cosas/historia\\_de\\_los\\_acueductos.htm](http://www.proyectosalohogar.com/El_porque_de_las_cosas/historia_de_los_acueductos.htm)

INGENIERÍA SANITARIA Y AMBIENTAL “Informe de Diseño del Plan Maestro del Acueducto y Alcantarillado del Área Urbana del Municipio de Cisneros – Antioquia”, 207 p. Diciembre de 2.007. Volumen 4/8 resumen ejecutivo del proyecto, fichas bpin y metodología general ajustada (mga).

LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo, Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados, Segunda Edición. 278 p. Julio de 2003, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

MINISTERIO DE LA PROTECCIÓN SOCIAL, MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL, Resolución número 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, Bogotá D.C, 22 de Junio de 2007. 23 p.

# **ANEXOS**

Anexo 1. Lectura de los Micro medidores del Barrio San Miguel

DATOS DE LOS MICROMEDIDORES			
FECHA	HORA	LECTURA	DIRECCION
21-10-2015	7:00 a.m.	332223	Macromedidor
22-10-2015	7:00 a.m.	1577 - 1583	6B-106
22-10-2015	7:00 a.m.	723 - 725	Carretera Central
22-10-2015	7:00 a.m.	1081 - 1085	KDK 494 B-1
	7:00 a.m.	1719 - 1719	6B-126
	7:00 a.m.	30	6B-126
		2105	KDK 494-0 B
		23	cl 15 N° 6B-125
		57	Carretera Central
		1816	15-16
		1329	KDK 494-17
		437	Carretera Central
		2606	7A-01
		2032	7A-09
		1671	494 C-3A
		546	7A-17
		1842	7A-25
		1216	7A-33
		243	CASA UNO
		5991	Taller el Trapiche
		2038	Lopez Garcia Jose
		912	Local N°2
		1322	Carretera Central
		271	Carretera Central
		156	7A-43
		1209	7A-49
		662	579-8
		406	Mendoza Pedro Nelson
		2221	599-8-B
		2932	1A S-06
		1638	1A S-13
		171	Primer Piso
		06	Rib fres
		02	Barrio San Miguel 1
		610	1A S-14
		628	1A S-13
		2030	Diario Aide
		598	579-7
		1200	KDK-579-7
		1183	KDK 579-8-A
		2840	Patio Miro
		2	Arcegas Ortiz Leonelo
		635	577-A

DATOS DE LOS MICROMEDIDORES			
FECHA	HORA	LECTURA	DIRECCION
22-10-2015	7:20 a.m	491	Perez Tdaba Maria
		2950	1B5-21
		392	San Miguel I Etapa
		181	San Miguel I Etapa
		209	Herrandez Sara
		1868	7A-73
		2373	7º 64
		1049	KOK 668-A
		4331	7º 52
	o	324	7º 45
		820	Duran Pincón Auto K.
		974	7º 36
	o	802	7º 23
		1170	7º 25
		2665	7º 19
		1341	642-B
		420	7º - 10
		282	Barrio San Miguel
		2648	7º 11
		340	Barrio San Miguel
		1272	B. San Miguel
	o	2704	KOK 65B-2
		905	B. San Miguel.
		174	Gonzalez Jose.
		23	Nuevo Hilenio
	o	1050	Nuevo Hilenio
		6	Nuevo Hilenio
		135	Nuevo Hilenio
		146	Nuevo Hilenio
		282	Casa N° 1
		351	Casa N° 2
		362	Casa N° 3
		315	Nuevo Hilenio
		03	Nuevo Hilenio
	o	713	Nuevo Hilenio
		216	Segundo Piso
	o	238	Nuevo Hilenio
		145	Nuevo Hilenio
		423	Nuo Hilenio.
		402	7-16
		802	7-25
		339	KOK 256
		783	KOK 65B A

DATOS DE LOS MICROMEDIDORES			
FECHA	HORA	LECTURA	DIRECCION
22-10-2015	7:28 a.m	499	Diaz Maria Trinidad
		214	Sanchez Ramona
		<del>4940</del>	<del>Barrio San Miguel</del>
		4940	Barrio San Miguel
		482	KDK 648
		98	San Miguel I Etapa
		531	KDK 658
		864	KDK 659
		788	K-660-1
		508	B San Miguel III Etapa
		108	B San Miguel III Etapa
		135	B San Miguel III Etapa
		81	B San Miguel III Etapa
		51	Barrio San Miguel
		598	San Miguel II Etapa
		108	Barrio San Miguel
		2043	25 43
		3015	25 35
		1591	K 581
		2224	25 19
		473	25 11
		18	25 14
		866	Barrio San Miguel
		25	25 03
		2259	Cl Sur Carrera 8
		1921	Cl Sur Carrera 8
		1801	15-96
		100	Garcia Orlando
		391	Paez Rincón Fernel
		4228	25-14
		598	25-25
		2497	25-26
		2260	25-32
		230	B San Miguel
		6838	25-43
		841	25 53
		12090	25 54
		1848	35 03
		2332	35 02
		2030	35 11
		2445	35 14
		1060	Antigua Escuela
		1176	Sanchez Edgar Yamil

DATOS DE LOS MICROMEDIDORES			
FECHA	HORA	LECTURA	DIRECCION
22-10-2015	7:35 a.m	1285	Kalon Yeison
}	}	1115	Leon Lesmes Adalberto
		381	541-1
		698	540-1
		1036	254
		1435	Garcia Dario
		1963	550-B1
		151	Contreras Amado
		1614	Garcia Aura
		730	B. San Miguel
		422	San Miguel I Etapa
2	0	1647	K 550
}	}	686	B. San Miguel
		632	San Miguel
		2411	25-50
		1536	25-51
		214	25-44
		597	B. San Miguel
		115	25-36
		216	556-A
		2642	25-26
		1093	25-20
}	}	943	local
		1050	559
		0	142
			B. San Miguel
			0
			B. San Miguel I Etapa
			19
			B. San Miguel
			1153
			15 97
}	}	983	Andrade Maritza
		3137	15 83
		1347	15 84
		2393	Hendoza Duran Yeny
		2414	15 74
		1241	15 63
		1040	522
		611	15 55
		635	521-A
		0	603
}	}		B. San Miguel
			879
			B. San Miguel
			790
			15-46
			3323
			15 25
			450
			15 36
			525
	15 25		



Anexo 2. Lectura del Macro medidor del Tanque de Almacenamiento.

DATOS DE SALIDA DEL MACROMEDIDOR DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
FECHA	HORA	LECTURA	FUNCIONARIO
20-10-2015	12:00 PM	331968	AGUSTIN HERRERA
21-10-2015	1:00 AM	331971	
21-10-2015	2:00 AM	331975	
21-10-2015	3:00 AM	331979	0
21-10-2015	4:00 AM	331983	
21-10-2015	5:00 AM	331987	
21-10-2015	6:00 AM	331995	
21-10-2015	7:00 AM	332005	ALBERTO VERDEG
21-10-2015	8:00 AM	332015	
21-10-2015	9:00 AM	332026	
21-10-2015	10:00 AM	332038	
21-10-2015	11:00 AM	332050	0
21-10-2015	12:00 AM	332064	
21-10-2015	1:00 PM	332082	
21-10-2015	2:00 PM	332101	
21-10-2015	3:00 PM	332115	0
21-10-2015	4:00 PM	332128	
21-10-2015	5:00 PM	332140	
21-10-2015	6:00 PM	332152	
21-10-2015	7:00 PM	332163	AGUSTIN HERRERA
21-10-2015	8:00 PM	332172	
21-10-2015	9:00 PM	332178	
21-10-2015	10:00 PM	332184	
21-10-2015	11:00 PM	332189	0
21-10-2015	12:00 PM	332191	
22-10-2015	1:00 AM	332193	
22-10-2015	2:00 AM	332195	0
22-10-2015	3:00 AM	332198	
22-10-2015	4:00 AM	332200	
22-10-2015	5:00 AM	332204	
22-10-2015	6:00 AM	332213	
22-10-2015	7:00 AM	332223	ALBERTO VERDEG
22-10-2015	8:00 AM	332241	
22-10-2015	9:00 AM	332260	
22-10-2015	10:00 AM	332278	0
22-10-2015	11:00 AM	332293	
22-10-2015	12:00 M	332309	0
22-10-2015	1:00 PM	332322	
22-10-2015	2:00 PM	332334	
22-10-2015	3:00 PM	332349	0
22-10-2015	4:00 PM	332360	
22-10-2015	5:00 PM	332370	
22-10-2015	6:00 PM	332381	0

DATOS DE SALIDA DEL MACROMEDIDOR DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

FECHA	HORA	LECTURA	FUNCIONARIO
22-10-2015	7:00 PM	332394	AGUSTIN HERRERA
22-10-2015	8:00 PM	332405	
22-10-2015	9:00 PM	332413	0
22-10-2015	10:00 PM	332421	
22-10-2015	11:00 PM	332422	
22-10-2015	12:00 PM	332423	0
23-10-2015	1:00 AM	332424	
23-10-2015	2:00 AM	332425	
23-10-2015	3:00 AM	332428	0
23-10-2015	4:00 AM	332431	
23-10-2015	5:00 AM	332435	
23-10-2015	6:00 AM	332444	
23-10-2015	7:00 AM	332456	ALBERTO VERGEL 6
23-10-2015	8:00 AM	332472	
23-10-2015	9:00 AM	332488	
23-10-2015	10:00 AM	332506	0
23-10-2015	11:00 AM	332524	
23-10-2015	12:00 M	332542	
23-10-2015	1:00 PM	332560	0
23-10-2015	2:00 PM	332575	0
23-10-2015	3:00 PM	332582	
23-10-2015	4:00 PM	332594	
23-10-2015	5:00 PM	332606	
23-10-2015	6:00 PM	332615	
23-10-2015	7:00 PM	332626	AGUSTIN HERRERA
23-10-2015	8:00 PM	332636	
23-10-2015	9:00 PM	332644	
23-10-2015	10:00 PM	332651	
23-10-2015	11:00 PM	332656	0
23-10-2015	12:00 PM	332659	
24-10-2015	1:00 AM	332662	
24-10-2015	2:00 AM	332664	0
24-10-2015	3:00 AM	332667	
24-10-2015	4:00 AM	332670	
24-10-2015	5:00 AM	332673	0
24-10-2015	6:00 AM	332678	
24-10-2015	7:00 AM	332699	ALBERTO VERGEL 6
24-10-2015	8:00 AM	332715	
24-10-2015	9:00 AM	332733	
24-10-2015	10:00 AM	332753	0
24-10-2015	11:00 AM	332776	
24-10-2015	12:00 M	332794	
24-10-2015	1:00 PM	332811	0

DATOS DE SALIDA DEL MACROMEDIDOR DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
FECHA	HORA	LECTURA	FUNCIONARIO
24-10-2015	2:00 PM	332820	
24-10-2015	3:00 PM	332827	0
24-10-2015	4:00 PM	332844	
24-10-2015	5:00 PM	332860	
24-10-2015	6:00 PM	332871	
24-10-2015	7:00 PM	332882	AGUSTIN HERRERA
24-10-2015	8:00 PM	332891	0
24-10-2015	9:00 PM	332897	
24-10-2015	10:00 PM	332903	0
24-10-2015	11:00 PM	332905	
24-10-2015	12:00 PM	332908	
25-10-2015	1:00 AM	332911	0
25-10-2015	2:00 AM	332919	
25-10-2015	3:00 AM	332917	
25-10-2015	4:00 AM	332920	0
25-10-2015	5:00 AM	332923	
25-10-2015	6:00 AM	332933	
25-10-2015	7:00 AM	332950	ESTIVEN OVALLES
25-10-2015	8:00 AM	332968	
25-10-2015	9:00 AM	332985	
25-10-2015	10:00 AM	333001	0
25-10-2015	11:00 AM	333017	
25-10-2015	12:00 M	333034	
25-10-2015	1:00 PM	333049	0
25-10-2015	2:00 PM	333065	
25-10-2015	3:00 PM	333075	
25-10-2015	4:00 PM	333083	0
25-10-2015	5:00 PM	333092	
25-10-2015	6:00 PM	333098	
25-10-2015	7:00 PM	333101	ALBERTO VERGEL G
25-10-2015	8:00 PM	333105	
25-10-2015	9:00 PM	333109	
25-10-2015	10:00 PM	333113	0
25-10-2015	11:00 PM	333114	
25-10-2015	12:00 PM	333119	
26-10-2015	1:00 AM	333122	
26-10-2015	2:00 AM	333126	0
26-10-2015	3:00 AM	333130	
26-10-2015	4:00 AM	333134	
26-10-2015	5:00 AM	333138	0
26-10-2015	6:00 AM	333142	
26-10-2015	7:00 AM	333145	ESTIVEN OVALLES
26-10-2015	8:00 AM	333157	

DATOS DE SALIDA DEL MACROMEDIDOR DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
FECHA	HORA	LECTURA	FUNCIONARIO
26-10-2015	9:00 AM	333172	
26-10-2015	10:00 AM	333187	
26-10-2015	11:00 AM	333209	0
26-10-2015	12:00 M	333234	
26-10-2015	1:00 PM	333250	
26-10-2015	2:00 PM	333268	0
26-10-2015	3:00 PM	333286	
26-10-2015	4:00 PM	333300	
26-10-2015	5:00 PM	333314	
26-10-2015	6:00 PM	333326	
26-10-2015	7:00 PM	333336	ALBERTO VEREEC 6
26-10-2015	8:00 PM	333346	
26-10-2015	9:00 PM	333357	
26-10-2015	10:00 PM	333367	
26-10-2015	11:00 PM	333377	0
26-10-2015	12:00 PM	333388	
27-10-2015	1:00 AM	333398	
27-10-2015	2:00 AM	333408	0
27-10-2015	3:00 AM	333418	
27-10-2015	4:00 AM	333429	
27-10-2015	5:00 AM	333439	
27-10-2015	6:00 AM	333455	
27-10-2015	7:00 AM	333465	ESTIVEN OVALLES
27-10-2015	8:00 AM	333485	
27-10-2015	9:00 AM	333500	
27-10-2015	10:00 AM	333515	0
27-10-2015	11:00 AM	333534	
27-10-2015	12:00 M	333550	
27-10-2015	1:00 PM	333572	0
27-10-2015	2:00 PM	333592	
27-10-2015	3:00 PM	333608	
27-10-2015	4:00 PM	333628	0
27-10-2015	5:00 PM	333642	
27-10-2015	6:00 PM	333660	
27-10-2015	7:00 PM	333680	ALBERTO VEREEC 6
27-10-2015	8:00 PM	333694	
27-10-2015	9:00 PM	333708	
27-10-2015	10:00 PM	333720	0
27-10-2015	11:00 PM	333732	
27-10-2015	12:00 PM	333740	

Anexo 3. Registro Fotográfico.

## Levantamiento Topográfico



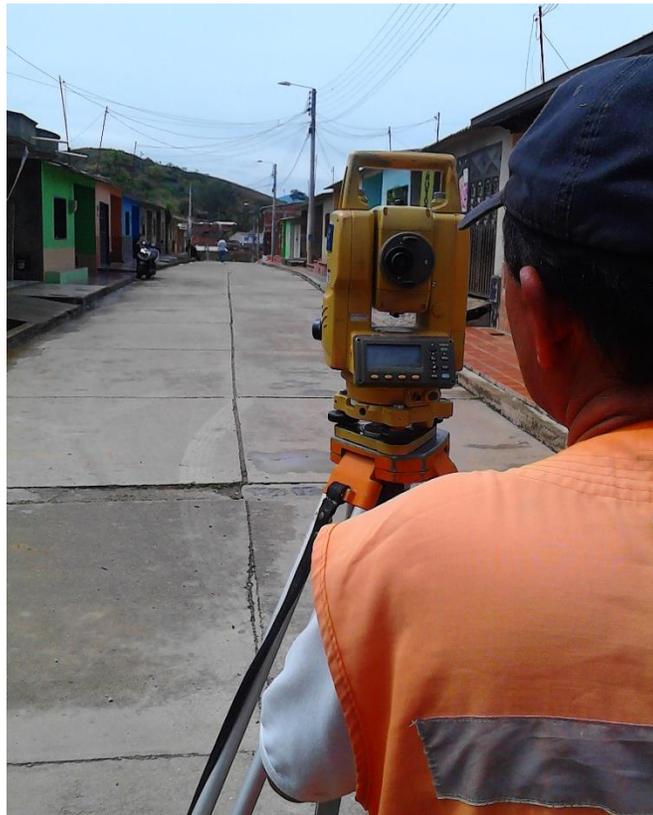
Fuente: Autores del proyecto



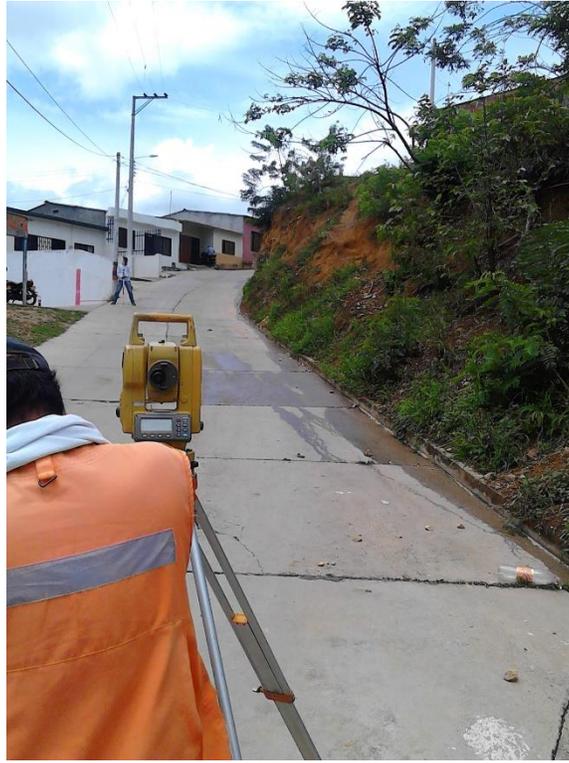
Fuente: Autores del proyecto



Fuente: Autores del proyecto



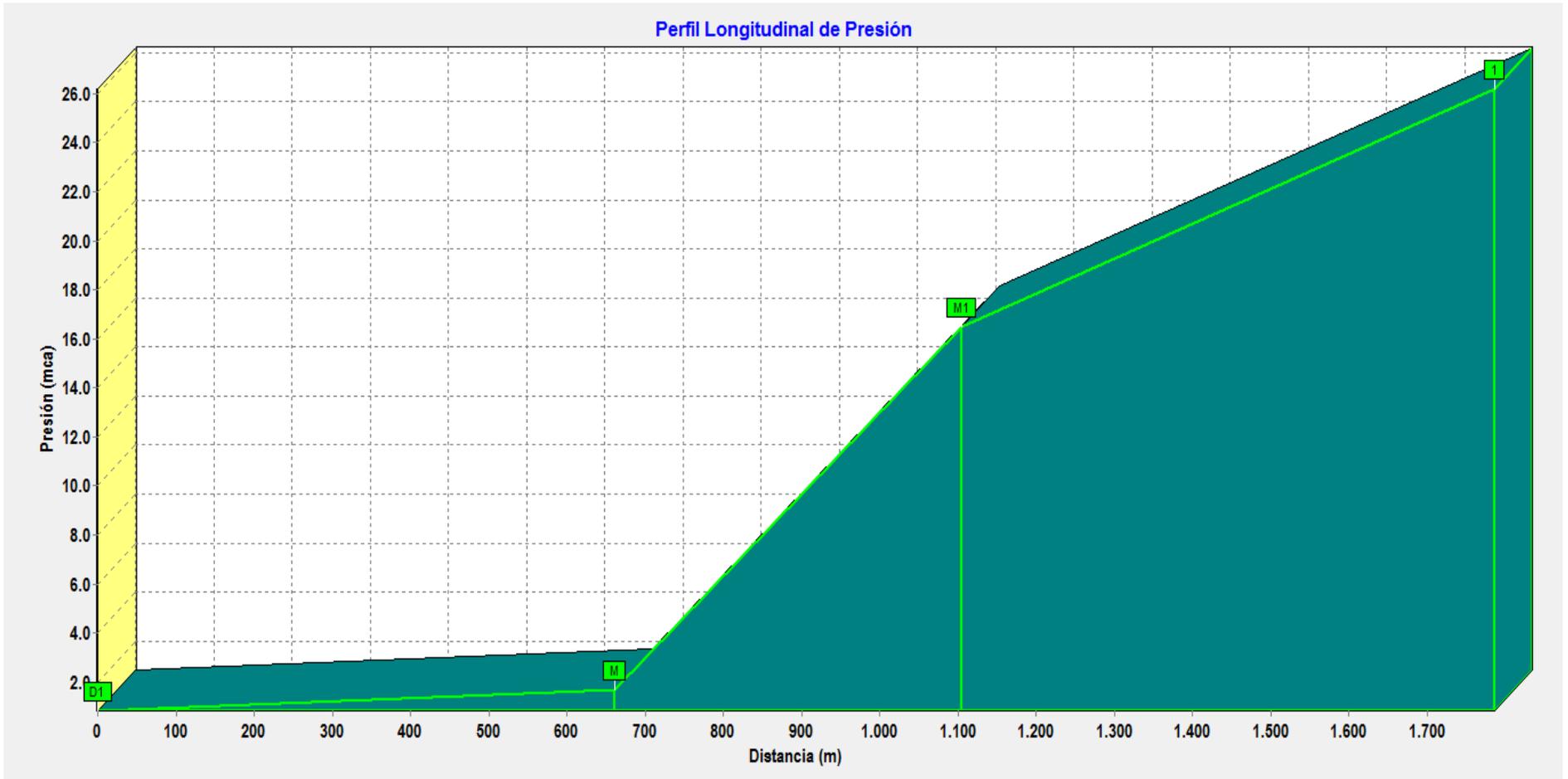
Fuente: Autores del proyecto



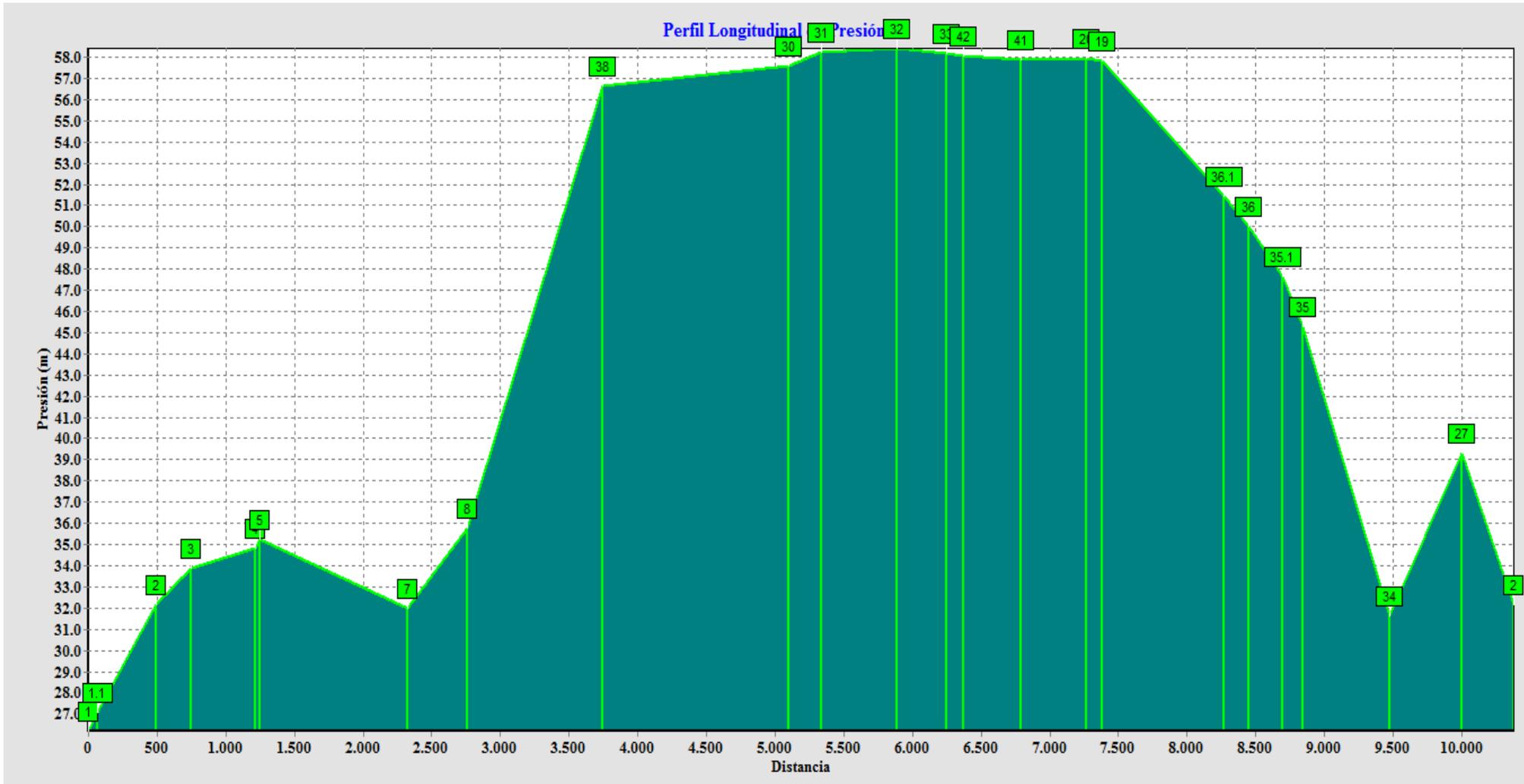
Fuente: Autores del proyecto

Anexo 4. Perfiles Longitudinales de los tramos en EPANET

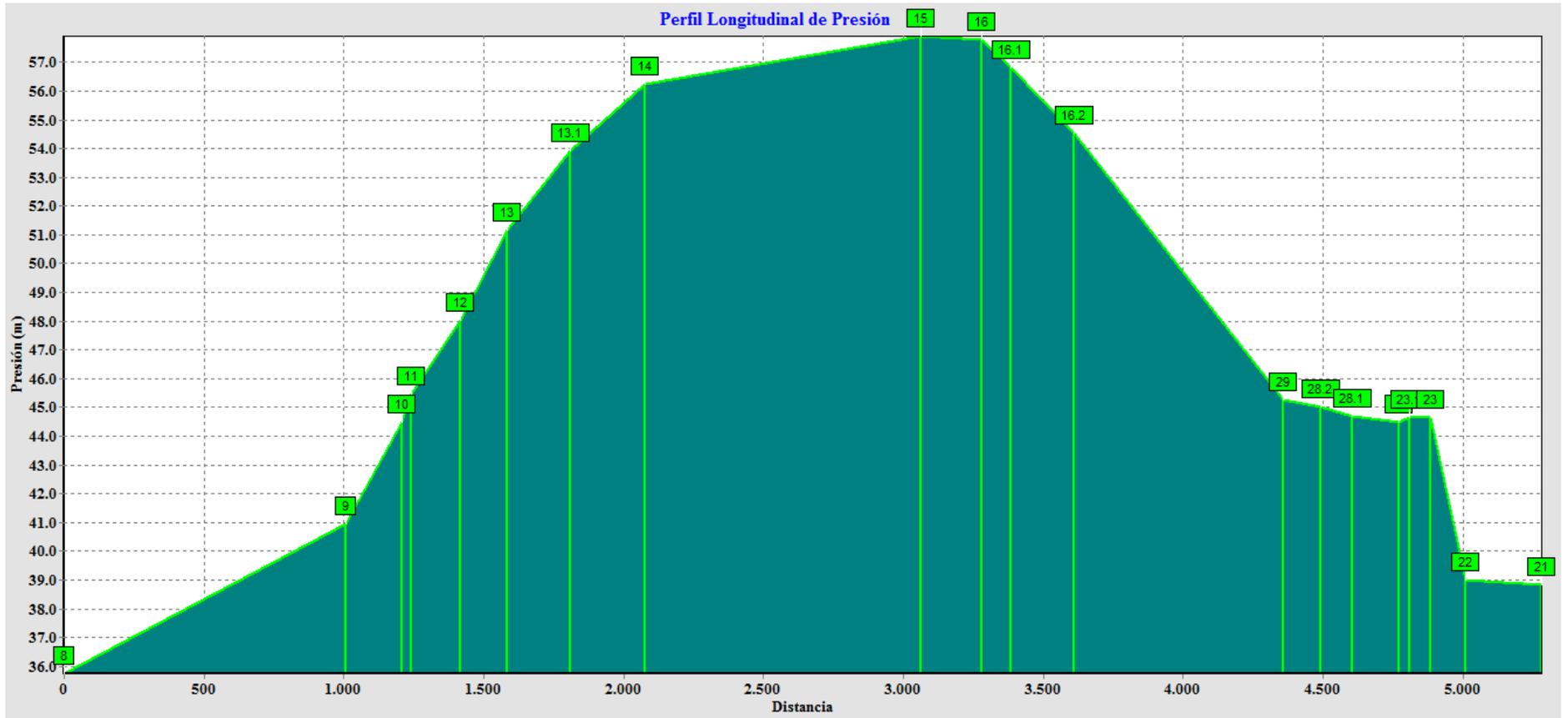
Perfil longitudinal de presión línea Matriz



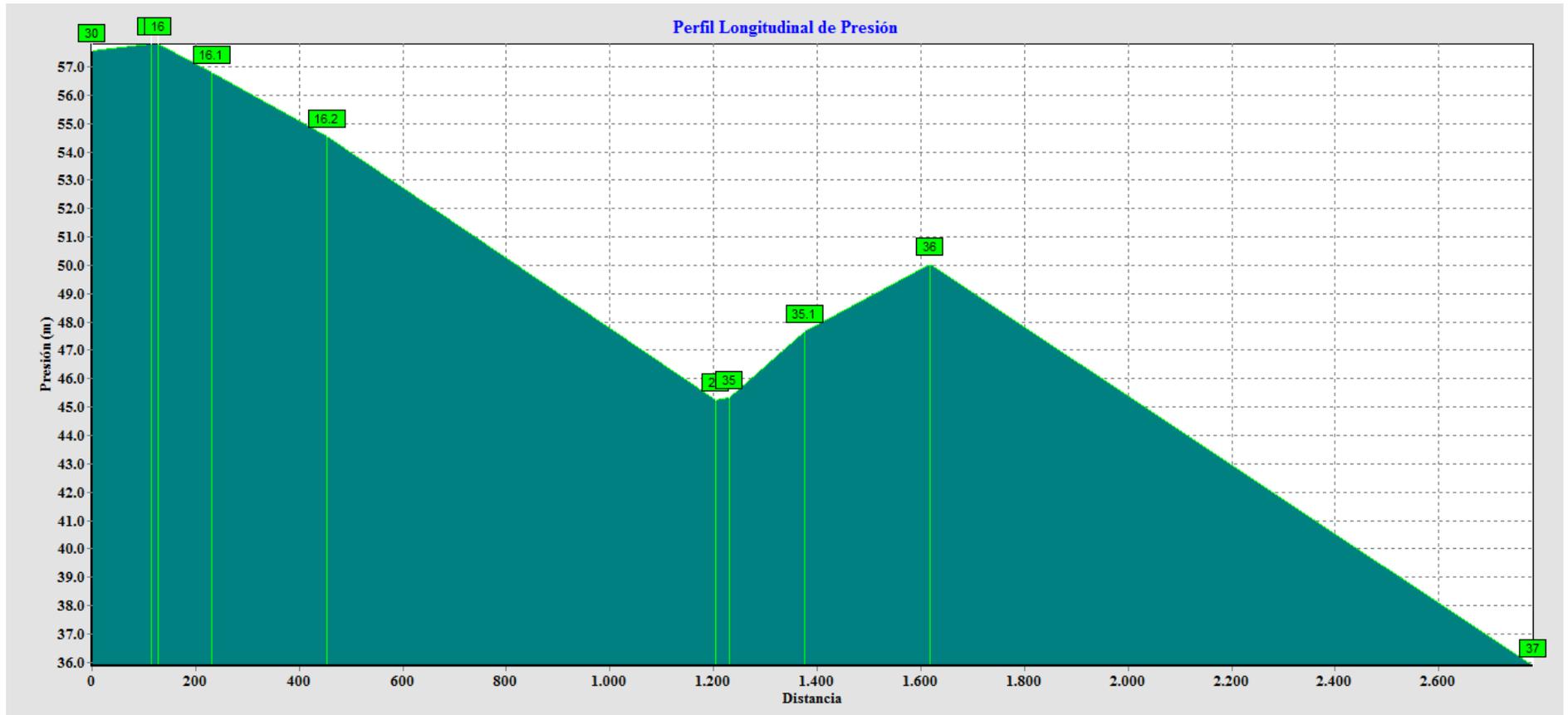
### Perfil longitudinal de presión red principal



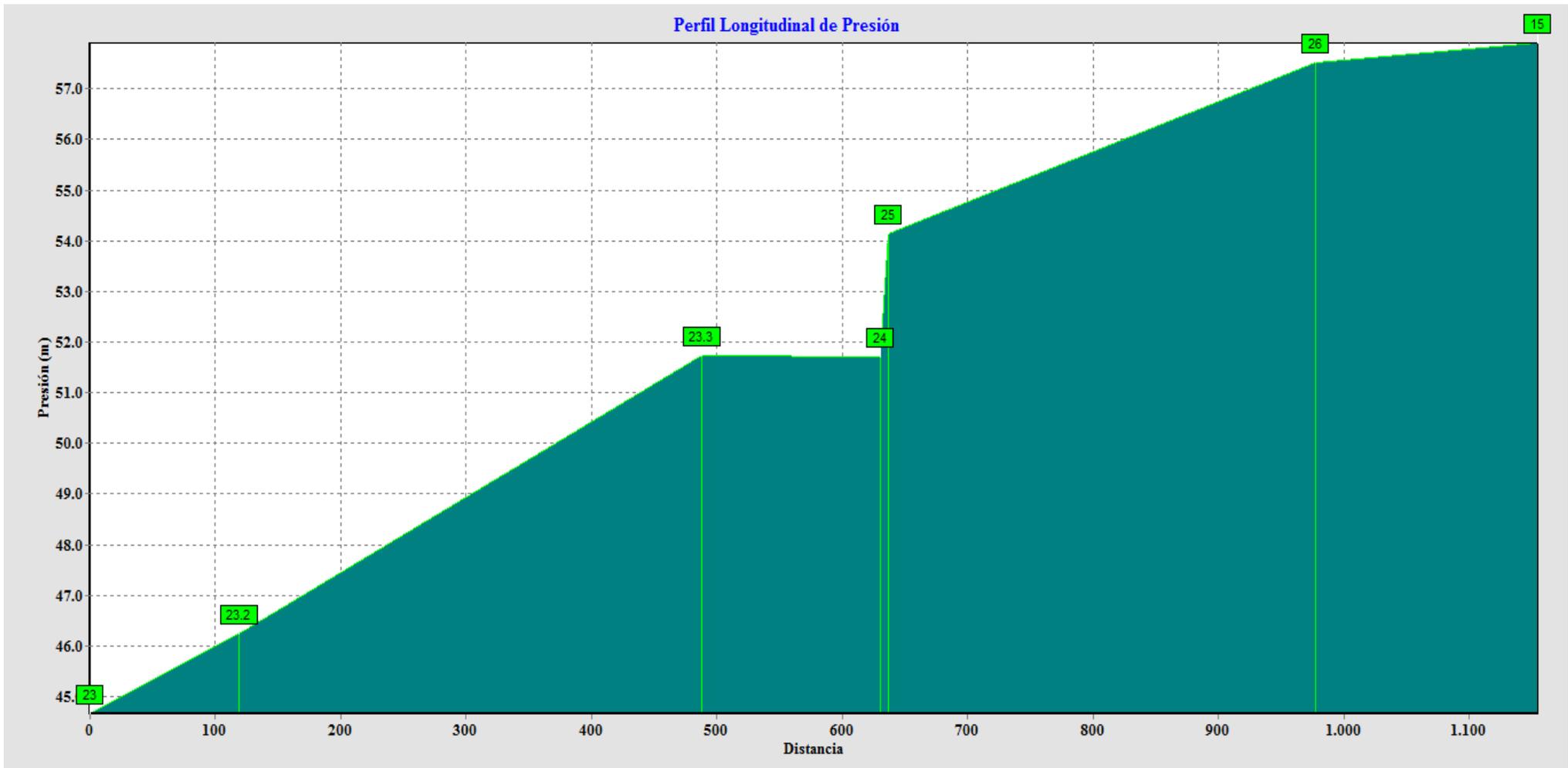
### Perfil longitudinal de presión red secundaria



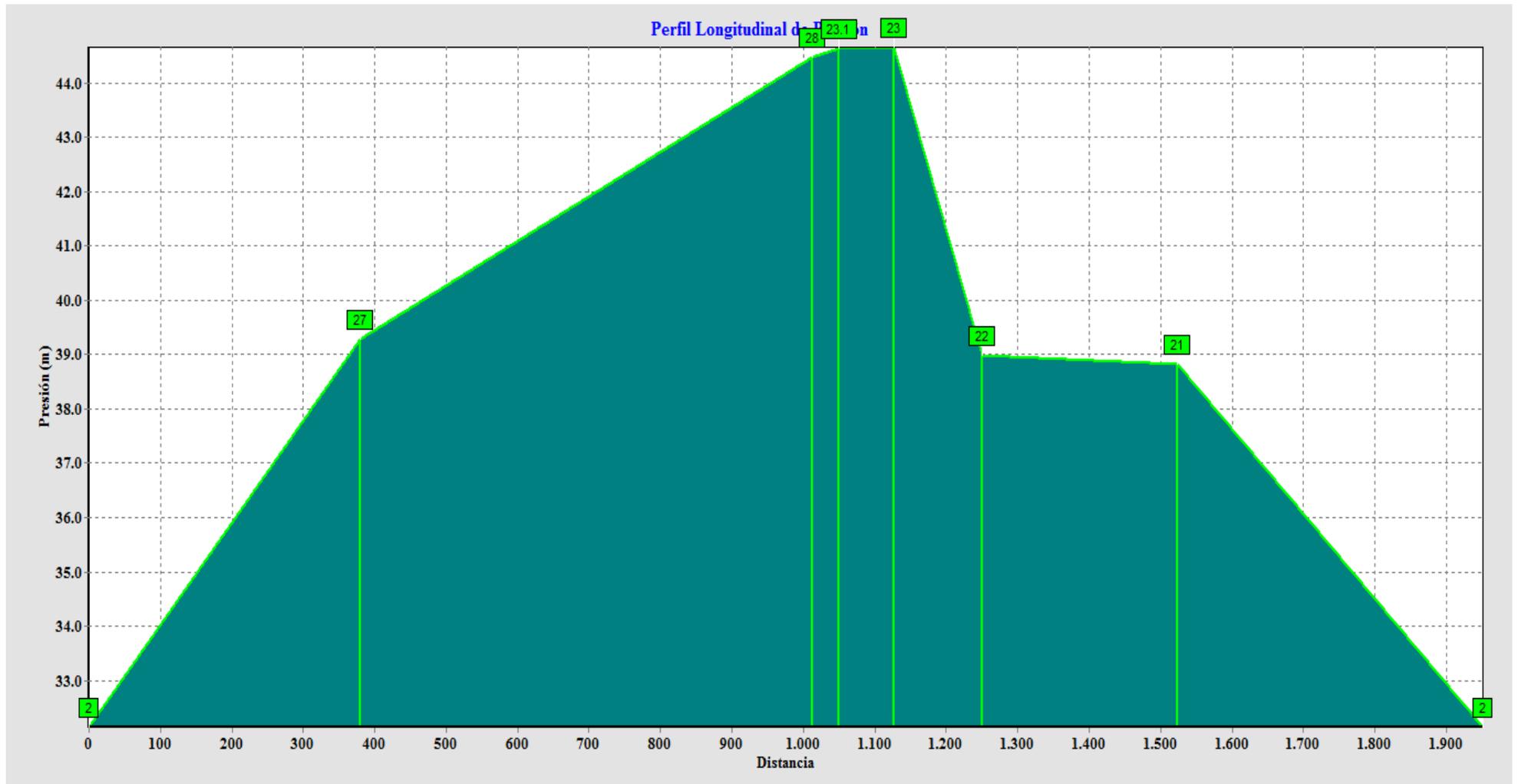
### Perfil longitudinal de presión en la red secundaria



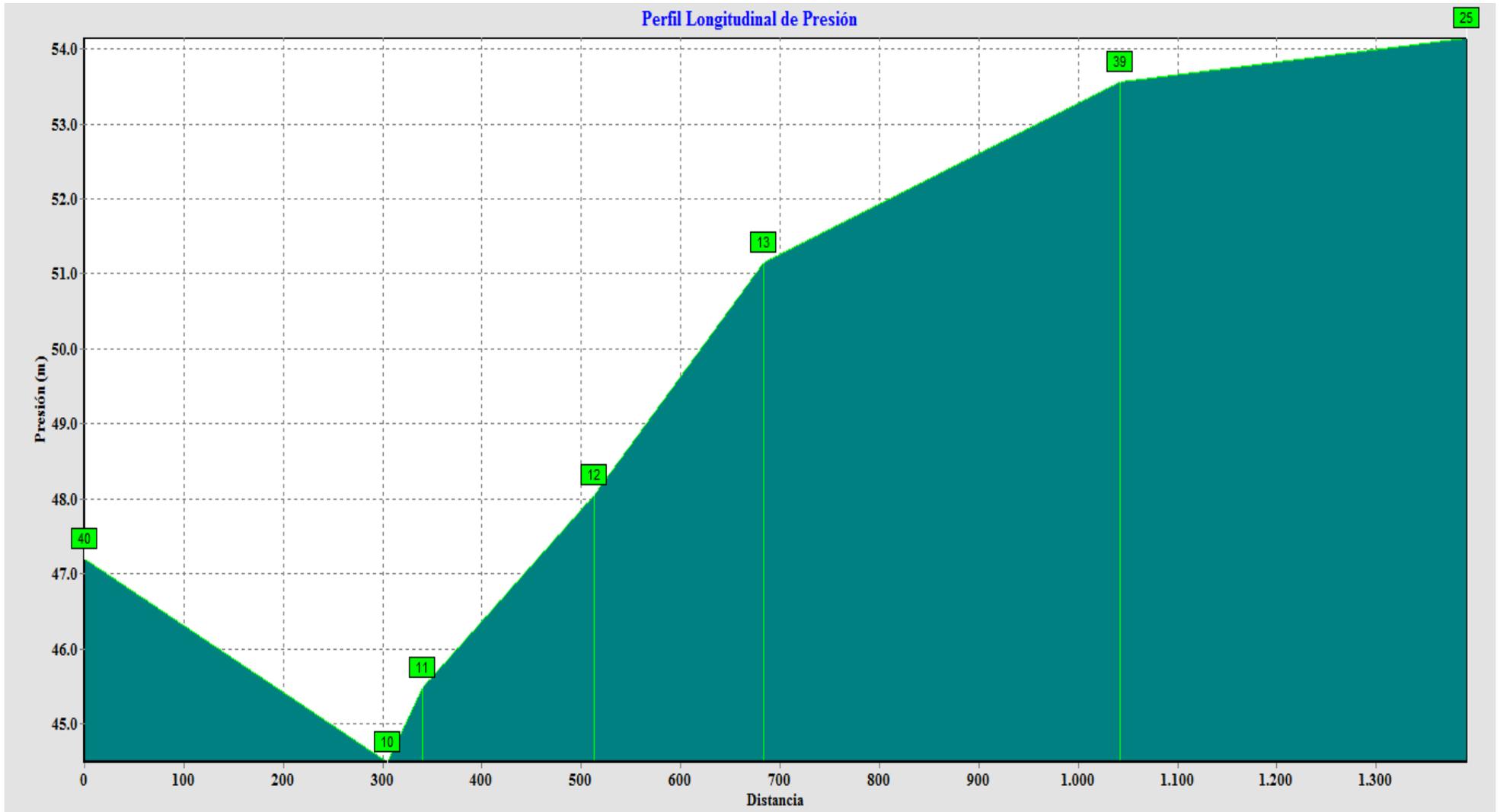
### Perfil longitudinal de presión en la red secundaria



Perfil longitudinal de presiones en la red secundaria



# Perfil longitudinal red secundaria



# Perfil longitudinal red secundaria

