	<b>UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA</b>			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
	<b>FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO</b>	<b>F-AC-DBL-007</b>	<b>10-04-2012</b>	<b>A</b>
Dependencia	Aprobado		Pág.	
<b>DIVISIÓN DE BIBLIOTECA</b>	<b>SUBDIRECTOR ACADEMICO</b>		<b>i(177)</b>	

## RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	<b>MARIO ANDREY SANGUINO CASADIEGOS DEIBYS QUINTANA SUAREZ</b>
FACULTAD	<b>DE INGENIERIAS</b>
PLAN DE ESTUDIOS	<b>INGENIERIA CIVIL</b>
DIRECTOR	<b>PABLO EMILIO QUINTERO MONTAGUT</b>
TÍTULO DE LA TESIS	<b>DISEÑO DE ALTERNATIVA PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL MINIDISTRITO DE RIEGO DE LA VEREDA SAN JAVIER DEL MUNICIPIO DE ABREGO, NORTE DE SANTANDER.</b>

### RESUMEN

EL TRABAJO ELABORADO, CONSISTE EN LA OPTIMIZACIÓN DEL MINIDISTRITO DE RIEGO DE LA VEREDA SAN JAVIER DEL MUNICIPIO DE ÁBREGO, NORTE DE SANTANDER, CONSTRUIDO PARA MEJORAR LA ACTIVADA PRODUCTIVA DE LA REGION.

EN EL DESARROLLO DEL PROYECTO SE PRESENTA LA ALTERNATIVA PARA MEJORAR LAS CONDICIONES DEL MINIDISTRITO DE RIEGO REALIZANDO UN DIAGNOSTICO Y UN DISEÑO DE AQUELLOS ELEMENTOS QUE NO CUMPLEN SU CAPACIDAD PARA ABASTECER LA DEMANDA ACTUAL.

### CARACTERÍSTICAS

PÁGINAS: 177	PLANOS: 2	ILUSTRACIONES: 143	CD-ROM: 1
--------------	-----------	--------------------	-----------



DISEÑO DE ALTERNATIVA PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL MINIDISTRITO DE RIEGO  
DE LA VEREDA SAN JAVIER DEL MUNICIPIO DE ABREGO, NORTE DE SANTANDER.

AUTORES:

MARIO ANDREY SANGUINO CASADIEGOS

DEIBYS QUINTANA SUÁREZ

Trabajo de Grado para Optar el Título de Ingeniero Civil

Director:

PABLO EMILIO QUINTERO MONTAGUT

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERIAS

INGENIERIA CIVIL

Ocaña, Colombia

Agosto 2016

## DEDICATORIA

En primer lugar, quiero dedicar este gran logro a Dios todo poderoso, por darme la oportunidad de estudiar esta hermosa carrera, por guiarme, por darme la fortaleza necesaria para seguir siempre adelante pese a las dificultades e iluminando cada paso de mi vida.

A mi madre y mi padre, por ser el motor que me ha impulsado día a día para llenarme de valor y no rendirme en esta etapa de la vida. Sin su apoyo no lo habría logrado, mil gracias por ser mis guías y por ser para mí un ejemplo de trabajo, esfuerzo y dedicación.

A mis dos hermanos Sergio y José, por acompañarme en cada una de las etapas de mi vida, por contar siempre con su valioso e incondicional apoyo en los momentos difíciles, por su cariño, colaboración, por sus palabras de aliento y por ayudarme siempre a salir adelante.

A mi familia por brindarme su apoyo incondicional, por creer en mí, por haber fomentado en mí, el deseo de superación y el anhelo de triunfo en la vida. Mil palabras no bastarían para agradecerles su apoyo, su comprensión y sus consejos en los momentos difíciles.

A cada uno de los profesores de la Universidad, por sus conocimientos, enseñanzas y por los aprendizajes dados. A ellos les debo gran parte de lo que hoy soy como profesional.

A todas aquellas personas, por sus consejos, su apoyo incondicional y por sus orientaciones que hicieron posible este gran sueño y culminación de este gran logro, gran etapa y meta en mi vida.

MARIO ANDREY SANGUINO CASADIEGOS

## DEDICATORIA

Este gran logro, en primera instancia lo dedico a mi Dios, por estar pendiente de mi vida, iluminando mi camino con su protección y bendición, quién supo guiarme por el buen camino, dándome fuerzas para seguir adelante y no desmayar ante los obstáculos y problemas presentados durante mis estudios, enseñándome a buscar soluciones sin perder nunca la paciencia y la tranquilidad.

A mis padres por su apoyo, paciencia, consejos, amor, ayuda, enseñanzas, por infundir en mí, la lucha y el deseo de superación; resaltando el gran apoyo en momentos de desesperaciones y felicidad. A ellos, porque me han dado, todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi empeño, mi perseverancia y mi empeño para lograr mis objetivos.

A mis hermanos por estar siempre presentes, acompañándome, orientándome, apoyándome en todo momento, por sus consejos y por la motivación constante; lo que ha permitido ser quien soy y obtener este gran triunfo.

A mis maestros de la Universidad que en este camino por la vida, influyeron con sus aprendizajes, experiencias, enseñanzas y por impulsar el desarrollo de mi formación profesional y por formar parte de lo que ahora soy.

Para finalizar con todo mi cariño, para las personas que hicieron todo en la vida para que yo pudiera lograr mis sueños, por motivarme y darme la mano cuando encontraba inconvenientes y dificultades en el camino. A ustedes, por siempre mi sincero y gran agradecimiento.

DEIBYS QUINTANA SUÁREZ

## AGRADECIMIENTOS

En primera instancia, queremos agradecerle a Dios, por darnos las fuerzas necesarias, además de toda su bondad, misericordia y su infinito amor, para continuar nuestro recorrido, superando todos los obstáculos que se nos presentaron a lo largo de esta trayectoria. Igualmente porque Dios es el conductor de nuestra vida, nuestro guía y maestro, sin él no somos nada, tuya es la gloria y la honra, la victoria es nuestra.

A nuestros padres, por ser un pilar fundamental en todo lo que somos, por su apoyo en toda nuestra educación tanto académica y en la vida. Gracias por confiar en nosotros y darnos la oportunidad de culminar esta gran etapa de nuestras vidas. A nuestros hermanos por el apoyo de siempre en especial por sus enseñanzas, orientaciones y por estar constantemente en las dificultades, alegrías y tristezas vividas durante la elaboración de este proyecto.

A la Universidad por habernos abierto sus puertas y por habernos aceptado, ser parte de ella y acogernos en esta carrera, así como también a sus docentes que nos brindaron sus conocimientos y su apoyo para seguir adelante día a día.

Agradecemos también a nuestro director del proyecto, el Ingeniero Pablo Emilio Quintero Montagut, por habernos permitido recurrir a su capacidad y conocimiento, así como también habernos tenido toda la paciencia para guiarnos durante todo el desarrollo de la tesis. Al Ingeniero Napoleón Gutiérrez de Piñerez por sus conocimientos y asesorías, al igual por su tiempo para orientarnos durante el transcurso del proyecto.

A la comunidad asentada en el área de ejecución objeto del proyecto, en especial al señor Enrique Bayona por su gran colaboración y apoyo, durante las visitas de campo realizadas para la recolección de la información. Igualmente al señor Álvaro Ordoñez Gómez por su valiosa cooperación y por la información suministrada, disponibilidad, paciencia y apoyo incondicional, al Ingeniero Thomas Édison Guerrero Barbosa por su valioso apoyo incondicional e invaluable durante la ejecución del proyecto, paciencia y orientación para el logro de buenos resultados, al Ingeniero Juan Carlos Herrera por su orientación y colaboración y al Ingeniero Cristian Camilo Osorio por sus asesorías constantes, disponibilidad y dedicación para apoyarnos en la ejecución y culminación de este proyecto.

Agradecemos también, a todas aquellas Entidades por su valiosa colaboración e informaciones suministradas como: (Corporación Autónoma Regional de la Frontera Nororiental - CORPONOR y ASOMUNICIPIOS (Asociación de Municipios del Catatumbo Provincia de Ocaña y Sur del Cesar.

Para finalizar, recalco nuevamente que dedicamos este gran logro al Dios todopoderoso, quien ha puesto a las personas anteriormente mencionadas en nuestras vidas, para sus propósitos. De él viene todo lo bueno y perfecto, él es quien nos ha dado todo y nos ha hecho ser quienes somos.

MARIO ANDREY SANGUINO CASADIEGOS

DEIBYS QUINTANA SUÁREZ

## Índice

<b>Capítulo 1: Título.....</b>	<b>1</b>
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.2 Formulación del problema.....	2
1.3 Justificación.....	2
1.4 Objetivos.....	6
1.4.1 Objetivo General.....	6
1.4.2 Objetivos Específicos.....	6
1.5 Delimitaciones.....	6
1.5.1 Operativa.....	7
1.5.2 Conceptual.....	7
1.5.3 Geográfica.....	7
1.5.4 Temporal.....	9
 <b>Capítulo 2: Marco referencial.....</b>	 <b>10</b>
2.1 Antecedentes históricos.....	10
2.2 Marco Conceptual.....	11
2.2.1 Elementos de un minidistrito de riego.....	13
2.2.2 Dispositivos de control.....	15
2.2.3 Usos del agua.....	16
2.3 Marco Teórico.....	17
2.3.1 Epanet.....	20
2.3.2 Cropwat.....	20
2.4 Marco Legal.....	21
 <b>Capítulo 3: Diseño metodológico.....</b>	 <b>23</b>
3.1 Tipo de investigación.....	23
3.2 Muestra.....	23
3.3 Población.....	23
3.4 Recolección de información.....	24
3.4.1 Técnicas de recolección de información.....	24
3.4.2 Instrumentos para la recolección de información.....	24

<b>Capítulo 4: Desarrollo del proyecto .....</b>	<b>26</b>
4.1 Realizar un diseño de alternativa para la optimización del Minidistrito de Riego de la Vereda San Javier, del Municipio de Abrego, Norte de Santander.....	26
4.1.1 Antecedentes.....	26
4.1.2 Información preliminar.....	27
4.1.3 Trabajo de campo y oficina.....	34
4.2. Realizar los estudios topográficos, correspondientes al sistema de riego actual. ....	50
4.3 Identificar el estado actual de cada uno de los componentes que constituyen el Minidistrito de Riego (captación, desarenador, línea de aducción, pasos elevados, tanquillas, válvulas de purga y válvulas ventosas). ....	52
4.3.1 Captación. ....	54
4.3.2 Aducción captación – desarenador. ....	60
4.3.3 Desarenador. ....	68
4.3.4 Aducción (desarenador-tanquillas de reparto).. ....	80
4.3.5 Red de distribución y reparto. ....	86
4.4 Diseñar los elementos del sistema de riego, que no tengan capacidad para atender la demanda actual.....	91
4.4.1 Captación.. ....	91
4.4.2 Aducción captación – desarenador. ....	93
4.4.3 Desarenador. . ....	97
4.4.4 Mejoramiento de presiones para redes de reparto.....	113
4.4.5 Presupuesto del sistema de riego .....	119
4.5 Utilizar el software libre CropWat de la FAO, para realizar los balances hídricos de los cultivos.....	122
4.5.1 Información general.....	122
4.5.2 Procedimiento para realizar el balance hídrico mediante CropWat.....	129
4.6 Utilizar el software libre Epanet de EPA, para simular hidráulicamente las redes.....	137
4.6.1 Procedimiento simulación Epanet.. ....	137
 <b>Capítulo 5: Conclusiones.....</b>	 <b>144</b>
 <b>Capítulo 6: Recomendaciones.....</b>	 <b>147</b>
<b>Referencias.....</b>	<b>150</b>
<b>Apéndices.....</b>	<b>153</b>



<b>Apéndice A. Topografía.....</b>	<b>155</b>
<b>Apéndice B. Epanet.....</b>	<b>156</b>
<b>Apéndice C. Cropwat.....</b>	<b>157</b>
<b>Apéndice D. Información suministrada por la comunidad.....</b>	<b>158</b>
<b>Apéndice E. Registro fotográfico.....</b>	<b>159</b>
<b>Apéndice F. Elementos diseñados y diagnosticados.....</b>	<b>160</b>

## Lista de Tablas

Tabla 1. Normas ambientales vigentes.....	22
Tabla 2. Rutas entre Abrego y Ocaña.....	39
Tabla 3. Tiempos y velocidades del aforo 1.....	41
Tabla 4. Sección transversal del cauce.....	41
Tabla 5. Secciones transversales del cauce.....	43
Tabla 6. Áreas transversales del cauce.....	43
Tabla 7. Áreas de las secciones.....	44
Tabla 8. Ubicación de válvulas ventosas obsoletas.....	49
Tabla 9. Nodos (bocatoma-desarenador).....	66
Tabla 10. Líneas de tuberías de la aducción bocatoma desarenador.....	67
Tabla 11. Inventario total usuarios.....	79
Tabla 12. Inventario de tanquillas.....	80
Tabla 13. Tubería de pasos elevados en hierro forjado. ....	82
Tabla 14. Inventario de ventosas.....	84
Tabla 15. Inventario de purgas.....	89
Tabla 16. Tabla de presiones en puntos de conexión entre tubería. ....	95
Tabla 17. Líneas de tuberías de la aducción bocatoma desarenador. ....	96
Tabla 18. Disminución de presiones de llegada para algunos usuarios.....	117
Tabla 19. Mejoramiento de presiones de llegada para algunos usuarios.....	118
Tabla 20. La tabla muestra el presupuesto para el minidistrito de riego.....	120

## Lista de Figuras

Figura 1. Vista aérea del sitio de estudio.....	28
Figura 2. Fuente de abastecimiento.....	36
Figura 3. Resultados de análisis fisicoquímicos y microbiológicos de la fuente de abastecimiento.....	38
Figura 4. Tabla A11.2.2.1 R.A.S 2000. En donde se muestran el valor de los parámetros para una fuente aceptable.....	39
Figura 5. Tabla A11.2.2.2 del R.A.S 2000. En donde se muestran el valor de los parámetros para una fuente regular.....	39
Figura 6. Tabla A11.2.2.3 R.A.S 2000. En donde se muestran el valor de los parámetros para una fuente deficiente. ....	39
Figura 7. Tabla A11.2.2.4 R.A.S 2000. En donde se muestran el valor de los parámetros para una fuente muy deficiente. ....	40
Figura 8. Sección transversal de la Quebrada la Enea para el aforo 1. ....	42
Figura 9. Aforo del cauce.....	42
Figura 10. Toma de sección transversal de la Quebrada la Enea. ....	44
Figura 11. Secciones transversales de la Quebrada la Enea para el aforo 2. ....	45
Figura 12. Captación existente – Quebrada la Enea.....	55
Figura 13. Plano en planta de la bocatoma. ....	56
Figura 14. Plano del perfil de la bocatoma.....	57
Figura 15. Rejilla de la captación existente. ....	58
Figura 16. Visita técnica a la Bocatoma. ....	59
Figura 17. Tubería de aducción recubierta en concreto. ....	60
Figura 18. Perdida por fuga en la línea de aducción (bocatoma-desarenador).....	60
Figura 19: dibujo en planta de la línea de aducción (bocatoma-desarenador).....	61
Figura 20: perfil de la línea de aducción. ....	61
Figura 21. Relaciones hidráulicas para conductos circulares.....	64
Figura 22: Vista en planta del desarenador ancho útil (2X10) ....	69
Figura 23: sección transversal del desarenador. ....	69
Figura 24: pantalla deflectora del desarenador. ....	69

Figura 25. Vista interna del Desarenador actual. ....	70
Figura 26. Pantalla deflectora rectangular. ....	70
Figura 27. Tapas de concreto reforzado. ....	71
Figura 28. Vertedero de Salida. ....	73
Figura 29. Rejilla de tubería de salida del desarenador ....	73
Figura 30. Tanquilla.....	81
Figura 31. Tanquilla.....	81
Figura 32. Paso elevado.....	82
Figura 33. Paso elevado.....	82
Figura 34. Válvula ventosa. ....	84
Figura 35. Válvula ventosa en mal estado.....	84
Figura 36. Válvula purga.....	86
Figura 37. Válvula purga.....	86
Figura 38. Representación en planta de usuarios y tanques de control de reparto del minidistrito de riego San Javier. ....	87
Figura 39. Línea de aducción Bocatoma – Desarenador.....	94
Figura 40. Plata de aducción Bocatoma – Desarenador simulación Epanet.....	96
Figura 41. Perfil longitudinal de presiones aducción Bocatoma – Desarenador.....	97
Figura 42. Perfil de vertederos.....	107
Figura 43. Coeficientes de rugosidad típicos.....	110
Figura 44. Dibujo en planta del desarenador recomendado para optimización.....	112
Figura 45. Dibujo en perfil del desarenador recomendado para optimización.....	112
Figura 46. Dibujo en perfil de cámara de rebose recomendado para optimización.....	113
Figura 47. Catálogo de aspersores de comercial de riegos.....	114
Figura 48. Plano en planta de tanquillas de control y reparto.....	115
Figura 49. Perfil corte A-A° tanquilla de reparto y control.....	115
Figura 50. Entorno de trabajo CropWat.....	130
Figura 51. Introducción de datos mediante la herramienta Excel.....	131
Figura 52. Manera de la cual se introducen los datos.....	131
Figura 53. Estimación de datos faltantes y resultados.....	132

Figura 54. Forma de guardado para cada módulo. ....	133
Figura 55. Opciones referentes a cada módulo para definir valores por defecto.....	134
Figura 56. Coeficientes necesarios del cultivo requeridos por el programa.....	134
Figura 57. Datos necesarios del suelo.....	135
Figura 58. Requerimiento de agua para el cultivo, resultado.....	136
Figura 59. Fondo de pantalla cargado. ....	137
Figura 60. Aplicación de la herramienta zoom en Epanet. ....	138
Figura 61. Elementos insertados (tuberías, conexiones y embalse). ....	139
Figura 62. Propiedades de las tuberías y conexiones. ....	140
Figura 63. Condiciones de simulación en tuberías y conexiones. ....	140
Figura 64. Valores por defecto a tener en cuenta para la simulación en Epanet. ....	141
Figura 65. Simulación en Epanet. ....	142
Figura 66. Aplicación de la herramienta tabla. ....	143
Figura 67. Tabla de resultados en Epanet. ....	143

## Resumen

El trabajo elaborado, consiste en la optimización del Minidistrito de riego de la vereda San Javier (ASOSANJAVIER) del Municipio de Ábrego, Norte de Santander, el cual fue construido hace algunos años por la preocupación de la comunidad en la disminución productiva de sus cultivos y de esta forma, mejorar sus condiciones de vida. Actualmente la demanda del recurso hídrico, para los productores agropecuarios beneficiarios de pequeña escala no es la mejor; debido esto a la problemática existente y falencias en algunas de sus obras; las cuales no han tenido el mantenimiento eficiente, conllevando esto al deterioro de las mismas. Sumado a lo anterior, se evidencia la problemática en la disminución del caudal de la fuente abastecedora del Minidistrito por múltiples factores. El Minidistrito abarca aproximadamente 16 kilómetros de longitud, beneficiando a 44 usuarios de la comunidad asentada en el sector, lo que lo hace un importante proyecto para el desarrollo de este Municipio. Teniendo en cuenta lo anterior, es de carácter urgente y prioritario la optimización de este Minidistrito, para poder solucionar el problema actual de riego de los cultivos que son relevantes y representativos en la zona y la Provincia de Ocaña. Se plantea de esta manera, una alternativa de diseño para la optimización del Minidistrito de riego de la vereda San Javier (ASOSANJAVIER) del Municipio de Ábrego, Norte de Santander, la cual comprende la verificación de las obras existentes y el mejoramiento de aquellas que registran falencias en su operación, dentro del sistema de dicho Minidistrito de Riego.

## Introducción

Los Minidistritos de Riego para pequeñas escalas, son el principal factor para el desarrollo agrícola en el Municipio de Ábrego, Departamento de Norte de Santander, ya que permiten mitigar el efecto social y económico de las temporadas de sequías recurrentes y favorecer la planeación agrícola en los ciclos de producción mediante la organización de las actividades rurales, en cada una de sus etapas (cultivo, riego, fertilización, producción y comercialización), permitiendo de esta manera a las familias campesinas beneficiarias, hacer uso eficiente del agua en temporadas secas y poder generar la oferta de productos agrícolas.

El proyecto y trabajo de estudio, se ubica en el Minidistrito de Riego San Javier (ASOSANJAVIER), localizado este en la zona oriental del Municipio de Abrego, el cual abarca varias veredas entre las que se encuentran: San Javier, Santa Lucia, Rio Frio, Oroque, Los Guayabitos y Llanos del Pozo y beneficia alrededor de 63,75 hectáreas de cultivos transitorios. Actualmente, la infraestructura que compone dicho Minidistrito se encuentra deteriorada en su gran mayoría y los componentes en su sistema, requieren repararse con urgencia para que esta permita captar, transportar y entregar agua satisfactoriamente para el riego de sus cultivos a los pequeños productores que se benefician de dicho Minidistrito.

Como estudiantes de Ingeniería Civil, de la Universidad Francisco de Paula Santander – Ocaña, se propuso una alternativa de optimización, cuyo proyecto permite la rehabilitación, el mejoramiento y el aprovechamiento al máximo de la infraestructura actual disponible en dicho

Minidistrito. Para dicha optimización, se realizó un diagnóstico de cada una de las obras existentes y de los elementos que conforman dicho Minidistrito, en donde se requiere de manera urgente la rehabilitación de las mismas en su gran mayoría; puesto que la comunidad beneficiaria, ha tenido muchas dificultades para sus siembras y producciones. Con la rehabilitación de este sistema, se genera un mejoramiento económico y social en la región, ya que la mayoría son campesinos que viven de la siembra de cultivos representativos para la Región y la Provincia de Ocaña. Igualmente con la optimización del Minidistrito, se satisfacen las necesidades de la población beneficiaria y se contribuye al desarrollo económico y al mejoramiento de la calidad de vida de la comunidad en general.



## **Capítulo 1: Título**

Diseño de alternativa para la optimización del minidistrito de riego de la vereda San Javier del Municipio de Abrego, Norte de Santander.

### **1.1 Planteamiento del problema**

Desde hace mucho tiempo el sector rural del Municipio de Abrego, ha contado con infraestructuras importantes como sistemas de abastecimiento para riego que benefician a pequeños productores agropecuarios, sin embargo la ineficiente operación y el poco mantenimiento preventivo y correctivo de esta infraestructura ha traído como consecuencia un deterioro estructural en ésta (tuberías cristalizadas, grietas estructurales en el desarenador, problemas de socavación en la captación y cajas de paso, entre otros relevantes); sumado a esto, la falta de capacidad hidráulica de la captación, desarenador y líneas de aducción para atender la demanda actual y futura de las zonas de riego. Lo anterior impide su uso adecuado y beneficia en estos momentos solo a unos pocos agricultores, trayendo como consecuencia pocas hectáreas cultivadas y abastecidas con riego y por ende una baja en la producción de los cultivos de ciclo corto como el tomate, frijol, cebolla y otras hortalizas que son renglones y representativos de la economía regional, que incide en el ingreso campesino y su calidad de vida.

El Minidistrito de riego San Javier, ubicado en la zona oriental del Municipio de Abrego, abarca varias veredas entre las que están, San Javier, Santa Lucia, Rio Frio y Llanos del Pozo,

según la asociación de municipios (A.M. 2015 ) beneficia alrededor de 110 hectáreas de cultivos transitorios pero cuya infraestructura está deteriorada y sus componentes requieren repararse para que esta permita captar, transportar y entregar agua para riego a los pequeños productores que hacen parte de dicho Minidistrito . La captación, el desarenador, la línea de aducción, su sistema de control (Válvulas de corte, ventosas, purgas y otros), redistribución y redes prediales requieren de un diagnóstico, evaluación, sobre su estado para proponer una alternativa que permita su rehabilitación y aprovechamiento al máximo, de la infraestructura actual existente y disponible.

## **1.2 Formulación del problema**

¿Cómo podría contribuirse a través de un estudio para la rehabilitación del Minidistrito de Riego en la Vereda San Javier?

## **1.3 Justificación**

El acceso al agua como recurso hídrico para el aprovechamiento agropecuario, es un factor esencial y primordial para reducir la pobreza, facilitar y aumentar la producción y el desarrollo económico en el campo.

Es así, la importancia del riego en la agricultura es relevante y cumple un papel fundamental

a la hora de hacer un buen uso del recurso hídrico, mejorando la eficiencia de aplicación y promoviendo una mayor producción. Agudelo y Pino (2012) nos dice que un minidistrito de riego es una infraestructura física, conformada por pequeñas obras de ingeniería, que son utilizadas para dotar con riego a los diferentes cultivos. Además de ser, una infraestructura organizacional que por medio de la administración, operación y mantenimiento, se encarga del manejo del flujo de agua a través de la red de riego y drenaje; ambas infraestructuras forman un sistema sostenible de abastecimiento de agua para las actividades agrícolas.

De acuerdo a lo anterior, es de carácter urgente y prioritario la rehabilitación del Minidistrito de Riego San Javier (ASOSANJAVIER), ubicado este en el Municipio de Ábrego, aportando de esta manera, soluciones al problema de riego sobre el sector agropecuario que beneficia a la comunidad asentada en varias veredas. Cabe resaltar, que en varias ocasiones se han gestionado ante la alcaldía del Municipio, acciones y proyectos para la rehabilitación de este sistema, sin ninguna respuesta positiva; con la alternativa de optimización, se pretende generar no solo un mejoramiento cultural y social, sino un aumento, tanto en el nivel económico y productivo de la región; puesto que la mayoría son campesinos que viven de la siembra y la comercialización de los diferentes cultivos representativos a nivel Local, Regional y Nacional.

El Minidistrito presenta falencias tales como:

El caudal que se capta y llega a los usuarios, no es suficiente para atender la demanda de riego.

El sistema no opera para la totalidad de los usuarios.

Mal estado de la infraestructura existente.

Falta de cultura, educación y sensibilización, por parte de la población respecto al uso y manejo adecuado del recurso hídrico.

Según información suministrada por la Corporación Autónoma Regional de la Frontera Nororiental (CORPONOR), el Minidistrito de Riego ASOSANJAVIER, no cuenta con un Programa para el Uso y Ahorro Eficiente de Agua, establecidos estos programas, mediante la Ley 373 de Julio 29 de 1997. El Programa de Uso Eficiente y Ahorro de Agua, debe ser quinquenal y deberá estar basado en el diagnóstico de la oferta hídrica de las fuentes de abastecimiento y la demanda de agua y contener las metas anuales de reducción de pérdidas, campañas educativas a la comunidad, utilización de aguas superficiales, lluvias y subterráneas, los incentivos y otros aspectos que definan las Corporaciones Autónomas Regionales y demás Autoridades Ambientales, las entidades prestadoras de los servicios de acueducto y alcantarillado, las que manejen proyectos de riego, entre otras.

Por otro lado, la asociación responsable del sistema, tiene poca capacidad de gestión para su operación, mantenimiento, para formular proyectos y nuevas inversiones.

La optimización del Minidistrito de Riego, es importante para satisfacer las diferentes necesidades que requiere la comunidad de la vereda San Javier donde se ubica este y beneficio de otras veredas aledañas, área de jurisdicción del Municipio de Ábrego por la gran disponibilidad del recurso hídrico. Igualmente, se justifica por lo siguiente:

Es de gran abastecimiento del agua, para los diferentes usos productivos en la Región.

El Minidistrito de Riego, es una necesidad latente para esta comunidad, pues es una Región con una amplia y alta vocación agrícola.

El Minidistrito, es un proyecto y obra de gran magnitud, eje fundamental para el desarrollo económico del área de beneficio, ubicada en el sector rural del Municipio de Ábrego.

El agua presente en el Minidistrito, se considera un recurso estratégico para el desarrollo social, cultural y económico de los usuarios beneficiarios y de la Región, pues aporta bienestar, seguridad alimentaria, mantenimiento y funcionamiento de ecosistemas. Con la falencia en sus obras e infraestructura, hay pérdida de este valioso recurso para el sector agropecuario y productivo.

Relevancia para el uso agropecuario, de la comunidad y usuarios beneficiarios de las diferentes veredas del Minidistrito de Riego San Javier (ASOSANJAVIAER).

Con la alternativa de optimización del Minidistrito, se evitan efectos, desastres y riesgos en el Minidistrito, en caso de presentarse fuertes lluvias por la falencia y problemática existente, en algunas de sus obras e infraestructura.

En resumen, es por ello y otros más aspectos importantes, que se pretende implementar una alternativa para la optimización del Minidistrito de Riego, formulando estrategias viables; con la finalidad de contribuir al mejoramiento de este gran proyecto, del cual se beneficia un gran número de personas y usuarios de las veredas, área de jurisdicción del Municipio de Ábrego.

## 1.4 Objetivos

**1.4.1 Objetivo General.** Realizar un diseño de alternativa para la optimización del Minidistrito de Riego de la Vereda San Javier, del Municipio de Abrego, Norte de Santander.

**1.4.2 Objetivos Específicos.** Realizar los estudios topográficos, correspondientes al sistema de riego actual.

Identificar el estado actual de cada uno de los componentes que constituyen el Minidistrito de Riego (captación, desarenador, línea de aducción, pasos elevados, tanquillas, válvulas de purga y válvulas ventosas).

Diseñar los elementos del sistema de riego, que no tengan capacidad para atender la demanda actual.

Utilizar el software libre CropWat de la FAO, para realizar los balances hídricos de los cultivos.

Utilizar el software libre Epanet de EPA, para simular hidráulicamente las redes.

## 1.5 Delimitaciones

**1.5.1 Operativa.** Para llevar a cabo, el diseño de una alternativa para la optimización del Minidistrito de la Vereda de San Javier (ASOSANJAVIER), se realizaron: Estudios topográficos relacionados del Minidistrito de Riego, se identificó el estado actual de cada uno de los componentes e infraestructura que constituye dicho Minidistrito como: (captación, desarenador, línea de aducción, válvulas de corte, de purga y ventosas). Igualmente, se hizo el respectivo diseño de cada uno de los elementos del sistema operativo de riego, los cuales no tienen la capacidad para atender la demanda futura y se utilizó el software libre: CropWat de la FAO, para realizar los balances hídricos de los cultivos y el software libre Epanet de EPA, para simular hidráulicamente las redes.

**1.5.2 Conceptual.** El proyecto se encuentra enfocado en el estudio del Minidistrito de Riego San Javier (ASOSANJAVIER), que consta de obra de captación, línea de aducción, desarenador, tanquillas y red de distribución abarcando un total de 16 kilómetros de longitud HIMAT (1998).

**1.5.3 Geográfica.** El Municipio está ubicado en la región Noroccidental del Departamento Norte de Santander. Cabecera municipal 8°04'59" latitud Norte y 73°13'26" de longitud Oeste. Población: 37.796 habitantes. Distribuidos Así: 11.788 habitantes en la zona Urbana y 26.008 habitantes en lo rural. Abrego, posee los pisos térmicos cálidos, templado, frío y páramo. Su geografía está conformada por un inmenso valle donde se ubica la población, rodeado por prominentes cerros de la bifurcación de la cordillera oriental, siendo su principal altura el cerro de Jurisdicciones (3.800 msnm) ecosistema estratégico del municipio desde el punto de vista ecológico y de las comunicaciones.

Sus montañas están conformadas por bosque nativo y primario donde se encuentra todo tipo de fauna y flora destacándose el oso de anteojos y el paujil y toda clase de plantas medicinales silvestres. Su geografía es muy variada desde los cerros escarpados donde se mezcla el blanco de su suelo con el verde esmeraldino de los andes hasta el bosque natural surcado por variadas cañadas de donde brota toda su riqueza hídrica en un paisaje de ensoñación.

#### Límites del Municipio:

Norte: Municipios de Ocaña y la Playa.

Sur: Municipios de Cáchira y Villacaro.

Oriente: Municipios de Hacarí, Sardinata y Bucarasica.

Occidente: Municipio de la Esperanza y Departamento del Cesar.

Extensión total: Abrego cuenta con una extensión de 920 Km<sup>2</sup>.

Extensión área urbana: 3 Km<sup>2</sup> en área aproximada Km<sup>2</sup>.

Extensión área rural: 920 Km<sup>2</sup> en área aproximada Km<sup>2</sup>.

Altitud de la cabecera municipal (metros sobre el nivel del mar): 1.380 m.s.n.m. (Alcaldía de Abrego norte de Santander, 2016).

El área de influencia el proyecto, corresponde a las veredas San Javier y Santa Lucía, jurisdicción del Municipio de Abrego, zona oriental, llegándose por la vía de Abrego. Sitio conocido como la María, en una distancia aproximada de 7 kilómetros, al sur-occidente de la cabecera municipal (Claro J, 2015, pág.47).



Según Corponor (Cp., 2015) La zona presenta una topografía con suaves pendientes. Sus suelos son de textura franco arcillosos, con estructura granular, con intervenciones antrópicas originadas por actividades productivas agrícolas y pecuarias, que han alterado aceleradamente la cobertura vegetal protectora. La temperatura de la zona promedio, oscila entre los 19 a 22 grados centígrados.

**1.5.4 Temporal.** El desarrollo del proyecto tiene prevista una duración total de cinco (5) meses contemplados en dos (2) meses para la recolección de datos de campo y tres (3) meses para el análisis, proceso y organización de la información recolectada.

## Capítulo 2: Marco referencial

### 2.1 Antecedentes históricos

El agua es un elemento vital e indispensable tanto para el ser humano, como para los cultivos. En la historia del riego se conoce que el agua era un sustento para la tierra con plantaciones y también daba riqueza y poder, por lo tanto este elemento tan esencial, daba ya desde tiempos remotos, confrontaciones y altercados bastantes serios. Se sabe que 3.000 a.C., el hombre se había hecho sedentario, trató de dominar el agua llevándola desde los ríos por medio de represas hacia- buenas tierras. El hombre se dio cuenta que esta tarea se convirtió en una técnica que pudo dominar, por lo tanto gracias a ese descubrimiento, es como comienza la historia del riego en la agricultura. Así como en la antigüedad comenzaron a surgir las primeras poblaciones, seguramente es cuando se inicia entonces, la historia del riego.

Hace unos 4000 años, los egipcios y el pueblo de Mesopotamia utilizaron una forma pasiva de riego, totalmente en función de la inundación anual del río. Los egipcios utilizaron el río Nilo como fuente de agua e hizo las cuencas individuales de los cultivos que entran en contacto con el agua de las inundaciones (Historia del Riego, 2016).

El riego ha sido una parte integral del desarrollo agrícola y rural de Colombia desde siglo XX y ha sido impulsado en gran medida por el gobierno colombiano, principalmente a comienzos de siglo XX. La inversión pública en riego ha sido especialmente importante en la primera mitad del siglo. Durante la segunda mitad, impulsada en gran medida por los recortes fiscales y una incapacidad general para aumentar los ingresos procedentes de la recaudación de cargos por el agua, el Gobierno de Colombia adoptó un programa para delegar las responsabilidades de manejo del riego a asociaciones civiles de usuarios.

Colombia cuenta con unas 900.000 hectáreas de agricultura irrigada, aproximadamente, el 90%

de la superficie agrícola se riega mediante sistemas de riego por gravedad. Según la Organización para la Alimentación y la Agricultura (FAO), el sector privado ha desarrollado y manejado el 62% de la superficie regable funcional de Colombia (Distritos de riego en Colombia 2013).

El aumento de las poblaciones rurales y el deterioro de los elementos estructurales de los distritos o minidistritos de riego con el transcurrir del tiempo, han conllevado a un sistema ineficiente que no alcanza a suministrar la demanda de agua requerida para los cultivos, obligando a la población a realizar mejoramientos del sistema de riego.

## **2.2 Marco Conceptual**

Contexto ganadero (Cg, 2013) nos dice que:

Los sistemas de riego y drenaje son una necesidad latente, para un país que muestra una amplia vocación agrícola. Productores de todo el Territorio Nacional esperan una mayor inversión para que sus cultivos y forrajes no se vean afectados con los cambios climáticos.

Los sistemas de riego en el país han sido, desde el siglo XX, una parte fundamental del Desarrollo Agropecuario y Rural. En la actualidad, el 90% de la superficie agrícola de Colombia es regada por medio de estos sistemas, de los cuales el 61% ha sido desarrollado y manejado por el sector privado según lo asegura un estudio de la Organización para la Alimentación y la Agricultura, FAO, el cual también afirma que entre 1991 y 1997 se invirtieron en el país cerca de USD\$19'000.000 en el desarrollo de esta tecnología.

Hoy en día, como consecuencia del verano que azota gran parte del país, los ganaderos y agricultores de las regiones buscan soluciones prácticas y eficientes para garantizar la supervivencia y calidad de sus reses y cultivos.

El sistema de distribución de agua en un Distrito de Riego consta de una serie de canales y de estructuras que se requieren para conducir el agua de las fuentes de abastecimiento o derivación a todos los puntos de la zona regable.

El sistema de distribución está formado por la red de canales de riego, los cuales se denominan así: canales principales que parten de las obras de captación, canales laterales o secundarios que parten de los canales principales o primarios, canales sub-laterales o terciarios que parten de los secundarios y así sucesivamente hasta las acequias que son pequeños canales que conducen el agua de riego hasta los surcos o melgas en los sistemas de riego por gravedad.

En algunos sistemas de riego los canales pueden emplearse entre la captación y el desarenador y luego entre el desarenador y el tanque de almacenamiento, entre otros, dependiendo de la forma como se programe la distribución del agua a los predios a partir del tanque de almacenamiento, se utilizan tuberías o combinaciones de tuberías y canales. (Arango Tobón, J C, 2002, p. 4).

El diario el espectador en un artículo (enero del 2015) nos dice que Los Distritos de Riego, son una estrategia de adaptación al cambio climático establecido por el instituto colombiano de desarrollo rural (Incoder), frente a los impactos de las temporadas de menos lluvias en el país:

Un Distrito de Riego es un área geográfica en donde se proporciona el servicio permanente de irrigación y drenaje, mediante obras de infraestructura hidro-agrícola, como vaso de almacenamiento, derivaciones directas, plantas de bombeo, pozos, canales y caminos que en su conjunto manejan el sistema.

Como parte integral del desarrollo agrícola y rural en Colombia, los sistemas de riego y drenaje han sido potencialmente importantes desde el Siglo XX, cuando las condiciones topográficas naturales, en particular en épocas de invierno, provocaban inundaciones y encharcamientos que provenían de algún río limitante con la zona, obstaculizando permanentemente el uso de estos suelos para la agricultura y el cultivo de especies. Actualmente Colombia cuenta con unas 950 mil hectáreas de agricultura irrigada, ubicadas en su mayor parte

en los valles del Magdalena, Cauca y Tolima, y el nordeste cerca de la frontera con Venezuela a lo largo de la Costa Caribe; aproximadamente el 90 por ciento de la superficie agrícola se riega mediante sistemas por gravedad.

La participación de la comunidad como actor principal en la gestión de proyectos que apunten a la sostenibilidad de los distritos de riego, ha sido una preocupación constante de la Corporación. A pesar de ser ecosistemas totalmente regulados en su funcionamiento, hacen parte de zonas características por su productividad, pero que no dejan de ser influenciadas por el ambiente en esa parte del territorio, por lo que la problemática de ambiente se refleja notablemente.

## **2.2.1 Elementos de un minidistrito de riego**

**2.2.1.1 La micro cuenca o fuente de abastecimiento.** El primer componente del sistema de un minidistrito de riego es la micro cuenca, de allí es de donde obtenemos el agua que surte a todos los cultivos. Es decir que la micro cuenca es la fuente de abastecimiento de agua en una región, es un territorio drenado naturalmente por un único sistema que drena sus aguas al mar a través de un único río, o que vierte sus aguas a un único lago endorreico. La micro cuenca está delimitada por la línea de las cumbres, también llamada divisoria de aguas.

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

Una fuente de agua es el desvío de dicho elemento de su ciclo natural para ser utilizada por el hombre. En la naturaleza existen diferentes recursos de agua como son los abastecimientos subterráneos y los superficiales.

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

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

**2.2.1.3 La aducción.** Las tuberías que llevan el agua hasta el desarenador se llaman aducción, y son el tercer componente del sistema de acueducto. La aducción en un minidistrito de riego transporta el agua de la bocatoma, desde la cámara de derivación, hasta el desarenador. Puede ser un canal abierto o un canal cerrado (tubería).

La línea de aducción funciona con flujo a superficie libre; solo en época de alta aguas funciona a presión para esta condición de flujo se debe evaluar cuánto caudal transporta a fin de diseñar los dispositivos en el desarenador que permitan evacuar el excedente de caudal antes de entrar al proceso de desarenación.

**2.2.1.4 El desarenador.** Un desarenador, es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario y en algunos casos es necesario realizar un tratamiento convencional de purificación de aguas. El desarenador debe estar situado lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de conducción.

**2.2.1.5 Las obras de aducción.** Las obras de aducción transportan del caudal de diseño, a través de cualquier tipo de conducción, las cuales pueden ser: Tuberías o Canales. Lo que caracteriza este transporte, es que no existe distribución en su trayecto. Dentro de las obras de conducción se puede destacar los pasos elevados que son estructuras utilizadas para la adecuación de la tubería que transporta el caudal proveniente del desarenador cuando en los tramos de la línea de aducción hay una caída de terreno y se puede solucionar por medio de una estructura metálica o con guaya para que la tubería pase derecho.

**2.2.1.6 Las Tanquillas.** Son estructuras de concreto que se utilizan para alojar y proteger válvulas, bocas de visita, medidores y otras piezas especiales, facilitando al mismo tiempo, su revisión y mantenimiento. Además sirven como lugar para reparto del agua o incluso para la separación del agua en varios chorros.

## **2.2.2 Dispositivos de control**

**2.2.2.1 Válvulas de Purga.** Son válvulas instaladas lateralmente, en todos los puntos bajos del trazado de la tubería (no deben ubicarse en tramos planos).

**2.2.2.2 Válvulas ventosas.** Las ventosas son válvulas de expulsión o admisión de aire, del funcionamiento automático, que debe ubicarse en los puntos altos de la conducción, siempre que la presión en dicho punto no sea muy alta o menor que la presión atmosférica.

**2.2.3 Usos del agua.** El capítulo III, Sección 1, Artículo 41 del Decreto 1541 de 28 de Julio de 1978, establece que para otorgar concesiones de aguas, se tendrán en cuenta el siguiente orden de prioridades:

- a. Utilización para el consumo humano, colectivo o comunitario, sea urbano o rural
- b. Utilización para necesidades domésticas individuales
- c. Usos agropecuarios comunitarios, comprendidas la acuicultura y la pesca
- d. Usos agropecuarios individuales, comprendidas la acuicultura y la pesca
- e. Generación de energía hidroeléctrica
- f. Usos industriales o manufactureros
- g. Usos mineros
- h. Usos recreativos comunitarios
- i. Usos recreativos individuales.



**2.2.3.1 Uso Consuntivo.** El uso consuntivo, es la cantidad de agua que usan las plantas para crecer, desarrollarse y producir económicamente. El uso consuntivo está constituido por el agua que transpiran las plantas a través de las hojas, el agua que se evapora directamente del suelo y el agua que constituye los tejidos de las plantas. Los factores fundamentales que influyen para que el uso consuntivo tenga un determinado valor son: El clima, el cultivo, el suelo.

## 2.3 Marco Teórico

El acelerado crecimiento de la población mundial sumado a una demencial demanda de alimentos en las diferentes regiones de nuestro planeta y el rompimiento de barreras físicas de mercadeo y comercialización ha generado una consecuencia común para los países con evidente vocación agrícola: *“Para sobrevivir se debe producir más”*. Ésta premisa involucra en términos generales al sector agropecuario y sus estrategias para incrementar los rendimientos productivos a un bajo costo, que genere rentabilidad y competitividad, pero enmarcado en un esquema de manejo racional de los recursos agua y suelo. Para nadie es un secreto que el elemento necesario para la vida, es decir, el agua es una de las variables esenciales y primordiales para el desarrollo vegetativo y productivo de cultivos, así como uno de los componentes para la producción ganadera, indistintamente de la escala que se considere. La mejor alternativa para garantizar el suministro del preciado líquido con fines agropecuarios es la construcción de distritos de riego y, en las zonas que se requiere un control de las inundaciones y condiciones atípicas de precipitación, los distritos de drenaje.

Es necesario comprender que la visión global de un Distrito de Riego y/o drenaje no debe percibirse sólo con la infraestructura hidráulica que usualmente compone éste tipo de obras; por el contrario, surge una obligación de estructurar éste tipo de proyectos bajo una perspectiva empresarial, en el que la fuente principal de generación productiva y laboral la componen los usuarios del Distrito de Riego y/o drenaje, de la mano de consolidación de alianzas comerciales continuas y permanentes.

Desde una visión técnica, la concepción de un Distrito de Riego así como la implementación de cualquier tipo de sistema de riego predial, pretende suplir los requerimientos hídricos de los cultivos en un tiempo específico, con el ánimo de alcanzar los mejores rendimientos productivos; programación que depende de las condiciones y características medio ambientales. En nuestro país se ha demostrado para diferentes

cultivos que la implementación de estos sistemas de manera racional y sostenible permite incremento de las producciones, siendo variable según las condiciones de cultivo, pero que usualmente se encuentra entre 30 y 50%, dependiendo de la especie vegetal (Orjuela, 2013).

De acuerdo a lo anterior, el presente proyecto plantea alternativas que buscan medidas, acciones y un modelo que mejore las condiciones y el buen funcionamiento del Minidistrito de Riego San Javier, ubicado en la Vereda con su mismo nombre, Municipio de Abrego, Departamento de Norte de Santander.

Vale la pena resaltar, que este Minidistrito de Riego San Javier, (ASOSANJAVIER), beneficia a las veredas Santa Lucia y San Javier y lo alimenta la fuente hídrica denominada Quebrada la Enea, Cuenca del Río Algodonal, Gran Cuenca del Catatumbo. Tiene concesión de aguas mediante la **Resolución N°013 de 28/04/2005** emitida por CORPONOR, la cual fue otorgada por una vigencia de 5 años.

Se realizó una modificación de la resolución en el **artículo 1** de dicha Resolución, referente al caudal otorgado por CORPONOR. Se había otorgado en un comienzo, por 42 lts/seg y se modificó a 20 lts/seg. Esta modificación, se llevó a cabo mediante la expedición por CORPONOR de la **Resolución No 052 del 06/07/2009**.

La concesión de aguas se encuentra vencida, por lo tanto, según información suministrada por CORPONOR, se radicó en la Territorial Ocaña, la información requerida para hacer la renovación de la misma, el día 20 de Octubre de 2014 y se llevó a cabo visita técnica, por parte de funcionario de CORPONOR el día 18 de Febrero de 2015. CORPONOR Territorial Ocaña, solo tiene la facultad de realizar la visita de evaluación e informe técnico y este, debe ser enviado a CORPONOR Central Cúcuta, para la revisión del mismo y la emisión del Acto Administrativo correspondiente.

La demora para la obtención de la renovación de la concesión de aguas, se debía a que CORPONOR había emitido la **Resolución N° 561 de 09/07/2015**, en donde suspendía todos los trámites para solicitudes de permisos de concesiones de aguas, debido al fenómeno del niño. Actualmente, según información suministrada de CORPONOR Territorial Ocaña, la emisión del acto administrativo para su renovación, está pendiente en CORPONOR Central Cúcuta.

El proyecto igualmente pretende, la preservación de áreas verdes, ubicadas estas en zonas aledañas al Minidistrito de Riego; con el objeto de contribuir a la conservación de los Recursos Naturales Renovables y el Medio Ambiente, en busca de un desarrollo sostenible.

Se hace necesario entonces, plantear alternativas de optimización y de mejoramiento al Minidistrito de Riego, buscando una administración, ahorro y buen uso eficiente del Recurso Hídrico, ya que no es posible pensar en el incremento sin considerar un uso óptimo del agua. También vale la pena resaltar, los beneficios que se obtendrán con este mejoramiento como:

aumento en la productividad, desarrollo de proyectos agrícolas y pecuarios, mejoramiento de la calidad de vida de los usuarios y generación de empleo, entre otros de carácter relevante.

**2.3.1 Epanet.** Según los creadores del software (Water Supply and Water Resources Division (formerly the Drinking Water Research Division) of the U.S. Environmental Protection Agency's National Risk Management Research Laboratory, S.f).

Epanet es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión. En general, una red consta de tuberías, nudos (conexiones entre tuberías), bombas, válvulas y tanques de almacenamiento o depósitos. EPANET determina el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos a través de la red durante un determinado periodo de simulación analizado en diferentes intervalos de tiempo. Además del conocimiento de la concentración de diferentes componentes químicos, es posible determinar la edad de las tuberías, así como estudios de la procedencia del agua en cada punto de la red.

**2.3.2 CropWat.** Es el programa informático de la FAO para el cálculo de las necesidades hídricas de los cultivos. Es lo que denominamos diseño agronómico de riego, es el paso previo al cálculo hidráulico del riego. Consiste en calcular los turnos, caudales y tiempos de riego basándose en las necesidades de agua del cultivo que viene determinado por el tipo de suelo, clima y cultivo.

## 2.4 Marco Legal

Codechocó (CdC, 2003) habla que El desarrollo económico del país está ligado íntimamente a su producción agrícola y ésta a su vez condicionada a la disponibilidad de suelo y a la relativa escasez o abundancia de agua para regar las áreas de cultivo.

Ante el reto que significa adelantar, en primer lugar una gestión ambiental que contribuya al desarrollo sostenible de los recursos hídricos y en segundo lugar, proyectar el control y la mitigación de los impactos ambientales que se generan durante la operación de los programas de adecuación de tierras y Distritos de Riego, se ha buscado consenso entre todos los actores que intervienen a lo largo del proceso para encontrar metas que articulen el viejo dilema “medio ambiente o desarrollo” y a la vez encontrar medidas que mitiguen y prevengan los impactos generados por aquellos que ya están en operación.

Los impactos ambientales negativos, derivados de las actividades realizadas en los Distritos de Riego o Programas de Adecuación de Tierras, se han medido con diferentes grados de magnitud y hoy en día son factores relevantes de preocupación y las Autoridades Ambientales, han implementado normas ambientales para la regulación y el control de los Recursos Naturales Renovables y de Protección al Ambiente, en especial los Recursos Agua y Suelo.

La actual normatividad en materia ambiental, le permite a las Autoridades Ambientales un amplio rango de facultades para hacer requerimientos en cuanto al uso de los Recursos Naturales, lo cual ha generado una incertidumbre entre los usuarios en relación con los mecanismos a través de los cuales se accede al usufructo y aprovechamiento de los mismos, con el objetivo de alcanzar un desarrollo sostenible que se vea reflejado en una mayor eficiencia, eficacia, competitividad, productividad y economía.

A continuación, se relacionan las Normas Ambientales Vigentes reglamentadas y demás, que dan soporte y se aplican para este tipo de proyectos.

**Tabla 1***Normas ambientales vigentes*

Norma	Descripción
Ley 23 de 19 de diciembre de 1973	Por la cual se conceden facultades al presidente de la república para expedir el código de los recursos naturales renovables y de protección al medio ambiente.
Decreto 2811 de 18 de diciembre de 1974	Por el cual se dicta el código nacional de los recursos naturales renovables y de protección al medio ambiente.
Decreto 703 del 12 de abril de 1976	Por el cual se reglamenta el funcionamiento de los comités nacionales y regionales de producción agrícola, pecuaria, de insumos y de recursos naturales renovables.
Decreto 1541 de 28 de julio de 1978	Reglamenta las normas relacionadas con el recurso agua en todos sus estados, el dominio de las aguas y el modo de adquirir derecho al uso de las mismas. (concesiones de aguas de uso público)
Constitución política de Colombia 1991	Artículos relacionados a la protección ambiental
Ley 99 de 22 de diciembre de 1993	Por la cual se crea el ministerio del medio ambiente, se organiza el sistema nacional ambiental (sina).
Ley 41 de 25 de enero de 1993	Por la cual se organiza el subsector de adecuación de tierras y se establecen sus funciones.
Resolución 1399 de 21 de julio de 2005	Por la cual se expide el reglamento que define los criterios generales para la entrega de los distritos de adecuación de tierras para su administración, operación y conservación por parte de las asociaciones de usuarios
Ley 373 de 06 de junio de 1997	Establece el programa para el uso eficiente y ahorro del agua.
Ley 388 de 18 de julio de 1997	Ordenamiento territorial
Decreto 1729 de 06 de agosto de 2002	Por el cual se reglamenta la parte xiii, título 2, capítulo iii del decreto-ley 2811 de 1974 sobre cuencas hidrográficas, parcialmente el numeral 12 del artículo 5° de la ley 99 de 1993 y se dictan otras disposiciones.
Decreto 2041 de 15 de octubre de 2014	Por el cual se reglamenta el título viii de la ley 99 de 1993 sobre licencias ambientales.

**Nota.** La tabla muestra las leyes ambientales Vigentes.

## **Capítulo 3: Diseño metodológico**

### **3.1 Tipo de investigación**

El tipo de investigación utilizado para la realización de este proyecto es la descriptiva, pues permite identificar características de los elementos que han dejado de funcionar correctamente para proponer el diseño de alternativa de su rehabilitación.

### **3.2 Muestra**

El presente proyecto de investigación descriptiva, se realizó como base de estudio en la vereda San Javier, zona rural del Municipio de Abrego Norte de Santander.

### **3.3 Población**

Corponor, 2015 (CP) informa que la población enmarcada dentro de este proyecto, abarca a los usuarios del Minidistrito de Riego los cuales se les debe garantizar, la prestación del servicio de una manera eficiente en calidad, cantidad y continuidad.

La población beneficiaria es de 84 usuarios y beneficia alrededor de 63,75 hectáreas de cultivos transitorios, según registro e informaciones suministradas por.

### **3.4 Recolección de información**

**3.4.1 Técnicas de recolección de información.** La recolección de la información se realizó mediante las siguientes técnicas:

**3.4.1.1. La observación.** Para llevar a cabo la realización de este trabajo se utilizó una observación rigurosa de la zona de estudio en donde se podrán obtener datos básicos de la ubicación y el estado actual en el que se encuentran cada uno de los componentes del minidistrito de riego, se tomaron las medidas en campo de la captación (rejilla y cámara de derivación), línea de aducción (longitudes y diámetros de la tubería), y desarenador, para verificar sus capacidades. Por otro lado, se tomaron dos muestras de agua en dos puntos: una muestra en el sitio de la captación y una segunda muestra metros arriba de la captación, para la posterior realización de los ensayos en laboratorio fisicoquímicos y microbiológicos del agua.

**3.4.1.2. La entrevista.** Diálogo directo con Autoridades Competentes de la Región, Presidente y Vicepresidente de la Asociación de Usuarios del Minidistrito de Riego, sobre la problemática que se viene presentando en el sector, debido a las falencias y deficiencia en el sistema de riego.

**3.4.2 Instrumentos para la recolección de información.** Para la recolección de datos e información, se utilizó algunos instrumentos como:



Planos Heliográficos del HIMAT (Instituto Colombiano de Hidrología, Meteorología y Adecuación de Tierras), hoy llamado IDEAM (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales).

P.B.O.T. (Plan Básico de Ordenamiento Territorial del Municipio de Ábrego), con el fin de verificar estudios de suelos y perfil de la población, entre otros aspectos.

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

Igualmente se indagó con Entidades, para la recolección de informaciones como:

Secretaria de Planeación del Municipio de Ábrego

CORPONOR (Corporación Autónoma Regional de la Frontera Nororiental) y

ASOMUNICIPIOS (Asociación de Municipios de la Provincia de Ocaña y Sur del Cesar).

IDEAM (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales).

## Capítulo 4: Desarrollo del proyecto

### 4.1 Realizar un diseño de alternativa para la optimización del Minidistrito de Riego de la Vereda San Javier, del Municipio de Abrego, Norte de Santander.

**4.1.1 Antecedentes.** Estudiantes de la Facultad de Ciencias Agrarias y del Ambiente (Ingeniería Ambiental) de la Universidad Francisco de Paula Santander, realizaron en el año 2015, un trabajo de grado relacionado con el apoyo a actividades de seguimiento del uso del recurso hídrico utilizado por los Distritos y Minidistritos de Riego en el Municipio de Ábrego, Departamento Norte de Santander; cuyo objetivo fue identificar y conocer la ubicación del área de influencia directa e indirecta de cada captación sobre las diferentes fuentes hídricas de los Distritos y Minidistritos de Riego, para realizar la evaluación, control y seguimiento.

En este proyecto, se realizó un diagnóstico del Minidistrito de Riego San Javier (ASOSANJAVIER), en donde se describe lo siguiente:

El área de influencia corresponde a las veredas San Javier y Santa Lucía, jurisdicción del municipio de Abrego, llegándose por la vía Abrego. La María, en una distancia aproximada de 7 kilómetros, al sur-occidente de la cabecera municipal. El Minidistrito de riego San Javier, beneficia de manera directa a 44 familias para uso en riego de cultivos por el sistema de aspersión, en una extensión de 110 hectáreas. Derivando un caudal aproximado de 42 l/s. El sistema de riego funciona por gravedad, derivado de la quebrada La Enea, se ubica entre los

1680 m.s.n.m. En el área beneficiada por el minidistrito de riego se encuentran cultivos como el tomate, maíz, tabaco, habichuela, arveja, cebolla, frijol, pimentón, cilantro, maracuyá, lulo, yuca y plátano.

#### **4.1.2 Información preliminar**

**4.1.2.1 Ubicación Geográfica.** El Municipio de Ábrego, está ubicado en la región Noroccidental del Departamento Norte de Santander. Cabecera municipal 8°04'59" latitud Norte y 73°13'26" de longitud Oeste. Población: 37.796 habitantes. Distribuidos Así: 11.788 habitantes en la zona Urbana y 26.008 habitantes en lo rural. Ábrego, posee los pisos térmicos cálidos, templado, frío y páramo. Su geografía está conformada por un inmenso valle donde se ubica la población, rodeado por prominentes cerros de la bifurcación de la cordillera oriental, siendo su principal altura el cerro de Jurisdicciones (3.800 msnm) ecosistema estratégico del municipio desde el punto de vista ecológico y de las comunicaciones. Sus montañas están conformadas por bosque nativo y primario donde se encuentra todo tipo de fauna y flora destacándose el oso de anteojos y el paujil y toda clase de plantas medicinales silvestres. Su geografía es muy variada desde los cerros escarpados donde se mezcla el blanco de su suelo con el verde esmeraldino de los andes hasta el bosque natural surcado por variadas cañadas de donde brota toda su riqueza hídrica en un paisaje de ensoñación.

#### **4.1.2.2 Límites del Municipio:**

Norte: Municipios de Ocaña y la Playa.

Sur: Municipios de Cáchira y Villacaro

Oriente: Municipios de Hacarí, Sardinata y Bucarasica

Occidente: Municipio de la Esperanza y Departamento del Cesar

Extensión total: Ábrego cuenta con una extensión de 920 Km<sup>2</sup>

Extensión área urbana: 3 Km<sup>2</sup> en área aproximada Km<sup>2</sup>

Extensión área rural: 917 Km<sup>2</sup> en área aproximada Km<sup>2</sup>

Altitud de la cabecera municipal (metros sobre el nivel del mar): 1.380 m.s.n.m.

(Alcaldía de Abrego, 2016)

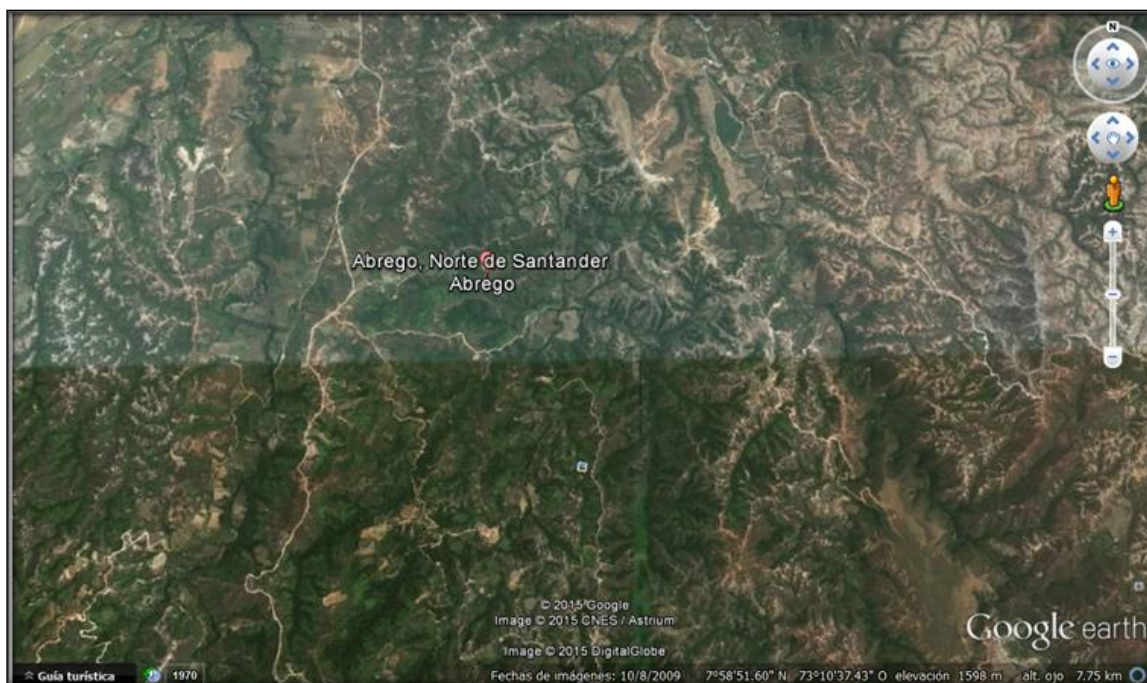


Figura 1. Vista aérea del sitio de estudio.

**4.1.2.3 Reseña Histórica.** Ábrego, llamado inicialmente La Cruz, fue fundado en 1765 en terrenos donados por las hermanas Ana Josefa y María Teresa Maldonado, a los que luego se añadieron los terrenos de Gregorio Quintero, Aquilino Jácome, Miguel Navarro, Ramón Trillo, Manuel Gómez, Esteban Patricia, Francisco Peñaranda y Miguel Álvarez Castrillón.

Los primeros forjadores de Ábrego fueron: Antonio José del Rincón, propietario de la hacienda El Algodonal en 1753; Lope Bernardo de Maris, propietario de la hacienda Aratoque en 1774; María Quiroz del Barco, propietaria de la hacienda la Labranza afínales del siglo XVII; Isabel Bonilla propietaria de Los Hatos de Oropoma (esta hacienda también se llamó Caracica). Conociendo como Las Cruces hasta llegar a llamarla singularmente La Cruz.



Con motivo de la expedición de la ley 5 de 1920, que ordenó el cambio de nombres homónimos en algunos municipios colombianos, la asamblea de Norte de Santander expidió la ordenanza Número 32 del 11 de abril de 1930 por medio de la cual le dio el nombre de Ábrego, en honor de la heroína Norte Santandereana sacrificada en 1813.

El 26 de Julio de 1.580 con motivo de celebrarse la primera eucaristía los encomenderos levantaron un gran madero en todo el centro del valle, este Símbolo cristiano determinó el nombre de la región, desde ese día se empezó a conocer este territorio como los Llanos de la Cruz. Esta población surgió en la antigua encomienda de Don Juan Quintero Príncipe, en la renombrada hacienda de los Guayabitos, propiedad de las hermanas Doña Ana María y Josefa de la Encarnación Maldonado Quintero, quienes donaron la vieja Capellanía que comprendía toda la sabana para levantar la población el 12 de marzo de 1.810, consolidándose el poblamiento con el trazado de calles y plazas y la entrega de los primeros 25 solares para construir casa cocina y huerta. Acatando la ley 5ª de 1.920 que ordenaba el cambio de título para los municipios homónimos de la República, mediante Ordenanza número 32 del 14 de abril de 1.930 se le dio el nombre de Abrego, en honor a la heroína Norte Santandereana Mercedes Abrego de Reyes. (Cúcuta nuestra, 2016).

**4.1.2.4 Vías de Acceso y Medios de Transporte.** Según (Colombia-distancia) La distancia entre Ocaña y Abrego, Norte de Santander es 30 km en auto y 28 km a pie. La distancia geográfica (ruta aérea) entre Ocaña y Abrego es 23 km.

**Tabla 2**

*Rutas entre Abrego y Ocaña*

	Ruta	Distancia (km)	Tiempo de viaje
	En auto	30 km	41 min
	A pie	28 km	6h 12 min

**Nota.** La tabla muestra las diferentes formas y tiempos de acceso desde Ocaña hasta Abrego.

De acuerdo con la alcaldía municipal de Ábrego, este se encuentra comunicado con todo el país, por la carretera Nacional, pavimentada Red Primaria categoría (con algunos tramos destapados) que comunica con los municipios de Ocaña por la parte Nor-oriental y por el Sector Oriental con Sardinata y Cúcuta capital del departamento de Norte de Santander. Además a ella desembocan las carreteras que lo comunican con las carreteras municipales de La Playa, Villacaro, Hacari, Bucarasica, los centros poblados, caseríos y veredas con carreteras destapadas, en regular y mal estado de conservación. De Ábrego sale la carretera que comunica con Ocaña y de esta a su vez con Convención que es pavimentada; de ahí en adelante sin pavimento pasando por Tibú hasta la Y, donde vuelve a empezar el pavimento a Cúcuta. También de Ábrego, pasando por Ocaña se comunica con Río de Oro (Cesar) y El Carmén. Del eje vial principal, nacen carreteras y carretables de segundo y tercer orden y caminos de herradura que intercomunican zonas del municipio. En el municipio existen excelentes vías que lo comunican con toda la provincia de Ocaña, el país y el exterior, por carreteras asfaltadas de muy buena condición vial. Igualmente el casco urbano se comunica con todas las veredas a través de carretables secundarios que lo habilita para disfrutar a plenitud de nuestra riqueza natural. Vía Terrestre. Desde Bogotá. Carretera Troncal del Magdalena medio hasta la ciudad de Aguachica (Departamento del Cesar), de allí a Río de Oro - Ocaña – Abrego. Desde Bucaramanga. Carretera Vía a la costa hasta Aguachica (Departamento del Cesar) de este sitio a Río de Oro – Ocaña – Abrego. Desde Cúcuta. Carretera Cúcuta – Abrego. Desde la Región Caribe. Carretera vía a la costa hasta el sitio de Aguachica (Departamento del Cesar) de este lugar a Río de Oro – Ocaña – Abrego.

**4.1.2.5 Vía de Acceso Minidistrito de Riego San Javier (ASOSANJAVIER).** El área de influencia corresponde a las veredas San Javier y Santa Lucía, jurisdicción del Municipio de Abrego, zona oriental, llegándose por la vía de Abrego. Sitio conocido como la María, en una distancia aproximada de 7 kilómetros, al sur-occidente de la cabecera municipal (Claro J, 2015, pág.7).

Según Cp, 2015. La zona presenta una topografía con suaves pendientes. Sus suelos son de textura franco arcillosos, con estructura granular, con intervenciones antrópicas originadas por actividades productivas agrícolas y pecuarias, que han alterado aceleradamente la cobertura vegetal protectora. La temperatura de la zona promedio, oscila entre los 19 a 22 grados centígrados.

**4.1.2.6 Geología y Suelos.** El Municipio de Ábrego presenta una tectónica un tanto sencilla, aparecen unos sistemas de fallas importantes principalmente hacia el sur del municipio, Arias y Vargas (1978) señalan que el cuadro estructural es bastante simple y encaja dentro del estilo tectónico del macizo de Santander, esto es fallamiento preponderante del zócalo. Las rocas metamórficas se presentan en dos fajas o cinturones. Uno en la parte oeste, conformando las rocas del Neis de Bucaramanga y otro al este con rocas de la formación Silgará. Las foliaciones y forma de las fajas indican una orientación regional N-NW para los mismos. En la faja occidental las foliaciones medidas insinúan repliegues dentro de la misma, pero no se puede determinar ninguna estructura mayor. La faja oriental corresponde a rocas de la formación Silgará y se encuentra cortada por rocas ígneas que afectan su continuidad y la de las estructuras que en ella se observan. Las foliaciones medidas insinúan una estructura sinclinal, en la parte sur de esta

franja, cuya continuación al sur se ve rota por rocas ígneas del batolito de Rio Negro, para finalmente reaparecer más al norte al oriente de Ábrego. Los levantamientos de suelos son de tipo general y se realizó de acuerdo con las normas y especificaciones de la Subdirección Agrológica del instituto Geográfico “Agustín Codazzi”. Para la realización del Reconocimiento General de Suelos del Municipio de Ábrego se recopiló información de geología y de las zonas de vida ecológicas según la clasificación de Holdridge, también se adquirieron aerofotografías de escala 1:30.000 a 1:50.000, la mayoría de ellas correspondientes a las décadas de los años 90. (Alcaldía de Abrego, Plan de ordenamiento territorial vigente.)

**4.1.2.7 Relieve y Topografía.** Abrego, posee los pisos térmicos cálido, templado, frío y páramo. Su geografía está conformada por un inmenso valle donde se ubica la población, rodeado por Prominentes cerros de la bifurcación de la cordillera oriental, siendo su principal altura el cerro de Jurisdicciones (3.800 msnm) ecosistema estratégico del municipio desde el punto de vista ecológico y de las comunicaciones. Sus montañas están conformadas por bosque nativo y primario donde se encuentra todo tipo de fauna y flora destacándose el oso de anteojos y el paujil y toda clase de plantas medicinales silvestres. Su geografía es muy variada desde los cerros escarpados donde se mezcla el blanco de su suelo con el verde esmeraldino de los andes hasta el bosque natural surcado por variadas cañadas de donde brota toda su riqueza hídrica en un paisaje de ensoñación. El territorio municipal, presenta una Topografía quebrada, con grandes desniveles, cotas de 3450 msnm, en el Alto de las Cruces y de 300 msnm, en el extremo suroriental, en límites con el departamento del Cesar. Presenta laderas abruptas, profundas disecciones, controlada principalmente por la composición litológica de las rocas aflorantes, por lo que además de sistemas montañosos, aparecen sistemas colinados y depósitos fluviales. Las



superficies son muy irregulares y en general es un municipio muy montañoso. (Alcaldía de Abrego, 2016.)

**4.1.2.8 Hidrología y Climatología.** Los estudios realizados por la alcaldía de Abrego nos dicen que Cinco importantes fuentes hídricas tienen su génesis en este Municipio: el Río Oroque, Río Frio, el Río Tarra, el Río Borra y el Río San Alberto del Espíritu Santo. El río Frio y el Oroque, nacen en cerro de Jurisdicciones ecosistema estratégico de la región, al unirse en el Valle forman el Río Algodonal, que más adelante recibe nombre de Río Catatumbo, cuyas aguas son servidas al lago de Maracaibo en la hermana República Bolivariana de Venezuela. El Río San Alberto Espíritu santo, nace en la Cintura de los Indios y hace parte de la cuenca del Río Magdalena. La temperatura media anual es de 22.0°C. El total anual de evapotranspiración potencial es de 1000 mm. Presenta una franja altitudinal que va de 1000 msnm. A 1200 msnm.

**4.1.2.9 Actividad Económica.** La agricultura es la principal fuente de su economía, destacándose a nivel nacional por ser el primer productor de cebolla cabeza roja (*Allium Cepal*) le siguen en importancia los cultivos de frijón, tomate, tabaco, maíz, café y todo tipo de hortalizas. Posee una ganadería expansiva en las partes altas de la montaña de poca importancia comercial y económica, compuesta por pequeños hatos que surten el mercado local de carne y productos lácteos.

**4.1.3 Trabajo de campo y oficina.** Debido a que el minidistrito de riego san Javier ha sufrido deterioro por parte de la madre naturaleza en las estructuras como la bocatoma, el desarenador, la línea de aducción, las altas perdidas, bajas presiones, bajos caudales se realizó una serie de estudios que pretenden optimizar el uso del sistema. El proyecto se enmarco prioritariamente, en una investigación de campo, en donde se verificó, se inspeccionó y recopiló información de tipo técnico sobre la infraestructura existente de los elementos que conforman el Minidistrito de Riego ASOSANJAVIER, ubicado en el Municipio de Ábrego, Departamento Norte de Santander.

Posteriormente se realizaron mediante visitas de campo, inspecciones de cada uno de los componentes y obras que conforman el Minidistrito de Riego como: punto de captación de la fuente hídrica abastecedora (Quebrada la Enea, Cuenca del Río Algodonal, Gran Cuenca del Catatumbo), línea de aducción, desarenador, pasos elevados, tanquillas, válvulas de purga y válvulas ventosas.

Luego para seguir con el desarrollo del proyecto, se realizó la topografía en formato Acad, que se extrajo por medio de planos heliográficos existentes del sistema, además con ayuda de un G.P.S se obtuvo las coordenadas de cada elemento, de esta manera se generó la cartera de campo y los diferentes planos digitales que componen al sistema. El desarrollo de la topografía del Minidistrito de Riego ASOSANJAVIER, se puede observar en el literal **4.2**

Inmediatamente después de obtener la topografía se procedió a evaluar la calidad del agua así como el cuantificar el caudal que fluye en la quebrada, después se evaluó el estado actual de cada una de las estructuras que componen al sistema de riego, por medio de una auscultación realizada a través de las diferentes visitas de campo. Previo a las visitas se dirigió todos los registros tomados hacia el trabajo de oficina.

De acuerdo con la información obtenida, se llevó a cabo un trabajo de oficina, en donde se identificó cada una de los elementos que conforman la infraestructura existente consolidando la información en planillas de inventarios presentes en el numeral **4.3** y con base a los elementos que conforman el minidistrito de riego, se definió una alternativa viable para optimizar el sistema operativo del Minidistrito, en donde se realizaron los diseños recomendados y necesarios para el óptimo funcionamiento, los diseños se encuentran en el numeral **4.4**. Además se realizó el balance hídrico, necesario para definir la falta y excesos de agua para poder así definir la humedad necesaria para los cultivos y por supuesto el caudal o cantidad de agua que solicitan los diferentes cultivos, este balance se realizó por medio del software CropWat y su información más relevante se encuentra en el literal **4.5**, así como en el apéndice **C**.

#### ***4.1.3.1 Evaluación del Sistema Existente.***

**Fuente de Abastecimiento:** La fuente abastecedora del Minidistrito de Riego ASOSANJAVIER del Municipio de Ábrego, corresponde a la Quebrada la Enea, Cuenca del Río Algodonal, Cuenca del Río Catatumbo. La Quebrada la Enea nace en los páramos que cubren a

la vereda san Javier. La cuenca del Río Algodonal se encuentra localizada al occidente del Departamento de Norte de Santander. Al norte limita con las cuencas de los Ríos Catatumbo y Río de Oro (Departamento del Cesar), al sur y occidente limita con la cuenca del Río Lebrija Regidor, la cuenca del Río de Oro y la del Río San Alberto, estas dos últimas en el área de jurisdicción del Departamento del Cesar, al oriente limita con la cuenca del Río Tarra.

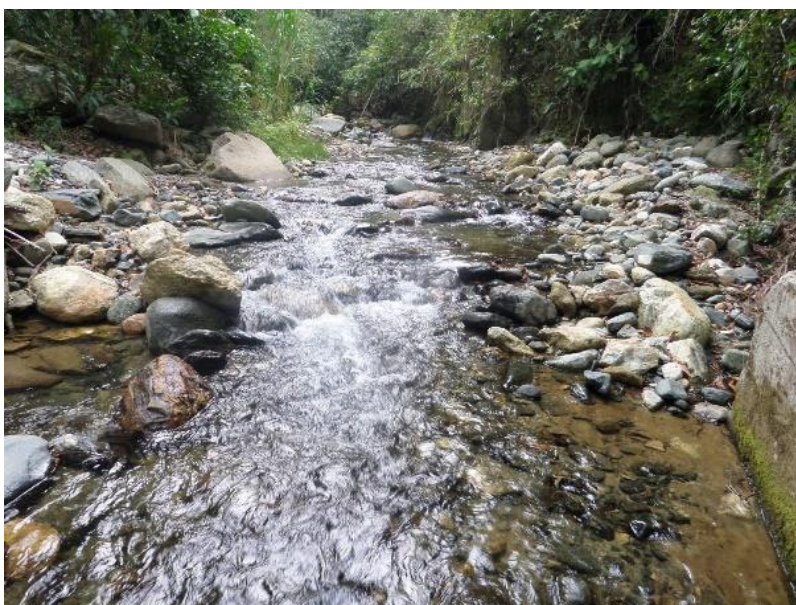


Figura 2. Fuente de abastecimiento.

**4.1.3.2 Análisis y resultados de las muestras tomadas en la fuente hídrica abastecedora (Quebrada la Enea) del Minidistrito de Riego SAN JAVIER.** Estas muestras, se llevaron a cabo en dos puntos y se analizaron aspectos como: Físicoquímicos y Microbiológicos; con el fin de evaluar y verificar condiciones de calidad del agua.

Vale la pena aclarar, que el agua de este Minidistrito de Riego, está concesionada y es para uso productivo (Agrícola y Pecuario); sin embargo en algunas épocas del año, por la situación crítica y escasas de este recurso, algunas personas se ven en la necesidad de utilizarla

para consumo humano y uso doméstico, los parámetros evaluados se presentaran por medio de una figura, luego se mostraran las tablas del literal A.11.2.2 del título A del R.A.S 2000 en donde se presentan los valores en los que deben estar los parámetros físicos y químicos.

***Primera muestra Tomada en la bocatoma de la fuente hídrica (Quebrada la Enea).***

Tipo de muestra puntual y se tuvieron en cuenta, los siguientes parámetros:

Potencial de H, Turbiedad, Color, Sulfatos, Hierro Total, Dureza Total, Alcalinidad, Nitritos, Conductividad, Aerobios Mesofilos, Coliformes Totales y Coliformes Fecales.

***Segunda muestra Tomada metros arriba, del punto de captación de la fuente hídrica (Quebrada la Enea).***

Tipo de muestra puntual y se tuvieron en cuenta igualmente, los siguientes parámetros:

Potencial de H, Turbiedad, Color, Sulfatos, Hierro Total, Dureza Total, Alcalinidad, Nitritos, Conductividad, Aerobios Mesofilos, Coliformes Totales y Coliformes Fecales.

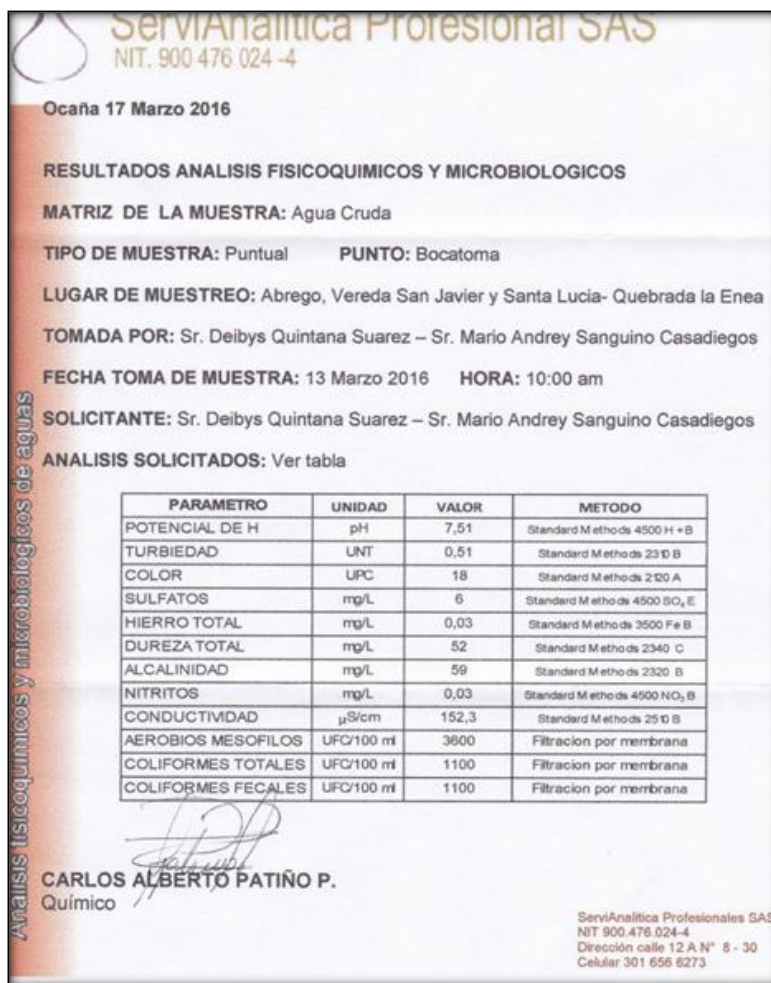


Figura 3. Resultados de análisis fisicoquímicos y microbiológicos de la fuente de abastecimiento.

Parámetros	Unidades	Resultados de los análisis en t <sub>90</sub>
<b>DBO 5 días</b>		
Promedio mensual	mg/L	≤ 1.5
Máximo diario	mg/L	1 – 3
<b>Coliformes totales</b>		
Promedio mensual	(NMP/100 mL)	0 – 50
<b>Oxígeno disuelto</b>	mg/L	≥ 4
<b>PH promedio</b>		6.0 - 8.5
<b>Turbiedad</b>	(UNT)	< 2
<b>Color verdadero</b>	(UPC)	< 10
<b>Gusto y olor</b>		Inofensivo
<b>Cloruros</b>	(mg/L - Cl)	< 50
<b>Fluoruros</b>	(mg/L - F)	< 1.2

Figura 4. Tabla A11.2.2.1 R.A.S 2000. En donde se muestran el valor de los parámetros para una fuente aceptable.

Parámetros	Unidades	Resultados de los análisis en t <sub>90</sub>
<b>DBO 5 días</b>		
Promedio mensual	mg/L	1.5 – 2.5
Máximo diario	mg/L	3 – 4
<b>Coliformes totales</b>		
Promedio mensual	(NMP/100 mL)	50 – 500
<b>Oxígeno disuelto</b>	mg/L	≥ 4
<b>PH promedio</b>		5.0 - 9.0
<b>Turbiedad</b>	(UNT)	2 – 40
<b>Color verdadero</b>	(UPC)	10 – 20
<b>Gusto y olor</b>		Inofensivo
<b>Cloruros</b>	(mg/L - Cl)	50 – 150
<b>Fluoruros</b>	(mg/L - F)	< 1.2

Figura 5. Tabla A11.2.2.2 del R.A.S 2000. En donde se muestran el valor de los parámetros para una fuente regular.

Parámetros	Unidades	Resultados de los análisis en t <sub>90</sub>
<b>DBO 5 días</b>		
Promedio mensual	mg/L	2.5 – 4
Máximo diario	mg/L	4 – 6
<b>Coliformes totales</b>		
Promedio mensual	(NMP/100 mL)	500 – 5000
<b>Oxígeno disuelto</b>	mg/L	≥ 4
<b>PH promedio</b>		3.8 – 10.5
<b>Turbiedad</b>	(UNT)	40 – 150
<b>Color verdadero</b>	(UPC)	20 – 40
<b>Gusto y olor</b>		Inofensivo
<b>Cloruros</b>	(mg/L - Cl)	150 – 200
<b>Fluoruros</b>	(mg/L - F)	< 1.2

Figura 6. Tabla A11.2.2.3 R.A.S 2000. En donde se muestran el valor de los parámetros para una fuente deficiente.

Parámetros	Unidades	Resultados de los análisis en t <sub>90</sub>
<b>DBO 5 días</b>		
Promedio mensual	mg/L	> 4
Máximo diario	mg/L	> 6
<b>Coliformes totales</b>		
Promedio mensual	(NMP/100 mL)	>5000
<b>Oxígeno disuelto</b>	mg/L	< 4
<b>PH promedio</b>		3.8 – 10.5
<b>Turbiedad</b>	(UNT)	≥150
<b>Color verdadero</b>	(UPC)	≥40
<b>Gusto y olor</b>		Inaceptable
<b>Cloruros</b>	(mg/L - Cl)	300
<b>Fluoruros</b>	(mg/L - F)	> 1.7

Figura 7. Tabla A11.2.2.4 R.A.S 2000. En donde se muestran el valor de los parámetros para una fuente muy deficiente.

Los parámetros físico-químicos evaluados de la muestra tomada en la captación del minidistrito de riego San Javier, se muestran en la figura 3. Según la clasificación de calidad de la fuente que hace el R.A.S en su literal A.11.2.2 se pudo afirmar que los valores del oxígeno disuelto, PH y turbiedad se encuentran dentro de los rangos de una fuente aceptable sin embargo valores como los de color verdadero y de coliformes totales están en rangos de fuente regular y deficiente respectivamente. Razón por la cual se confirmó que la fuente de abastecimiento no posee las cualidades y calidades del agua, apta para el consumo humano.

**4.1.3.3 Aforos en la Fuente Hídrica beneficiaria (Quebrada la Enea) del Minidistrito de Riego ASOSANJAVIER.** Se realizaron dos aforos para la toma de caudal base, en dos tramos de la fuente hídrica (Quebrada la Enea) y se llevaron a cabo mediante el método del flotador, obteniéndose:

*Aforo 1 tomado el 13 de Marzo de 2016.*



**Tabla 3***Tiempos y velocidades del aforo 1*

<b>Tiempo (Seg)</b>	<b>Distancia (mts)</b>	<b>Velocidad (mts/seg)</b>
2.66	2.3	0.86466
3.14	2.3	0.73248
3.67	2.3	0.62670
3.76	2.3	0.61170
2.85	2.3	0.80702
<b>Velocidad promedio</b>		0.72851

Nota. La tabla muestra las velocidades y distancias del aforo 1.

**Tabla 4***Sección transversal del cauce*

<b>Distancia (metros)</b>	<b>Profundidad (centímetros)</b>
0	0
0.25	16
0.5	24
0.75	27
1	26
1.25	22
1.5	11
1.75	14
2	0

Nota. La tabla muestra las medidas de la sección transversal en el aforo 1.

Área:  $0.42 \text{ m}^2$

$$Q = V_{\text{Promedio}} * \text{Area}_{\text{Promedio}}$$

$$Q = 0.72851 \text{ m/seg} * 0.42 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.306 \text{ m}^3/\text{seg}$$

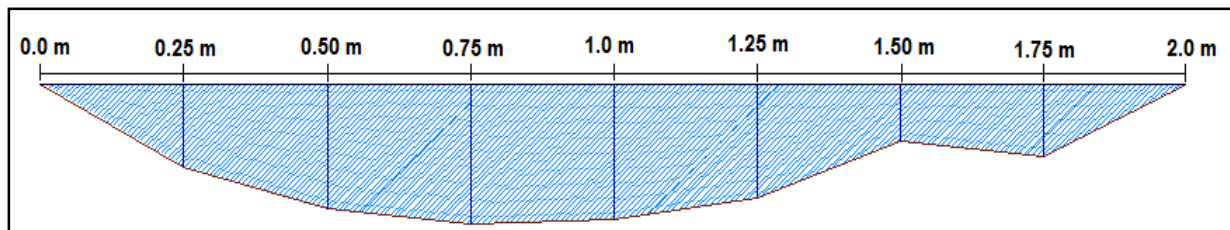


Figura 8. Sección transversal de la Quebrada la Enea para el aforo 1.



Figura 9. Aforo del cauce.

*Aforo 2 tomado el 24 de abril de 2016.*

**Tabla 5***Secciones transversales del cauce*

SECCION	DISTANCIA (metros)	PROFUNDIDAD (centímetros)
0 + 000 m	0	0
	0.5	12
	1	25
	1.5	23
	2	20
	2.5	12
	3	9
	3.27	0
0 + 001.5 m	0	0
	0.5	6
	1	13
	1.5	15
	2	20
	2.5	11
	3	10
	3.28	0
0 + 003 m	0	0
	0.5	5
	1	9
	1.5	15
	2	19
	2.5	15
	3	5
	3.5	4
3.95	0	

Nota: para el aforo 2 se tomaron 3 secciones transversales en donde se halló el promedio del área.

**Tabla 6***Áreas transversales del cauce*

SECCION	AREA (m <sup>2</sup> )
0 + 000 m	0.4947
0 + 001.5 m	0.364
0 + 003 m	0.3587
Área promedio	0.4058

Nota: la tabla muestra las medidas de la sección transversal.

$$Q = V_{Promedio} * Area_{Promedio}$$

$$Q = 0.64359 \text{ m/seg} * 0.4058 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.261 \text{ m}^3/\text{seg}$$

**Tabla 7***Áreas de las secciones*

Tiempos (seg)	Distancia (mts)	Velocidad (mts/seg)
4.63	3	0.64795
5.16	3	0.58140
4.23	3	0.70922
4.66	3	0.64378
4.72	3	0.63559
velocidad promedio		0.64359

Nota: la tabla contiene las áreas por sección del aforo.



Figura 10. Toma de sección transversal de la Quebrada la Enea.

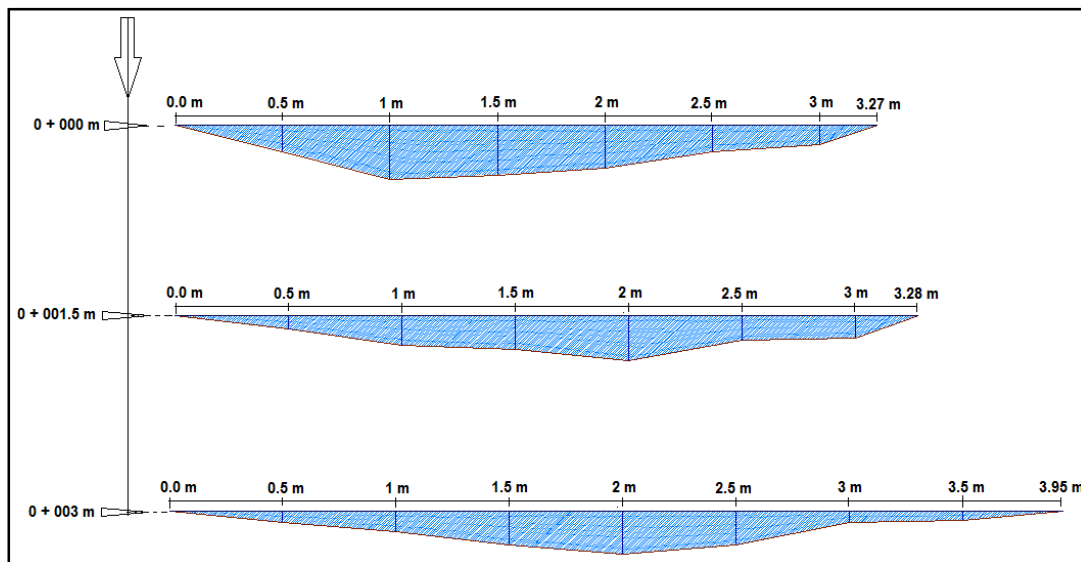


Figura 11. Secciones transversales de la Quebrada la Enea para el aforo 2.

Por medio de los aforos realizados a la quebrada la enea podemos establecer que el caudal es de 280 LPS, mucho más del caudal concedido al sistema que es de 22 LPS, en primera estancia podemos establecer que se respeta el caudal ecológico y que se pueden aprovechar al máximo la concesión.

Con motivo del presente estudio se realizó un aforo directamente sobre el dique vertedero de la captación con las siguientes características y resultados:

Método de aforo	: Vertedero rectangular
Lugar	: Captación
Altura lámina	= 0.09 m – Medida Marzo 2016

Ancho lámina de agua = 4.2 m

Fórmula = Francis

$$Q = 1.84 \times L \times H^{3/2} = 1.84 \times 4.2 \times (0.09)^{3/2}$$

$$Q = 0.208656 \text{ m}^3/\text{seg} = 208.656 \text{ lts/seg}$$

$$V = Q / A = 0.208656 / (0.09 \times 4.20) = 0.55 \text{ m/seg}$$

Consultando el fontanero y los residentes cercanos, la altura media de agua en crecientes normales es de 0.15 m en todo lo ancho de la captación que es de 4.20 metros.

Se estima el caudal por la fórmula:

$$Q = 1.84 \times L \times H^{3/2}$$

$$Q = 1.84 \times 4.20 \times (0.15)^{3/2} = 0.4489 \text{ m}^3/\text{seg} = 448.9 \text{ lts/seg}$$

Para estimar el caudal máximo, el fontanero indicó que la lámina de agua era de aproximadamente de 1 m, por tanto los caudales máximos estimados son:

$$Q = 1.84 \times L \times H^{3/2}$$

$$Q = 1.84 \times 4.20 \times 1^{3/2} = 7.728 \text{ m}^3/\text{seg} = 7728 \text{ lts/seg}$$

Dentro del estudio que se realizó durante el desarrollo del proyecto se pudo establecer que la manera más viable para mejorar el Minidistrito de Riego es realizar las recomendaciones que se plantean a continuación.

**Bocatoma.** La bocatoma actual opera con un caudal de 29 litros por segundo, este es el caudal captado por la rejilla. La concesión de agua será de 22 litros por segundo, por esta razón se cambia el diseño de la rejilla de la bocatoma para que capte solo el caudal concedido, cabe recalcar que en su estructura física por el paso de los años presenta riesgo en el pie del muro del dique, debido a que presenta daños por socavación producto de la alteración del lecho del lecho del río. Se plantea realizar un anclaje en concreto ciclópeo en toda la parte de la estructura que fue descubierta por la socavación, para poder mantener estable la captación y mitigar el riesgo que se pueda ocasionar por una crecida de la quebrada.

**Aducción (bocatoma desarenador).** Fue afectada por alguna creciente y rehabilitada con un diseño diferente al original que cambio las condiciones de flujo libre a presión.

Se realizó los diseños que se muestran en el literal **4.4.1** en donde se observan los cambios necesarios al tramo de tubería que pasa por debajo del lecho del río con el fin de disminuir la pendiente e inclinación de dicho tramo, quedando al descubierto sobre el lecho del río, además la tubería expuesta sobre el lecho del río debe llevar un recubrimiento en concreto estructural que valla anclado al lecho del río para evitar daños graves.

**Desarenador:** Dentro el diagnostico se encontró que el actual desarenador solo tiene capacidad para 14 litros, por lo tanto no está en capacidad de desarenar el caudal que ingresa a la estructura que es de 22 lts/seg, no presenta cámara de quietamiento y se plantea en el diseño una cámara que incorpore al desarenador actual y al desarenador diseñado, para poder atender

la demanda de los 22 litros que concede la ley, los diseños del desarenador así como sus planos se encuentran el literal **4.4.2**.

**Aducción (desarenador tanquillas de reparto).** La aducción desde el desarenador hasta las tanquillas de reparto a usuario ha sido totalmente evaluada, arrojando los datos que se encuentran en literal 4.6 en donde se muestra la simulación de la red por medio del programa Epanet en donde se presentan las condiciones del sistema actual, En el literal **4.6** se menciona las recomendaciones que serían prudentes, para que la red de aducción esté en óptimo funcionamiento.

Dentro de esta red se encuentran estructuras como Pasos elevados, Tanquillas y Purgas que se encuentran en buen funcionamiento y por lo tanto no necesitan cambios, Sin embargo con el transcurso del tiempo su estructura física ha sufrido daños, por lo tanto necesita un mantenimiento en general para poder conservar así, el uso eficiente del sistema. La ubicación de cada uno de estos elementos, así como la clasificación de su estado físico, se encuentra en el literal **4.3.4**. Por otro lado hay 4 válvulas ventosas que deben ser reemplazados debido a que son obsoletas, la ubicación de cada una de estas se muestran en la siguiente tabla.



**Tabla 8***Ubicación de válvulas ventosas obsoletas*

Ventosas	Abs	Cota
1	0+480	1671.6
2	0+700	1660.92
3	1+360	1647.58
4	1+740	1631.25
5	1+800	1630.75
6	2+480	1618.43
7	2+620	1611.89
8	2+800	1645.82

Nota: las ventosas resaltadas deben ser cambiadas por nuevas.

Presentando todas estas alternativas se espera que con su aplicación se optimice el sistema, de tal manera que supla la demanda actual y además se mejoren las condiciones para el bienestar de la comunidad, quien sin duda alguna es el principal motivo del proyecto. Por parte de los autores se espera que se ejecuten las obras recomendadas.

#### **4.2. Realizar los estudios topográficos, correspondientes al sistema de riego actual.**

Cuando se desarrolló la topografía del sistema de riego fue necesario buscar antecedentes sobre estudios previos del ministro de riego con diferentes entidades como lo son CORPONOR, INCODER y ASO MUNICIPIOS debido a que estas entidades son las encargadas de regular el uso y toma de agua de las obras de captación que de alguna u otra manera generan un impacto en la fuente hídrica, dentro de estas corporaciones se halló el registro de la topografía que fue realizada por el Himat (instituto colombiano de hidrología meteorología y adecuación de tierras), en el año 1993, esta topografía se encontraba en planos heliográficos, por lo cual fue complejo digitalizar la topografía debido a que se construyó a partir de 25 planos diferentes, además como no se poseían coordenadas solo distancias, elevaciones y dirección fue necesario tomar una coordenada base en la captación por ser este el punto de partida del sistema de riego, este se tomó por medio de un dispositivo G.P.S, y a partir de esta coordenada y la información suministrada por los planos se logró generar la cartera de campo con coordenadas, elevaciones y ubicación.

Con la cartera de campo ya realizada se procedió a importar desde AutoCAD el archivo txt que contenía todas las coordenadas y elevaciones.

Al importar esta cartera de campo, solo se generó los puntos tomados, luego por medio del programa Civil-Cad y utilizando la herramienta de triangulación por poligonal se generó las curvas de nivel.

Luego de ese proceso se realizó la unión de los puntos por medio de poli líneas, luego se identificó y se realizaron las respectivas marcas en los elementos que hacen parte del sistema desde la bocatoma, aducción (bocatoma desarenador), desarenador además de la red de distribución y sus elementos como lo son pasos elevados, válvulas purgas, válvulas ventosas, tanquillas de almacenamiento y de quiebre de presión y por último la conexión entre las tanquillas y la caja intrapredial de cada usuario.

La topografía realizada esta consta de los siguientes planos:

Plano en planta de todo el sistema

Perfiles de elevación de la línea principal del sistema

Perfiles de elevación de las líneas de reparto

Los planos mencionados anteriormente se encuentran en el apéndice A.

#### **4.3 Identificar el estado actual de cada uno de los componentes que constituyen el Minidistrito de Riego (captación, desarenador, línea de aducción, pasos elevados, tanquillas, válvulas de purga y válvulas ventosas).**

Se inició el trabajo con el desplazamiento hacia el sitio objeto del proyecto, realizando las diferentes visitas de campo, para verificar e inspeccionar cada uno de los componentes y el sistema operativo del Minidistrito de Riego San Javier.

Primera visita realizada el día 1 de Agosto de 2015, tuvo el objetivo de hacer un recorrido con el fontanero encargado del Minidistrito, en la cual se identificó las obras de concreto que conforman el minidistrito como lo son la captación de la fuente hídrica abastecedora, el desarenador en donde se lleva a cabo el proceso de sedimentación, los pasos elevados y algunas ventosas.

Segunda visita realizada el día 13 de Marzo de 2016, realizando un aforo en uno de los sectores de la fuente hídrica que abastece dicho Minidistrito, denominada Quebrada la Enea. Igualmente se tomaron las dos muestras de agua, en los siguientes puntos: una primera muestra metros arriba del punto de la captación y una segunda muestra en el punto de la captación de la fuente hídrica abastecedora, para su respectivo análisis de laboratorio. En esta visita también, se registraron algunos puntos con GPS, para la respectiva cartografía.

Tercera visita realizada el día 20 de Abril de 2016, con el fin de hacer un recorrido por la línea principal de las tanquillas de distribución a las domiciliarias, e identificando el diámetro de la tubería principal.

Cuarta visita, llevada a cabo el día 22 de Abril de 2016, en el que se hizo continuación de la inspección del registro de tanquillas y sus respectivos diámetros de entrada y salida.

Quinta visita, realizada el día 24 de Abril de 2016, en la que se realizó nuevamente toma de caudal (aforo), en el tramo anterior de la fuente hídrica que abastece dicho Minidistrito con sus registros. Estos aforos, se toman en diferentes tramos, con el fin de corroborar el caudal base de la corriente hídrica.

Sexta visita, realizada el día 27 de Abril de 2016, con el fin de realizar inspección y estado actual de las obras de la captación, en la fuente hídrica Quebrada la Enea.

Séptima visita, llevada a cabo el 29 de Abril de 2016, en donde se hizo revisión de algunas de las ventosas y purgas, registrando igualmente las coordenadas concernientes.

Octava visita, realizada el día 30 de Abril de 2016, para la culminación de las inspecciones de las ventosas y las purgas.

Después de realizar las diferentes visitas técnicas y auscultar el minidistrito de riego San Javier se realizó una clasificación de la información y se procedió a identificar cada uno de los elementos que le componen. A continuación se presenta la identificación realizada.

**4.3.1 Captación.** Está compuesta por una bocatoma de fondo, que consta de muro en concreto ciclópeo para el cerramiento del embalse y dique vertedero normal a la corriente. En el centro del cauce y sobre la corona del dique se encuentra una rejilla de hierro, de 1.2 m x 0.50 m, Conformada por varillas de Ø5/8” espaciadas a 0.9 cm en dirección a la corriente.

El estado actual de la bocatoma presenta socavación en la parte inferior del pie de la presa, la cual se encuentra recubierta por un concreto pobre protegiendo presa y cámara de recolección Ver Figura 14. Esto se debe al cambio abrupto que sufre el flujo del río por la estructura de captación que de una u otra manera genera un impacto ambiental y un aumento en la velocidad del flujo como también su energía para lo cual el concreto de recubrimiento pobre no cumple la función de dissipador de energía, produciendo así pérdida de los agregados del concreto, producto de la abrasión que genera la fricción del fluido y el impacto del material de arrastre propios del río, el cual se puede observar en la figura 15. Que muestra al pie de la presa la base de recubrimiento de concreto con una terminación longitudinal irregular.

La presa posee una pendiente muy alta que de tal manera que se ha afectado la estabilidad de la captación por los cambios que ha sufrido el lecho del río y que ha generado socavaciones de profundidades verticales mayores a 80 cm en algunas partes del pie del muro y

de más de 1.5 metros en profundidad horizontal en la base del muro, por lo que un evento hidrológico de gran magnitud pondría en riesgo la estabilidad de la bocatoma. La estructura cuenta con un canal de aducción, cámara de recolección, vertedero de excesos, muros de encausamiento y el ancho de la presa es de aproximadamente 4.20 m. En la figura 12 se puede observar la captación existente ubicada en la quebrada la Enea.



Figura 12. Captación existente – Quebrada la Enea.

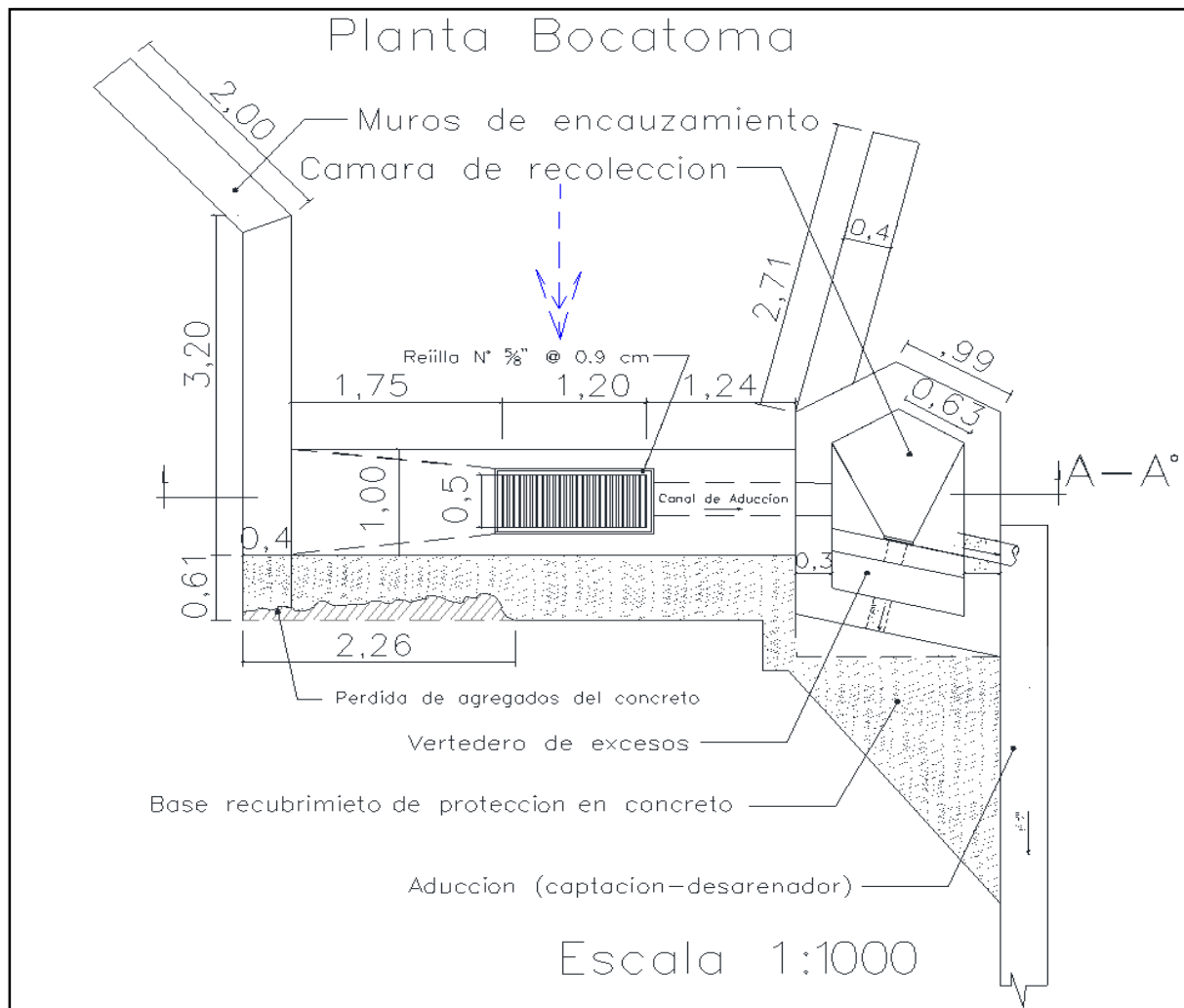


Figura 13. Plano en planta de la bocatoma.



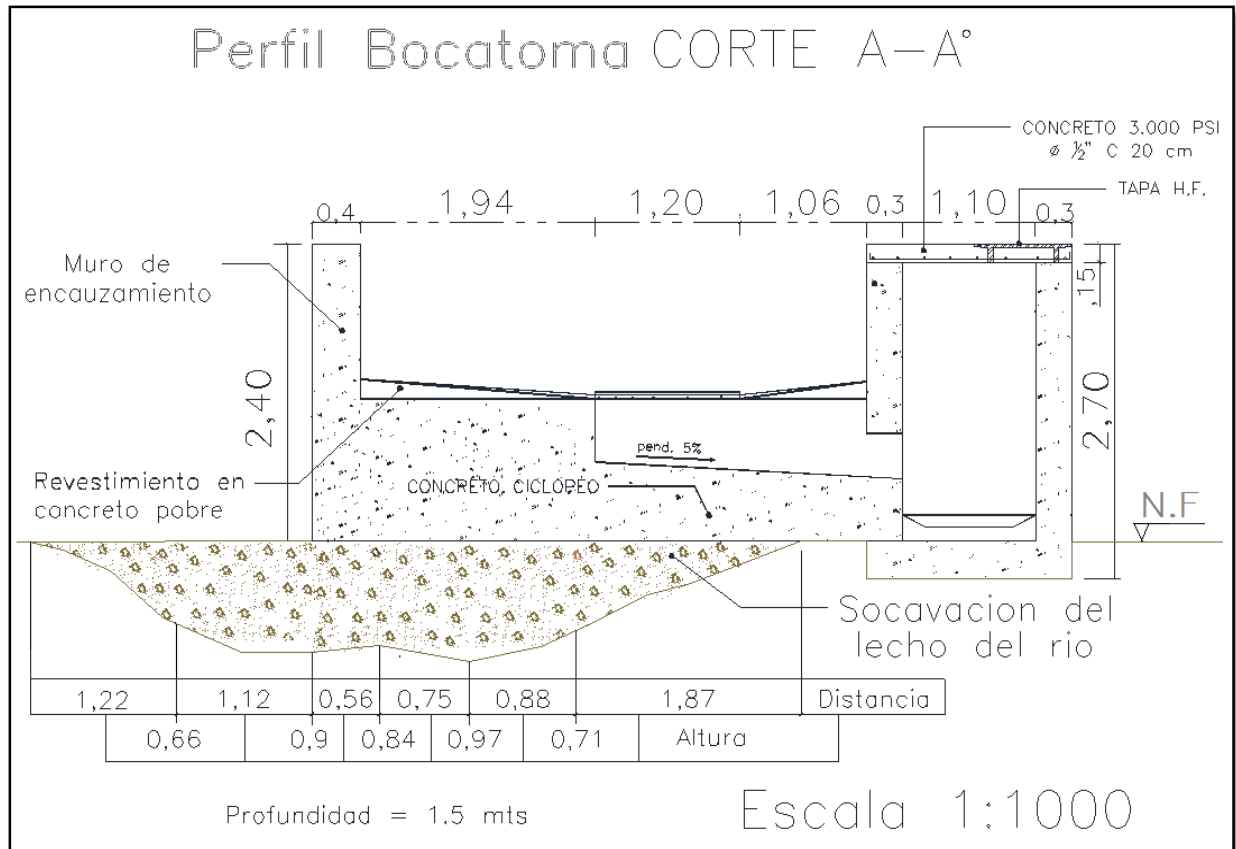


Figura 14. Plano del perfil de la bocatoma.

El perfil de la bocatoma, se observa la sección transversal de socavación y el nivel freático (N.F), dado constancia que el material de arrastre es muy fino pero con gran cantidad de piedras lisas. Después de presentar los planos, se muestra la evaluación de la captación en cuanto a su diseño.

***Dimensiones rejilla de fondo***

Ancho total = 0.50 m

Largo total = 1.2 m



Figura 15. Rejilla de la captación existente.

### ***Capacidad de la rejilla***

Caudal que pasa a través de la rejilla

$$Q = K \times A_r \times V$$

K : Factor de reducción = 0.9

a : Separación entre barras = 0.9 cm

b : Diámetro de barras =  $\text{Ø}5/8'' = 0.0159 \text{ m}$

V : Velocidad de paso a través de los orificios = 0.15 m/seg. (Asumida)

$$A_{\text{neta}} = \frac{a}{a + b} * B * L \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_{\text{neta}} = \frac{0.009}{0.009 + 0.0159} * 0.50 * 1.20 = 0.2168674699 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.9 \times 0.2168674699 \times 0.15$$

$$Q = 0.0293 \text{ m}^3/\text{seg} = 29.3 \text{ lts/seg.}$$

Como se puede observar, el caudal de entrada en la bocatoma y en la línea de aducción

bocatoma-desarenador es de 29.3 litros por segundos y considerando que el caudal hallado en el aforo fue de 280 lts/seg se garantiza el caudal ecológico en la fuente de abastecimiento, pero con respecto al caudal concedido por la autoridad ambiental COORPONOR, no está aprovechando toda la concesión que ya que el caudal concedido por la resolución vencida es de 42 litros por segundo pero realmente solo entran 29,3 litros por segundo, sin embargo la nueva concesión que se emite en la última resolución presentada se plantea un caudal de 22 por segundos, debido a estas confusiones por la concesión, el proyecto respetara el caudal de entrada de 22 litros por segundo, para el beneficio de la comunidad y planteara las recomendaciones y rediseños basados en ese caudal .



Figura 16. Visita técnica a la Bocatoma.

**4.3.2 Aducción captación – desarenador.** De la captación sale una tubería en PVC  $\varnothing$  8” hasta el desarenador con una longitud de 62 m, esta se encuentra protegida por una caja de concreto de sección cuadrada. Ver Figura 11. Posee una perdida como se puede observar en la figura 19.



Figura 17. Tubería de aducción recubierta en concreto.

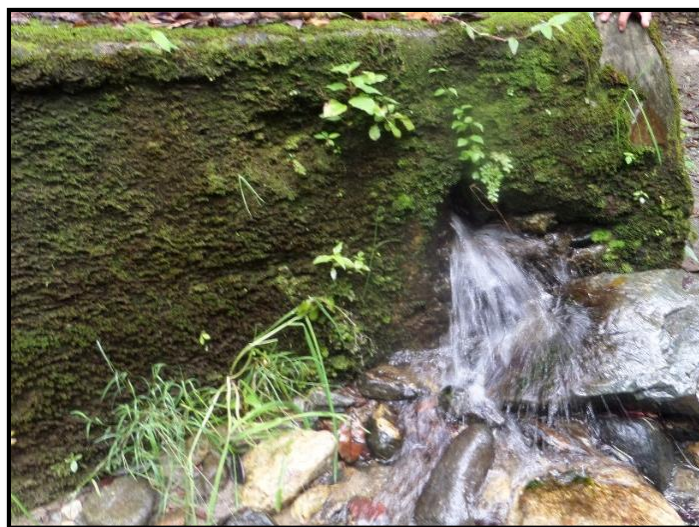


Figura 18. Perdida por fuga en la línea de aducción (bocatoma-desarenador).

La capacidad hidráulica de la línea de aducción está dada por:

Cota clave salida captación	= 1679.1 m
Cota clave llegada desarenador	= 1678.620 m
Longitud	= 61.79 m
Tubería $\varnothing$	= 8"
Coefficiente de rugosidad	$K_s = 0.0000015$ m
Para el diámetro nominal de 8"	
Diámetro externo = 219.08 mm	
Espesor de la pared del tubo = 5.33 mm	
Diámetro interno real = $219.08 - 5.33 \times 2 = 208.42$ mm	

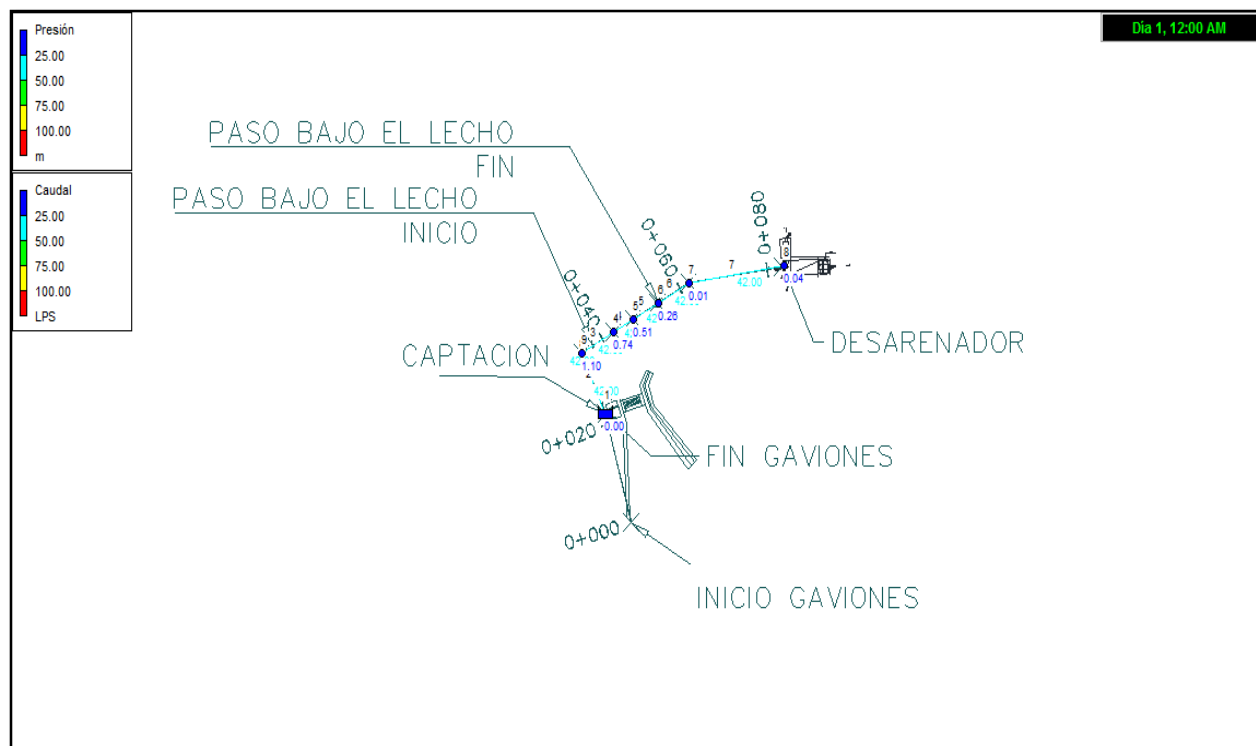


Figura 19: dibujo en planta de la línea de aducción (bocatoma-desarenador).

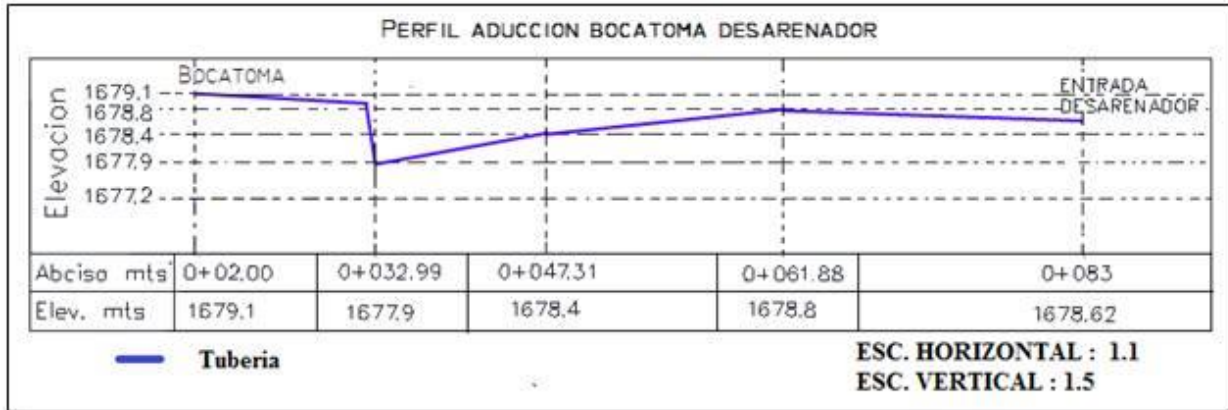


Figura 20: perfil de la línea de aducción.

Actualmente la tubería posee un tramo de 8 m aproximadamente que se encuentra a presión, cambiando el estado del flujo en ese punto. Este cambio brusco de flujo fue realizado por los labriegos de la zona cuando las altas precipitaciones derrumbaron la aducción anterior que presentaba un flujo libre a tubo lleno y optaron por ubicar la tubería de aducción por debajo del lecho del río.

### **Evaluando como conducto a flujo libre**

Fórmula aplicada “Manning”

Condiciones de flujo a tubo lleno:

$$Q = 0.312 * \left( \frac{D^{8/3} * S^{1/2}}{n} \right)$$

D = Diámetro interno real de 8” = 208.42 mm.

S = Pendiente de la tubería.

$$S = \frac{1679.1 - 1678.62}{61.79} = 0.00777$$

$n$  = Coeficiente de rugosidad de manning = 0.009 (PVC)

$$Q = 0.312 * \left( \frac{(0.20842)^{8/3} * (0.00777)^{1/2}}{0.009} \right)$$

$$Q = 0.04666 \text{ m}^3/\text{s} = 46.66 \text{ Lt/s}$$

$$V_{LL} = \frac{Q_{LL}}{A_{LL}} = \frac{0.04666}{\frac{\pi}{4}(0.20842)^2} = 1.367653465 \text{ m/s} = 1.4 \text{ m/s}$$

$A_{LL}$  = Área de la sección transversal de la tubería

$$\frac{Q}{Q_{LL}} = \frac{0.0293}{0.04666} = 0.6279468495 \approx 0.63$$

El valor de la relación obtenida  $\frac{Q}{Q_{LL}}$  permite garantizar que la tubería se llenará hasta un 50% de su diámetro. Para conductos circulares, se obtienen las relaciones de la figura 21.

**Tabla 8.2**  
Relaciones hidráulicas para conductos circulares ( $n/n$  variable)

$Q/Q_0$	Rel.	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	$V/V_0$	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
	$R/R_0$	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	$V/V_0$	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
	$R/R_0$	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	$V/V_0$	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
	$R/R_0$	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	$V/V_0$	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	0,475	0,482	0,488
	$R/R_0$	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	$V/V_0$	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
	$R/R_0$	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	$V/V_0$	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
	$R/R_0$	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	$V/V_0$	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
	$R/R_0$	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	0,558	0,568	0,576	0,585	0,595	0,604	0,614
0,7	$V/V_0$	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
	$R/R_0$	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	$V/V_0$	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
	$R/R_0$	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	$V/V_0$	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
	$R/R_0$	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	$V/V_0$	1,041	1,042	1,042							
	$d/D$	0,914	0,920	0,931							
	$R/R_0$	1,172	1,164	1,150							
	$H/D$	1,344	1,445	1,584							

siendo:  $Q$  = caudal de diseño       $Q_0$  = caudal a tubo lleno  
 $V$  = velocidad de diseño       $V_0$  = velocidad a tubo lleno  
 $d$  = lámina de agua       $D$  = diámetro de la tubería  
 $R$  = radio hidráulico al caudal de diseño  
 $R_0$  = radio hidráulico a tubo lleno  
 $H$  = profundidad hidráulica  
 $n$  = número de Manning a caudal de diseño  
 $n_0$  = número de Manning a tubo lleno

**Figura 21.** Relaciones hidráulicas para conductos circulares. **Fuente.** Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados de Ricardo Alfredo López Cualla.

$$V/V_{LL} = 0.913; \quad V_{real} = V_0 \times 0.913 = 1.367653465 \text{ m/s} \times 0.913$$

$$V_{real} = 1.248667614 \text{ m/s} \approx 1.25 \text{ m/s}$$



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

$$d/D = 0.645; \quad d = D \times 0.645 = 0.20842 \times 0.645$$

$$d = 0.1344309 \text{ m}$$

$$R/R_0 = 1.147; \quad R = R_0 \times 1.147 = \frac{0.20842}{4} \times 1.147$$

$$R = 0.059764435 \text{ m}$$

$$\tau = \gamma * R * S = 9.81 \times 0.059764435 \times 0.00777$$

$$\tau = 4.555 \text{ N/m}^2$$

$$\tau > 1.2 \text{ N/m}^2 \quad \text{OK}$$

Debido al cambio brusco de inclinación en la abscisa 0 + 032.99 m, Ver perfil de aducción bocatoma-desarenador, se procede a evaluar el sistema como conducto a presión.

### **Evaluando como conducto a presión**

Para utilizar la ecuación de Colebrook & White, se debe garantizar que el flujo es de régimen turbulento, es decir que el número de Reynolds debe ser mayor de 4000 ( $Re > 4000$ ).

RAS-2000. B.6 Aducción y conducción, literal B.6.4.4.4.

Fórmula aplicada:

$$\text{Darcy Weisbach; } h = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g}$$

$$\text{Colebrook \& White; } \frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{k_s}{3.7 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{f}} \right)$$

Comprobación del número de Reynolds:

$$Q = A * V$$

$$Q = \text{Caudal} = 29.3 \text{ lt/s} = 0.0293 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \text{Area} = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * (0.20842)^2}{4} = 0.034117 \text{ m}^2$$

$$V = \text{Velocidad} = \frac{Q}{A} = \frac{0.0293 \text{ m}^3/\text{s}}{0.034117 \text{ m}^2} = 0.85881 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{V * D}{\mu}$$

$$\mu_{18^\circ\text{C}} = \text{Viscosidad cinemática del fluido} = 0.01059 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$Re = \frac{85.881 \text{ cm/s} * 20.842 \text{ cm}}{0.01059 \text{ cm}^2/\text{s}}$$

$$Re = 169020.9445 ; \quad Re > 4000 \quad \text{Si cumple.}$$

Como el caudal de entrada en la rejilla de la bocatoma es de 29,3 lts/seg, la evaluación como conducto a presión se realizó mediante la simulación del sistema en Epanet, utilizando el caudal de entrada.

**Tabla 9**

*Nodos (bocatoma-desarenador)*

Conexión	Cota (m)	Demanda (lps)	Altura (m)	Presión (m)
0+020 ( captación)	1679.1	-29.3	1679.1	0
0+032.99	1679	0	1679.06	0.06
0+033.99	1677.9	0	1679.06	1.16
0+042.31	1678.2	0	1679.04	0.84
0+047.31	1678.4	0	1679.02	0.62
0+053.87	1678.6	0	1679	0.4
0+061.88	1678.8	0	1678.98	0.18
Entrada desarenador	1678.62	29.3	1678.92	0.3

Nota: la tabla muestra las presiones actuales de cada uno de los puntos que conforman la aducción bocatoma desarenador.

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

**Tabla 10***Líneas de tuberías de la aducción bocatoma desarenador*

Conexión	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Rugosidad (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit. (m/km)	Factor de fricción
Captación - 0+032.99	12.99	208.42	0.0015	29.3	0.86	2.89	0.016
0+032.99 - 0+033.99	1.1	208.42	0.0015	29.3	0.86	2.84	0.016
0+033.99 - 0+042.31	8.32	208.42	0.0015	29.3	0.86	2.9	0.016
0+042.31 - 0+047.31	5	208.42	0.0015	29.3	0.86	2.89	0.016
0+047.31 - 0+053.87	6.56	208.42	0.0015	29.3	0.86	2.88	0.016
0+053.87 0+061.88	8.014	208.42	0.0015	29.3	0.86	2.88	0.016
0+061.88 –desarenador	21.140	208.42	0.0015	29.3	0.86	2.89	0.016

Nota: la tabla muestra las características de la tubería de la línea de aducción.

Como podemos observar en las tablas, la aducción (bocatoma-desarenador) funciona dentro de los parámetros estipulados dentro del R.A.S 2000. Como lo son velocidad mínima y presiones soportadas por las tuberías.

**4.3.3 Desarenador.** El desarenador está construido en concreto ciclópeo, sobre la margen derecha aguas abajo de la quebrada, es de tipo convencional, estructuralmente se encuentra en buen estado. El desarenador consta de una pantalla deflectora, zona de sedimentación, vertedero de salida, vertedero de excesos, compuerta lateral para lavado.

Cuando se realizó la visita, se inspecciono todos los componentes del desarenador y se

pudo constatar que el desarenador no cuenta con cámara de aquietamiento, los elementos que componen al desarenador actual se muestran en las figuras 22 y 23.

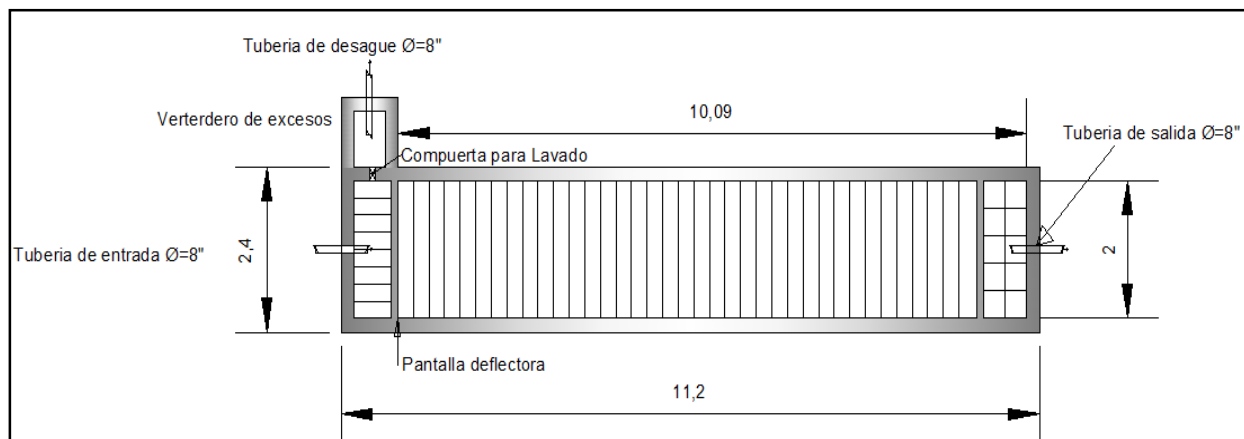


Figura 22: Vista en planta del desarenador ancho útil (2X10).

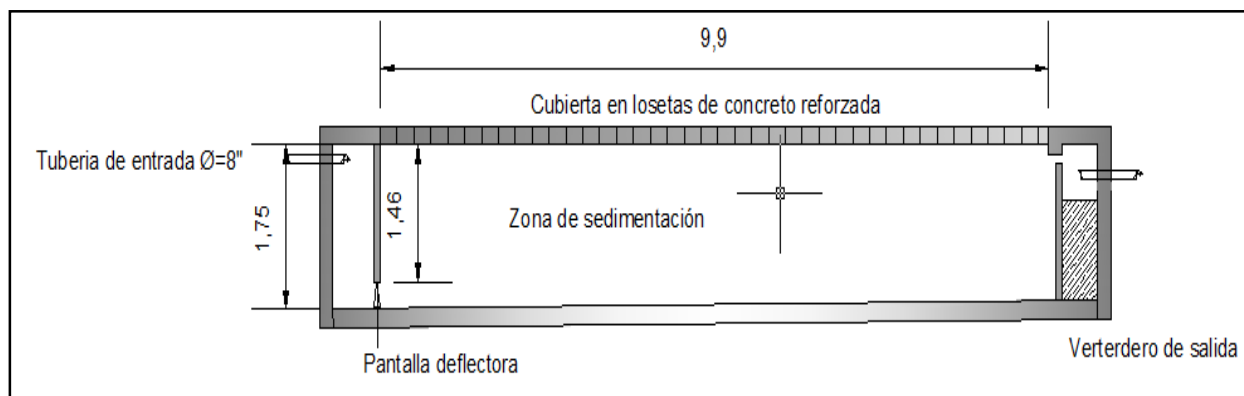


Figura 23: sección transversal del desarenador.

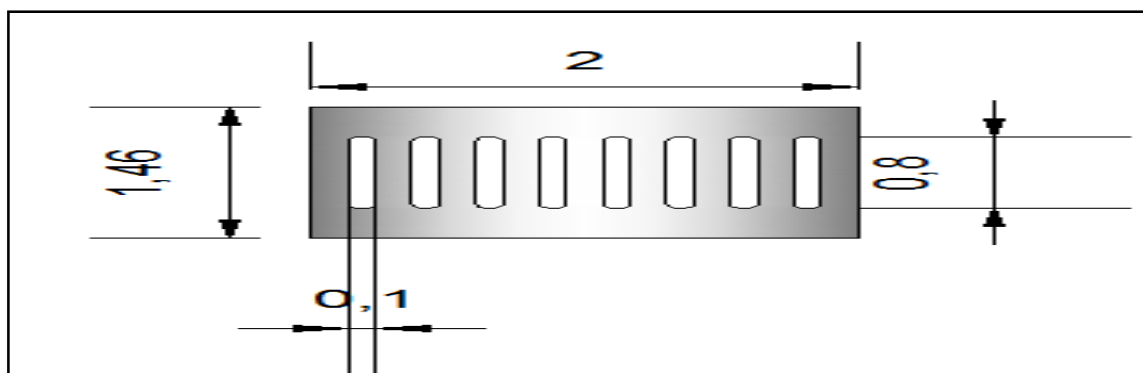


Figura 24: pantalla deflectora del desarenador.



Figura 25. Vista interna del Desarenador actual.

**Elementos que hacen parte del desarenador.**



Figura 26. Pantalla deflectora rectangular.

Los orificios de la pantalla deflectora Se encuentran desgastadas por que no se cuenta con cámara de aquietamiento para recibir el caudal de entrada y la presión de la tubería de entrada golpea directamente la pantalla deflectora.

**Cubierta del desarenador.** Conformado por tapas de concreto reforzado para cubrir el desarenador debido a que la altura de muros del desarenador se encuentra prácticamente a nivel de terreno, lo cual si no tuviera una cubierta podría estar expuesto a la contaminación del medio ambiente como hojas, material arenoso e inclusive animales pertenecientes y propios de la zona de estudio.



Figura 27. Tapas de concreto reforzado.

**Vertedero de salida del desarenador:** El vertedero de salida del desarenador, también se encuentra cubierto por tapas de concreto reforzado de dimensión rectangular, cuenta con una malla artesanal de protección elaborada por el fontanero a cargo del minidistrito la cual se puede

Observar en la Figura 28.

La tubería de salida del vertedero es de  $\varnothing 8''$  y se encuentra protegida por una rejilla de acero de varilla lisa, con dimensiones de  $0.25 \times 0.25$  m y un espaciamiento entre varillas de 2 cm la cual se puede observar en la Figura 29.

Dimensiones vertedero de salida:

Largo = 0.50 m

Ancho = 2 m

Alto = 0.40 m

Espesor de pared (e) = 0.10 m

Cresta vertedero (H) = 0.25 m

Según Sotelo (1982) la clasificación de vertederos, se realiza mediante la relación espesor de pared-cresta vertedero ( $e/H$ ).

Cuando  $e/H$  es menor que 0.67 la lámina vertiente se separa de la cresta del vertedero.

Cuando  $e/H$  es mayor a 0.67 el funcionamiento es diferente, pues la lámina vertiente se adhiere a la cresta del vertedero.

$$e / H = 0.10 / 0.25 = 0.4$$

$e/H < 0.67$  Vertedero de pared delgada



Debido a las alteraciones que ha tenido el desarenador con respecto a la cámara de rebose que fue modificada para reducir el caudal de excesos, el vertedero de salida trabaja ahogado.



Figura 28. Vertedero de Salida.



Figura 29. Rejilla de tubería de salida del desarenador.

### **Condiciones actuales del desarenador**

Cota clave a la salida de la bocatoma = 1679.1 m

Cota batea a la salida de la bocatoma = 1678.89 m

Ancho útil = 2 m

Largo útil = 10 m

Profundidad útil = 1.65 m

Cota clave entrada tubería del desarenador = 1678.62 m

Cota batea entrada tubería del desarenador = 1678.41 m

### Velocidad de sedimentación

Según fórmula de Stokes:

$$V_s = \frac{(P_s - P) * d^2 * g}{18 \mu}$$

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

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

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

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

$\mu$  = Viscosidad del agua a la temperatura en que se encuentra

$\mu_{18^\circ\text{C}}$  = Viscosidad cinemática del fluido  $0.01059 \text{ cm}^2/\text{seg}$

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

$$V_s = \frac{(2.65 - 1.0) * (0.005)^2 * 981}{18 (0.01059)}$$

$V_s$  = 0.2123 cm/seg = 2.123 mm/seg

### Comprobación del número de Reynolds

$$Re = V_s \times d / \mu$$

$$Re = 0.2123 \times 0.005 / 0.01059 = 0.1 < 1.0 \text{ flujo laminar}$$

### Período de retención hidráulico

$$T = H / V_s$$

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

H = Profundidad útil del desarenador = 1.65 m

V<sub>s</sub> = Velocidad de sedimentación = 2.123 mm/seg

$$T = 1650 \text{ mm} / 2.12 \text{ mm/seg.} = 777.20 \text{ seg.}$$

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

$$\Theta / T = 3.00$$

$$\Theta = 3.00 \times T$$

$$\Theta = 3.00 \times 777.20 \text{ seg}$$

$$\Theta = 2331.6 \text{ seg} = 38.86 \text{ min} = 0.65 \text{ hr.} \quad \geq 20 \text{ min} \quad (\text{Literal B.4.6.4 RAS})$$

### Capacidad hidráulica del desarenador

$$Q = C / \Theta$$

$$Q = \text{Caudal de diseño (m}^3\text{/seg)}$$

$$C = \text{Capacidad del desarenador} = 10 \times 2 \times 1.65 = 33 \text{ m}^3. \text{ Para}$$

$$\Theta = \text{Período de retención} = 2331.6 \text{ seg} = 38.86 \text{ min}$$

$$Q = 33 / 2331.6 = 0.01415 \text{ m}^3\text{/seg} = 14.15 \text{ lts/seg}$$

La capacidad hidráulica del desarenador corresponde a 14.15 litros.

### Carga hidráulica superficial

$$q = Q / A_s$$

$$q = \text{Carga hidráulica superficial comprendida entre } 15 - 80 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

$$Q = \text{Capacidad hidráulica del desarenador (m}^3\text{/seg)}$$

$$A_s = \text{Área superficial del tanque (m}^2\text{)}$$

$$q = (14.15 \text{ lts/seg} / 1000) \times 86400 / (10 \text{ m} \times 2 \text{ m}) = 61.128 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

$15 < q < 80$  ( $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ ) el parámetro de la carga hidráulica superficial está dentro del rango recomendado por el ingeniero (López Cualla, P.156, 1995), pero para el caudal que se supone está diseñado el desarenador es decir 14,15 lts/seg.

Evaluando el parámetro de carga hidráulica superficial en las condiciones actuales se tiene un caudal de entrada al desarenador de 29 lts/seg el cual tiene un vertedero de excesos que ha sido manipulado por los usuarios para que devuelva al río la menor cantidad de agua posible, por lo tanto a continuación se calcula la máxima capacidad hidráulica sin dejar de cumplir el criterio de carga hidráulica superficial.

$$q = Q / As$$

$$q < 80$$

$$80 = Q / 10 \times 2$$

$$Q = 80 \times (10 \times 2) / 86400$$

$$Q = 0.0185 \text{ m}^3/\text{seg}$$

### **Velocidad horizontal**

$$V_h = V_o \times L / H$$

$$V_h = \text{Velocidad horizontal en cm /seg}$$

$V_o$  = Carga hidráulica superficial =  $61.128 / 86400 = 0.0007075$  m/seg

$L$  = Largo útil del desarenador = 10 m

$H$  = Profundidad efectiva del desarenador = 1.65 m

$$V_h = \frac{(0.0007075 \text{ m/seg} * 100) * 10 \text{ m}}{1.65 \text{ m}} = 0.4287878788 \text{ cm/seg}$$

### Velocidad horizontal máxima

$$V_{h\text{máx}} = 20 \times V_s$$

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

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

$$V_{h\text{máx}} = 20 \times 0.2123 \text{ cm/seg} = 4.246 \text{ cm/seg}$$

$V_h < V_{h\text{máx}}$  Ok. Recomendación (López Cualla, 2003).

### Velocidad de resuspensión máxima

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * k * g * (P_s - P) * d}{f}}$$

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

$k$  = Parámetro de sedimentación de arenas = 0.04

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

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

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

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

$d$  = Diámetro de la partícula a remover =  $0.005 \text{ cm}$

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * 0.04 * 981 * (2.65 - 1.00) * 0.005}{0.03}} = 9.2913 \text{ cm /seg}$$

$V_h < V_r$  Ok. Recomendación (López Cualla, 2003).

### **Eficiencia del desarenador**

La eficiencia de un desarenador ideal, solamente depende de la relación entre la velocidad de las partículas y la velocidad de sedimentación crítica.

$$\% \text{ Remocion} = \frac{V_s}{V_o} = \frac{0.002123 \text{ cm/seg}}{0.0007075 \text{ m/seg}} = 3.000706714$$

Independientemente del caudal de entrada en el desarenador, el cual es de 29.3 lts/seg la capacidad con la que fue diseñada inicialmente hace más de 20 años es de 14,15 lts/seg según los cálculos realizados, el desarenador no está cumpliendo eficientemente la remoción de sedimentos porque el caudal de entrada es mucho mayor que la capacidad hidráulica con la que fue diseñada, se puede decir que el desarenador posee la mitad de la capacidad necesitada para el caudal captado en el sistema.

**4.3.4 Aducción (desarenador-tanquillas de reparto).** se identificó el estado actual de la línea de conducción hacia las tanquillas de control y reparto y posteriormente la red de distribución, además se registró cada uno de los elementos que conforman el sistema desarenador-tanquillas de reparto por medio de tablas como lo son tanquillas, pasos elevados, válvulas ventosas y válvulas purgas.

**Tabla 11**

*Inventario de tanquillas*

Tanquillas	Abs	Cota
1	2+900	1662.29
2	3+500	1622.6
3	3+880	1617.3
3 <sup>a</sup>	3+880.276	1582.8
4	4+020	1615.5
4 <sup>a</sup>	4+020,30	1611.04
5	5+120	1571.15
6	5+600	1542.01
7	4+500	1634.99
7 <sup>a</sup>	4+500,30	1621.99
8	4+940	1613.6
9	5+380	1571.9
10	5+980	1559
11	6+830	1532.88
12	8+040	1523.65
12 <sup>a</sup>	8+040,30	1520.15
13	8+520	1495.74
14	9+460	1470.96
15	10+150	1466.88
16	10+624	1434.68

Nota: la tabla presenta la ubicación de cada una de las tanquillas.



Las tanquillas son elementos que sirven para almacenar y distribuir agua además sirve para hacer quiebres de presión, cuando la tubería está muy presurizada, en general todas las tanquillas están en perfecto estado y funcionamiento, infortunadamente en el fondo de la tanquilla se alcanzan a almacenar algunos sedimentos, lo que demuestra la ineficiencia del desarenador.



Figura 30. Tanquilla



Figura 31. Tanquilla

## Tabla 12

*Tubería de pasos elevados en hierro forjado.*

Conexiones	Cota inicial	Cota final	Distancia	Tramos
54	1612.82	1612.84	29	1
58	1620.62	1624.33	29.97	1
68	1588.27	1607.51	24.17	1
71	1588.21	1601.13	28.14	1
84	1604.09	1606.61	33.48	1
106	1658.59	1655.27	29.49	7
150	1650.34	1647.7	32.11	7

Nota: la tabla muestra la información de los pasos elevados.

Los pasos elevados están conformados por tramos de tubería en hierro dúctil, estos se utilizan para evitar cambios de inclinación en el terreno cuando hay topografía muy accidentada que generarían cambios bruscos de presiones. Los siete pasos elevados del sistema están en buen estado y funcionamiento, pero cabe resaltar que estos tramos están constituidos por tubería de hierro y debido al deterioro que ha sufrido durante el tiempo de funcionamiento, internamente aumento su rugosidad, aumentando así las pérdidas.



Figura 32. Paso elevado



Figura 33. Paso elevado

**Tabla 13***Inventario de ventosas*

Ventosas	Abs	Cota	Estado
1	0+480	1671.6	Malo
2	0+700	1660.92	Malo
3	1+360	1647.58	Bueno
4	1+740	1631.25	Malo
5	1+800	1630.75	Malo
6	2+480	1618.43	Bueno
7	2+620	1611.89	Bueno
8	2+800	1645.82	Malo
9	3+720	1605.43	Bueno
10	4+120	1612.28	Bueno
11	4+400	1574.96	Regular
12	4+560	1589.75	Regular
13	4+800	1589.62	Bueno
14	4+960	1577.77	Bueno
15	5+200	1559.34	Bueno
16	3+060	1658.98	Bueno
17	3+160	1645.54	Regular
18	3+340	1654.38	Bueno
19	3+460	1653.1	Bueno
20	3+520	1637.12	Regular
21	3+700	1551.61	Bueno
22	3+920	1548.67	Regular
23	4+100	1638.04	Bueno
24	4+320	1639.65	Bueno
25	4+560	1625.26	Bueno
26	4+620	1616.53	Bueno
27	8+780	1484.37	Bueno

Nota: la tabla muestra las abscisas y la respectiva elevación de las válvulas ventosas, las válvulas en resaltador deben ser reemplazadas, la válvula numero 4 fue sellada.

La válvulas ventosas Sirven para expulsar el aire que pueda haber entrado en la tubería mezclado con el agua, o bien para que, al producirse el vacío en la tubería dejen que el aire entre

en la misma y eviten que la tubería se aplaste debido a la presión atmosférica. El Minidistrito de Riego ASOSANJAVIER, de la Vereda San Javier, jurisdicción del Municipio de Ábrego, cuenta con 27 ventosas; de las cuales se evidencia y se registra que debido al transcurso del tiempo y por el uso indebido de estos elementos, se debe reemplazar inmediatamente 4 ventosas, además la ventosa (numero 4), clasificada así en la tabla anterior fue abatida y sacada del sistema por que se presentaban diversas perdidas, por la extracción de agua ilegal del sistema. De las 27 ventosas, están en funcionamiento 22 de las cuales 19 presentan deterioro en su estructura física clasificada de la siguiente manera:

6 presentan socavación.

4 Tapas en mal estado.

5 la bolla de la ventosa presenta desgaste, lo que hace que el agua se escape.

4 ventosas presenta fugas, lo que hace que estas se inunden.



Figura 34. Válvula ventosa.



Figura 35. Válvula ventosa en mal estado.

**Tabla 14***Inventario de purgas*

Purgas	Abs	Cota	Estado
1	0+300	1668.46	Bueno
2	0+600	1661.9	Bueno
3	1+300	1644.91	Bueno
4	1+760	1627.25	Malo
5	1+900	1604.83	Regular
6	2+000	1601.13	Bueno
7	2+280	1575.27	Regular
8	2+380	1604.09	Regular
9	2+540	1598.04	Bueno
10	2+640	1594.9	Regular
11	2+840	1639.9	Bueno
12	3+680	1596.53	Regular
13	3+760	1594.97	Bueno
14	4+060	1591.86	Bueno
15	4+360	1573.71	Bueno
16	4+420	1572.25	Bueno
17	4+940	1557.6	Bueno
18	5+280	1539.49	Regular
19	5+480	1523.94	Bueno
20	3+080	1656.98	Bueno
21	3+200	1653.69	Regular
22	3+280	1631.97	Bueno
23	3+400	1646.71	Bueno
24	3+500	1630.12	Bueno
25	3+540	1631.12	Bueno
26	3+660	1644.52	Bueno
27	3+840	1648.37	Bueno
28	4+020	1633.83	Bueno
29	4+220	1622.72	Bueno
30	4+600	1613.58	Bueno
31	4+740	1608.9	Bueno
32	4+800	1602.95	Bueno
33	5+160	1478.64	Bueno
34	8+500	1490.49	Bueno
35	8+640	4483.45	Bueno

Nota: la tabla muestra el inventario de las válvulas purgas que existen en el minidistrito de riego san Javier.

Se encuentran localizadas, en los puntos bajos del recorrido de las tuberías, donde se acumulan sedimentos, que reducen e impiden el paso de agua; realmente funcionan como una

válvula de lavado. El Minidistrito de Riego ASOSANJAVIER, de la Vereda San Javier, jurisdicción del Municipio de Ábrego, cuenta con 35 purgas; de las cuales se evidencia y se registra que 7 purgas presentan un deterioro en su estructura física y 27 se encuentran en buen estado, la ventosa numero 4 fue retirada del uso.



Figura 36. Válvula purga



Figura 37. Válvula purga

**4.3.5 Red de distribución y reparto.** Está conformada por la línea principal que va de tanque a tanque y una red secundaria de distribución que va de tanque a usuario como receptor final.

La conducción cuenta con una línea principal de 13.307,59 m la cual va de tanquilla a tanquilla y comprende diámetros entre 8” y 4”. Las líneas de reparto comprendidas entre tanquillas a usuarios suman un total de tuberías de 18.461,99 m que tienen diámetros entre 3” a 1” y todas las tuberías están constituidas por material de pvc (poli cloruro de vinilo) con la excepción de las tuberías de los pasos elevados que están constituidas en hierro forjado, En total

la longitud de todo el minidistrito de riego es de 31.769.58 metros. En la figura 39 se representa el esquema en planta de la ubicación y orden de las tanquillas y cada uno de los usuarios.

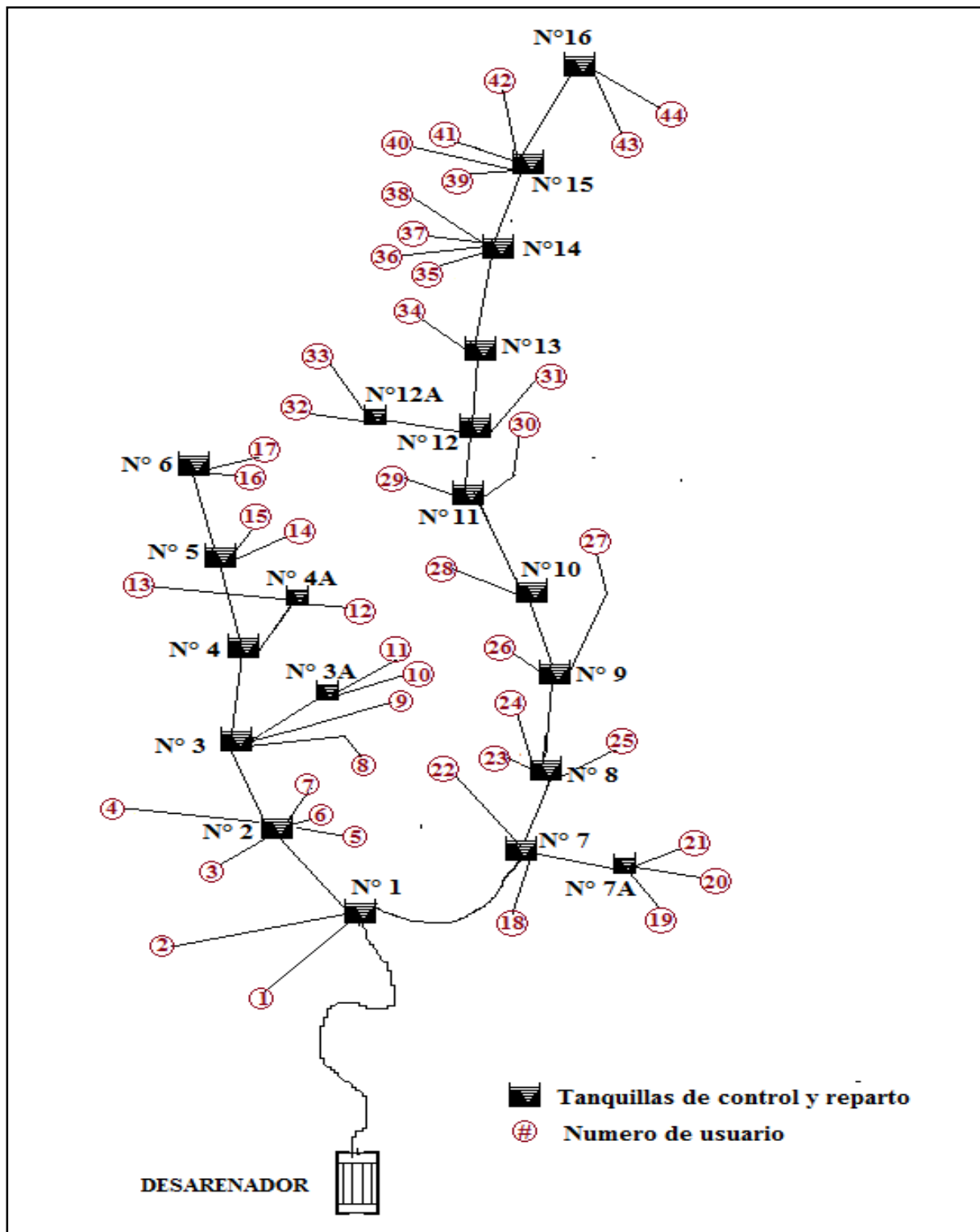


Figura 38. Representación en planta de usuarios y tanques de control de reparto del minidistrito de riego San Javier.

Los resultados obtenidos del sistema hidráulico de conducción y reparto se obtuvieron mediante la simulación en EPANET, utilizando la ecuación de Darcy Weisbach y Colebrook White. Se utilizó el caudal de entrada de 22 LPS.

Inicialmente se contaba con 1 litro por segundo para cada usuario, pero con la nueva concesión se determinó el demanda a repartir en 0.5 litros por segundo para cada uno, arrojando los resultados que se observan en la tabla 15, en donde se tiene en cuenta solo la presión de llegada de cada usuario.



**Tabla 15***Inventario total usuarios*

ID Nudo final de reparto	Vereda a la cual pertenecen	Tanquilla a la cual pertenece	Cota (m)	Demanda (lps)	Altura hidráulica (m)	Presiones (m)
Usuario 1	Llano del pozo	1	1619.32	0.5	1662.71	43.39
Usuario 2	Llano del pozo	1	1627	0.5	1662.31	35.31
Usuario 3	Llano del pozo	2	1584.44	0.5	1622.34	37.9
Usuario 4	Llano del pozo	2	1595.9	0.5	1621.95	26.05
Usuario 5	Llano del pozo	2	1555.33	0.5	1622.12	66.79
Usuario 6	Llano del pozo	2	1556.32	0.5	1619.9	63.58
Usuario 7	San Javier	2	1554.64	0.5	1618.36	63.72
Usuario 8	San Javier	3	1.584.006	0.5	1616.57	32.56
Usuario 9	San Javier	3	1587.53	0.5	1616.34	28.81
Usuario 10	San Javier	3	1566.07	0.5	1581.6	15.53
Usuario 11	San Javier	3	1570.39	0.5	1581.59	11.2
Usuario 12	Santa lucia	4	1580.95	0.5	1606.74	25.79
Usuario 13	Santa lucia	4	1593.87	0.5	1604.95	11.08
Usuario 14	Santa lucia	5	1512.37	0.5	1570.62	58.25
Usuario 15	Santa lucia	5	1523.64	0.5	1570.83	47.19
Usuario 16	Santa lucia	6	1523.84	0.5	1541.58	17.74
Usuario 17	Santa lucia	6	1515.64	0.5	1541.54	25.9
Usuario 18	San Javier	7	1629.49	0.5	1633.47	3.98
Usuario 19	San Javier	7	1598.11	0.5	1615.34	17.23
Usuario 20	San Javier	7	1604.19	0.5	1620.11	15.92
Usuario 21	San Javier	7	1591.62	0.5	1620.37	28.75
Usuario 22	San Javier	7	1614.21	0.5	1633.99	19.78
Usuario 23	San Javier	8	1538.5	0.5	1612.29	73.79
Usuario 24	San Javier	8	1567.14	0.5	1612.99	45.85
Usuario 25	San Javier	8	1554.95	0.5	1612.83	57.88
Usuario 26	San Javier	9	1531.4	0.5	1566.56	35.16
Usuario 27	San Javier	9	1562.4	0.5	1568.94	6.54
Usuario 28	San Javier	10	1543.37	0.5	1558.67	15.3
Usuario 29	San Javier	11	1503.36	0.5	1532.06	28.7
Usuario 30	San Javier	11	1526.84	0.5	1532.18	5.34
Usuario 31	Santa lucia	12	1516.28	0.5	1520.78	4.5
Usuario 32	Santa lucia	12	1485.15	0.5	1507.86	22.71
Usuario 33	Santa lucia	12	1469.15	0.5	1517.6	48.45
Usuario 34	Santa lucia	13	1482.64	0.5	1495.41	12.77
Usuario 35	Santa lucia	14	1456.96	0.5	1468.43	11.47
Usuario 36	Santa lucia	14	1456.96	0.5	1469.65	12.69
Usuario 37	Santa lucia	14	1440.96	0.5	1460.36	19.4
Usuario 38	Santa lucia	14	1430.96	0.5	1469.69	38.73
Usuario 39	Santa lucia	15	1437.98	0.5	1464.53	26.55
Usuario 40	Santa lucia	15	1436.68	0.5	1464.55	27.87
Usuario 41	Oroque	15	1434.72	0.5	1464.38	29.66
Usuario 42	Oroque	15	1436.68	0.5	1455.57	18.89
Usuario 43	Oroque	16	1430.02	0.5	1433.53	3.51
Usuario 44	Oroque	16	1430.98	0.5	1433.67	2.69

Nota: la tabla presenta el registro de presiones en el punto de llegada de la línea de reparto correspondiente a cada usuario.

Cabe resaltar que para algunos usuarios se presentan presiones bajas que no alcanzan ni los 10 mca (RAS2000), Los cuales están resaltadas en la Tabla 15, presión que no sirve para utilizarla en el riego puesto que dependiendo del tipo de riego se deben manejar distintas presiones, si se habla de riego por goteo la presión de trabajo corresponde a 20 mca, si es por micro aspersión la presión para mover un aspersor se requieren de mínimo 15 mca, por lo tanto no se garantiza la demanda de agua a la totalidad de los usuarios, solo se ven beneficiados los usuarios que están conectados a las primeras tanquillas ( N° 1, 2, 3, 3A, 7, 7<sup>a</sup>), y los demás solo el agua que les alcanza a llegar.

La red de distribución en algunos puntos no cumplen con las presiones mínimas necesarias, puesto que los resultados mostrados por la simulación hidráulica arrojaron una conexión con presión negativa y varios tramos con presiones bajas, los cuales debido a su extensión se pueden encontrar en el apéndice, B cabe resaltar que hay pérdidas inminentes por la cantidad de ventosas en mal estado, además se puede considerar un aumento en las pérdidas por fricción de la tubería entre el flujo y las paredes de la tubería debido a que hay partículas en suspensión por la incapacidad del desarenador.

#### 4.4 Diseñar los elementos del sistema de riego, que no tengan capacidad para atender la demanda actual.

Después de haber realizado la auscultación e identificación de todos los elementos del sistema de riego San Javier se procedió a diagnosticar cada uno de estos elementos en aras de optimizar el sistema.

A continuación se presenta el análisis necesario solo para los elementos que no están funcionando correctamente:

**4.4.1 Captación.** Dentro de la infraestructura que corresponde a la captación, se diseñó solo la capacidad de la rejilla para que cumpliera con el caudal otorgado.

Lámina de agua necesaria para el caudal otorgado

$$H = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}} = \left( \frac{0.022}{1.84 \times 4.20} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.02 \text{ m}$$

$$V_r = \frac{Q}{L \times H} = \frac{0.022}{1.84 \times 0.02} = 0.2619 \text{ m/s}$$

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

$$X_s = 0.36 * (0.2619)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.02)^{\frac{4}{7}} = 0.21 \text{ m}$$

$$B = \text{Ancho de rejilla} = 0.21 + 0.29 = 0.5 \text{ m}$$

$$A_{\text{neta}} = \frac{Q}{K \times V_b} = \frac{0.022}{0.9 \times 0.15} = 0.162963 \text{ m}^2$$

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

$K$  = Factor de reducción = 0.9

$V_b$  = Velocidad de paso a través de los orificios = 0.15 m/seg. (Asumida)

Teniendo en cuenta que la rejilla existente tiene dimensiones de 0.50 m de ancho y 1.20 m de largo, para el nuevo diseño solo varia la longitud de la rejilla, dejando el mismo diámetro de  $\text{Ø}5/8''$ , y la misma separación entre barrotes 0.9 cm.

$$L_r = \frac{A_{\text{neta}} \times (a + b)}{a \times B}$$

$b$  = Diámetro de barras =  $\text{Ø}5/8'' = 0.0159 \text{ m}$

$a$  = Separación entre barrotes (m)

$$L_r = \frac{0.162963 \times (0.009 + 0.0159)}{0.009 \times 0.5} = 0.9 \text{ m}$$

$$A_{\text{neta}} = \frac{a}{a + b} \times B \times L_r = \frac{0.009}{0.009 + 0.0159} \times 0.5 \times 0.9 = 0.162651 \text{ m}^2$$

Numero de orificios (N)

$$N = \frac{A_{\text{neta}}}{a \times B} = \frac{0.162651}{0.009 \times 0.5} = 36.14 \approx 37 \text{ orificios}$$

Se adoptan 37 orificios separados 0.9 cm entre sí, con lo cual se tiene las siguientes condiciones finales.

$$A_{\text{neta}} = a \times B \times N = 0.009 \times 0.5 \times 37 = 0.1665 \text{ m}^2$$

$$V_b = \frac{Q}{K \times A_{\text{neta}}} = \frac{0.022}{0.9 \times 0.1665} = 0.1468 \approx 0.15 \text{ m/s}$$

$$L_r = \frac{A_{\text{neta}} \times (a + b)}{a \times B} = \frac{0.1665 \times (0.009 + 0.0159)}{0.009 \times 0.5} = 0.9213 \approx 1.0 \text{ m}$$

Con el fin de aprovechar al máximo los elementos que deben ser modificados se tiene la rejilla que ahora tiene capacidad para 22 lts/seg, se mantiene el mismo ancho de rejilla de 0.5 m, pero la longitud de rejilla si cambio de 1.20 a 1 metro, conservando la misma separación y el mismo diámetro de varilla, sellando los 20 cm restantes en concreto.

**4.4.2 Aducción captación – desarenador.** En cuanto a la Aducción (captación – desarenador) ya había presentado cambios, debido a que un torrencial aguacero destruyo la aducción anterior que no presentaba cambios bruscos en la dirección del flujo, como la que existe actualmente, esta se destruyó debido a que la aducción tenía un cubrimiento en concreto débil y la solución que optaron fue hacer cambios bruscos en el conducto como lo muestra la figura 14 en donde se introdujo la tubería por debajo del lecho del rio, si bien la tubería no ha presentado daños, esta presenta perdidas debido a la modificación realizada.

Por tal razón se presenta la alternativa de cambiar la forma en cómo se encuentra la aducción, a sus condiciones originales, pero cubierta por concreto reforzado para generar un flujo más libre y disminuir las pérdidas.

Debido al cambio de presión por el tramo de tubería que pasa por debajo del lecho del río, se plantea el diseño como inicialmente en un principio funcionaba ver figura 42.

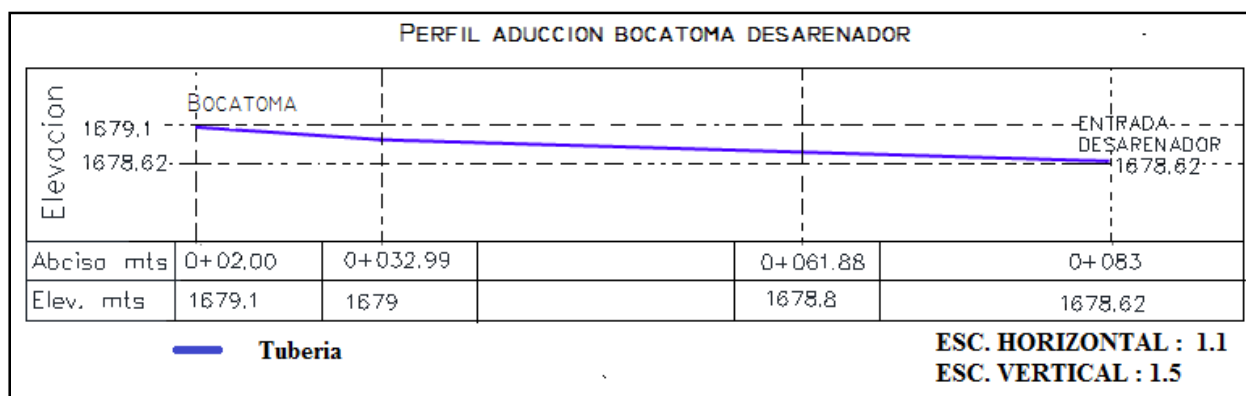


Figura 39. Línea de aducción Bocatomá - Desarenador

Se plantea realizar un cambio solo en el tramo de tubería que pasa por debajo del lecho del río, correspondiente a 29 mts, conservando la misma pendiente gradual y consecuente para toda la aducción, mejorando las condiciones del flujo.

La evaluación a tubo lleno corresponde a la realizada en el diagnóstico 4.3.2 puesto que no se planteó un nuevo diseño solo la modificación del tramo que altera por completo las condiciones del flujo, el cual se puede observar por la simulación en Epanet, ver tabla 16.

En la tabla 16 y 17, se puede observar la diferencia que hay entre la simulación del sistema existente con relación a la alternativa de diseño dado que así como se plantea se mejoran las condiciones del flujo puesto que al no haber cambios bruscos en la inclinación, de la tubería el sistema tendrá mejor remoción hidráulica de aire al interior de la tubería.

**Tabla 16**

*Tabla de presiones en puntos de conexión entre tubería.*

Conexión	Cota (m)	Demanda (lps)	Altura (m)	Presión (m)
Bocatoma	1679.1	-22	1679.1	0
0+032.99	1679	0	1679.08	0.08
0+061.88	1678.8	0	1679.02	0.22
Entrada desarenador	1678.62	22	1678.99	0.37

Nota: Presenta las la presión y altura hidráulica de las conexiones necesarias para la aducción Bocatoma-Desarenador.

En la abscisa 0+032.99, se aprecia una presión baja diferente a la presión del diagnóstico (Ver capítulo 4.3.2) que arroja la presión más alta 1.16, debido al cambio brusco de dirección de la tubería en sentido vertical, pues corresponde a la presión más alta del sistema, por lo tanto es notorio ver que con el cambio de inclinación de la tubería que ahora pasa sobre el lecho del río, empleando el mismo diámetro y material se mejoran hidráulicamente las condiciones del flujo, optimizando el sistema de Aducción Bocatoma-Desarenador.

**Tabla 17**

*Líneas de tuberías de la aducción bocatoma desarenador.*

Id línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Rugosidad (mm)	Caudal (lps)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit. (m/km)	Factor de fricción
Bocatoma - 0+032.99	12.99	208.42	0.0015	22	0.64	1.72	0.017
0+032.99 - 0+061.88	27.89	208.42	0.1	22	0.64	2	0.02
0+061.88 - desarenador	21.140	208.42	0.0015	22	0.64	1.72	0.017

Nota: La tabla presenta las velocidades de los tramos de tubería necesarios para la aducción Bocatoma-Desarenador.



Figura 40. Plata de aducción Bocatoma – Desarenador simulación Epanet



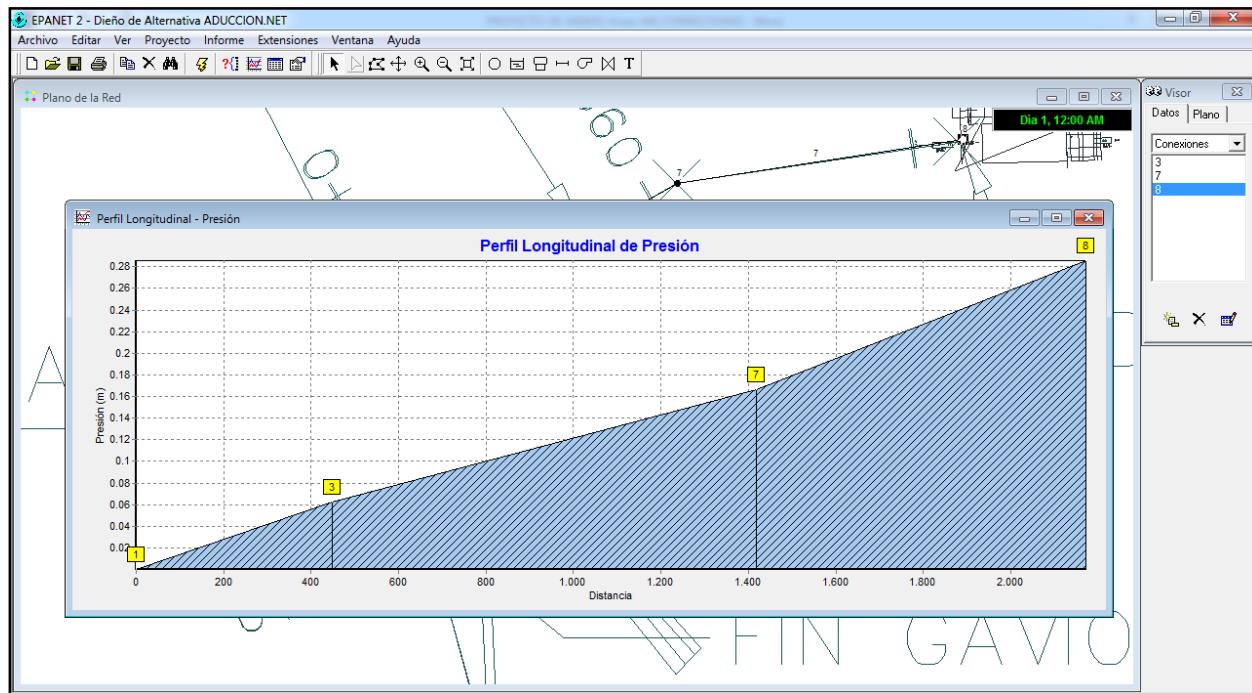


Figura 41. Perfil longitudinal de presiones aducción Bocatoma – Desarenador

**4.4.3 Desarenador.** El desarenador actual carece de cámara de aquietamiento, y posee una sola pantalla. Dentro del diagnóstico en el literal 4.3.3 se calculó la capacidad hidráulica del desarenador existente y se halló que puede trabajar en óptimos resultados con un caudal de 14 litros por segundo, lo que nos dice que está en capacidad para desarenar aproximadamente el 50 % del caudal de entrada, por eso se optó por diseñar un desarenador paralelo al existente como también una cámara de aquietamiento en la entrada del desarenador y las pantallas deflectoras necesarias para reducir la cantidad de sedimentos que ingresan al sistema, de tal manera que se amplió el área superficial para que sea capaz de funcionar en óptimas condiciones, esto para poder cumplir con el caudal captado.

### Parámetros de diseño

Cota clave entrada tubería	= 1678.62 m
Remoción de partículas de diámetro (d)	= 0.05 mm
Porcentaje de remoción	= 75 %.
Temperatura del agua	= 18 °C
Viscosidad cinemática ( $\mu$ 18°C)	= 0.01059 cm <sup>2</sup> /seg
Cota clave tubería de salida	= 1678.48 m
Caudal de entrada	= 8 Lt/s
Caudal de entrada a tubo lleno	= 46.66 Lt/s

Debido a que ya existe un desarenador con capacidad para 14 lts, se procederá a diseñar un desarenador, paralelo al existente que cumpla con los criterios para satisfacer la demanda, que es igual al caudal concedido por la corporación ambiental con un valor de 22 lps.

### Velocidad de sedimentación

Según fórmula de Stokes:

$$V_s = \frac{(P_s - P) * d^2 * g}{18 \mu}$$

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

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

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

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

$\mu$  = Viscosidad del agua a la temperatura en que se encuentra

$\mu_{18^\circ\text{C}}$  = Viscosidad cinemática del fluido  $0.01059 \text{ cm}^2/\text{seg}$

$d$  = Diámetro de la partícula a remover =  $0.005 \text{ cm}$

$$V_s = \frac{(2.65-1.0) * (0.005)^2 * 981}{18 (0.01059)}$$

$$V_s = 0.2123 \text{ cm/seg} = 2.123 \text{ mm/seg}$$

### **Comprobación del número de Reynolds**

$$Re = V_s \times d / \mu$$

$$Re = 0.2123 \times 0.005 / 0.01059 = 0.1 < 1.0 \text{ flujo laminar}$$

### **Período de retención hidráulico**

$$T = H / V_s$$

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

H = Profundidad útil del desarenador Asumida = 1.65 m

V<sub>s</sub> = Velocidad de sedimentación = 2.123 mm/seg

T = 1650 mm / 2.12 mm/seg. = 777.20 seg.

### Periodo de retención

$$\Theta / T = 3.00$$

$$\Theta = 3.00 \times T$$

$$\Theta = 3.00 \times 777.20 \text{ seg}$$

$$\Theta = 2331.6 \text{ seg} = 38.86 \text{ min} = 0.65 \text{ hr.}$$

Cumple según recomendaciones de Cualla ( $0.5 \text{ hr} \leq \Theta \leq 4 \text{ hr}$ )

### Volumen del tanque

Para el cálculo del volumen del tanque del nuevo desarenador, se asume como caudal de diseño 8 litros por segundo, puesto que el desarenador actual tiene capacidad para 14 litros. Cabe resaltar que la capacidad final de los desarenadores será de 22 litros por segundo, que es la cantidad concedida por la autoridad ambiental.

$$V = \Theta \times Q_{\text{Diseño}}$$

$$V = 2331.6 \text{ seg} \times 0.008 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 18.6528 \text{ m}^3$$

### Área superficial del tanque

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

As = Área superficial del tanque

V = Volumen del tanque

H = Profundidad útil de sedimentación

$$As = \frac{186528 \text{ m}^3}{1.65 \text{ m}}$$

$$As = 11.305 \text{ m}^2$$

De donde las dimensiones del tanque será de L: B = 5:1

$$B = \sqrt{\frac{As}{5}} = \sqrt{\frac{11.305}{5}} = 1.5036 \text{ m} \approx 1.5 \text{ m}$$

$$L = 5 \times B = 5 \times 1.5036 = 7.5181 \text{ m} \approx 7.5 \text{ m}$$

### Carga hidráulica superficial

$$q = \frac{Q_{\text{Diseño}}}{As} = \frac{0.008}{11.305} = 7.076514816 \times 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{seg}}$$

$$q = 7.076514816 \times 10^{-4} \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{seg}} \times 86400 = 61.14108801 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{dia}}$$

$$15 < q < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{dia}} \quad \text{Ok}$$

Como se demostró anteriormente, la carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas, la cual debe corresponder a la de un diámetro menor.

$$V_0 = q = 0.000707668 \text{ m/seg} = 0.071 \text{ cm/seg}$$

$$V_0 < V_s$$

$$0.071 \text{ cm/seg} < 0.2123 \text{ cm/seg}$$

Con lo anterior se demuestra que las partículas que tengan una velocidad de sedimentación ( $V_s$ ), igual o mayor a la velocidad de sedimentación crítica, quedan sedimentadas y llegan a la zona de lodos quedando removidas en un 100%; en cambio las partículas que tengan una velocidad de sedimentación menor a la velocidad crítica, quedan removidas en la proporción velocidad de sedimentación sobre velocidad de sedimentación crítica ( $V_s/V_0$ ), para el nuevo diseño se garantiza la remoción del 100 % de las partículas.

Otro dato de verificación para asegurar que las partículas quedan removidas en su totalidad, es que el diámetro de las partículas de sedimentación, debe ser mayor que el diámetro de la partícula crítica.

**Diámetro de partícula crítica ( $d_0$ )**

$$d_0 = \sqrt{\frac{V_0 \times 10 \times \mu_{18^\circ\text{C}}}{g \times (P_s - P)}}$$

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

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

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

$V_0$  = Velocidad crítica

$\mu_{18^\circ\text{C}}$  = Viscosidad cinemática del fluido  $0.01059 \text{ cm}^2/\text{seg}$

$$d_0 = \sqrt{\frac{0.071 \times 18 \times 0.01059}{981 \times (2.65 - 1)}} = 0.002891591 \text{ cm} \approx 0.03 \text{ mm}$$

$$d_0 < d_s$$

$$0.03 \text{ mm} < 0.05 \text{ mm.}$$

Demostración relación de tiempos igual a la relación de aire

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_0} = \frac{0.2123}{0.071} = 2.99 \approx 3.0$$

**Velocidad horizontal (Vh)**

$$V_h = \frac{Q}{W} = \frac{V_0 * L}{H}$$

$$V_h = \frac{0.008}{1.65} = 0.00484848 \frac{\text{m}}{\text{seg}} = 0.4848 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

### Velocidad horizontal máxima (Vh máx)

$$V_{h\text{max}} = 20 V_s$$

$$V_{h\text{max}} = 20 \times 0.2123 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} = 4.246 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

### Velocidad de resuspensión máxima

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * k * g * (P_s - P) * d}{f}}$$

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

$k$  = Parámetro de sedimentación de arenas = 0.04

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

$g$  = Aceleración de la gravedad = 981 cm/seg<sup>2</sup>

$P_s$  = Peso específico de la partícula a remover, arena = 2.65 gr/cm<sup>3</sup>

$P$  = Peso específico del agua = 1 gr/cm<sup>3</sup>

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



$$V_r = \sqrt{\frac{8 * 0.04 * 981 * (2.65 - 1.00) * 0.005}{0.03}} = 9.2913 \text{ cm /seg}$$

### Calculo de los elementos del desarenador

#### Vertedero de salida

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

$$H_v = \left( \frac{0.008}{1.84 \times 2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.0167814 \text{ m}$$

$$V_v = \frac{Q}{B \times H_v} = \frac{0.008}{1.5 \times 0.0167814} = 0.3178 \frac{\text{m}}{\text{s}} \approx 0.32 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

La velocidad sobre la cresta del vertedero debe ser en teoría mayor de 0.3 m/s

(Recomendación del ingeniero Ricardo Alfredo López Cualla en su libro Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, con el fin de poder aplicar la ecuación del alcance horizontal ( $X_s$ ) del vertedero de salida, con lo cual se obtiene:

$$X_s = 0.36 (V_v)^{\frac{2}{3}} + 0.60 (H_v)^{\frac{4}{7}} = 0.36 (0.317812)^{\frac{2}{3}} + 0.60 (0.0167814)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.22571 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de vertedero} = 0.22571 + 0.10 = 0.32571 \text{ m}$$

Se opta por longitud del vertedero de salida del desarenador por 0.40 m, para evitar que el sistema trabaje ahogado.

**Cámara de entrada al de a los vertederos de desarenadores.**

Dimensiones de la caja

Largo = 1 m

Ancho = 2.5 m

Alto = 0.80 m

Capacidad de la caja

$$V = 1 \times 2.5 \times 0.80 = 2 \text{ m}^3$$

**Para el vertedero de 8 lts/seg**

Utilizando la fórmula de Francis, asumiendo una altura en la lámina de agua de  $H = 6$  cm, se determina la longitud del vertedero (L).

$$L = \frac{Q_{\text{excesos}}}{1.84 H^{\frac{3}{2}}} = \frac{0.008}{1.84 \times (0.06)^{\frac{3}{2}}} = 0.2958 \text{ m} \approx 0.3 \text{ m}$$

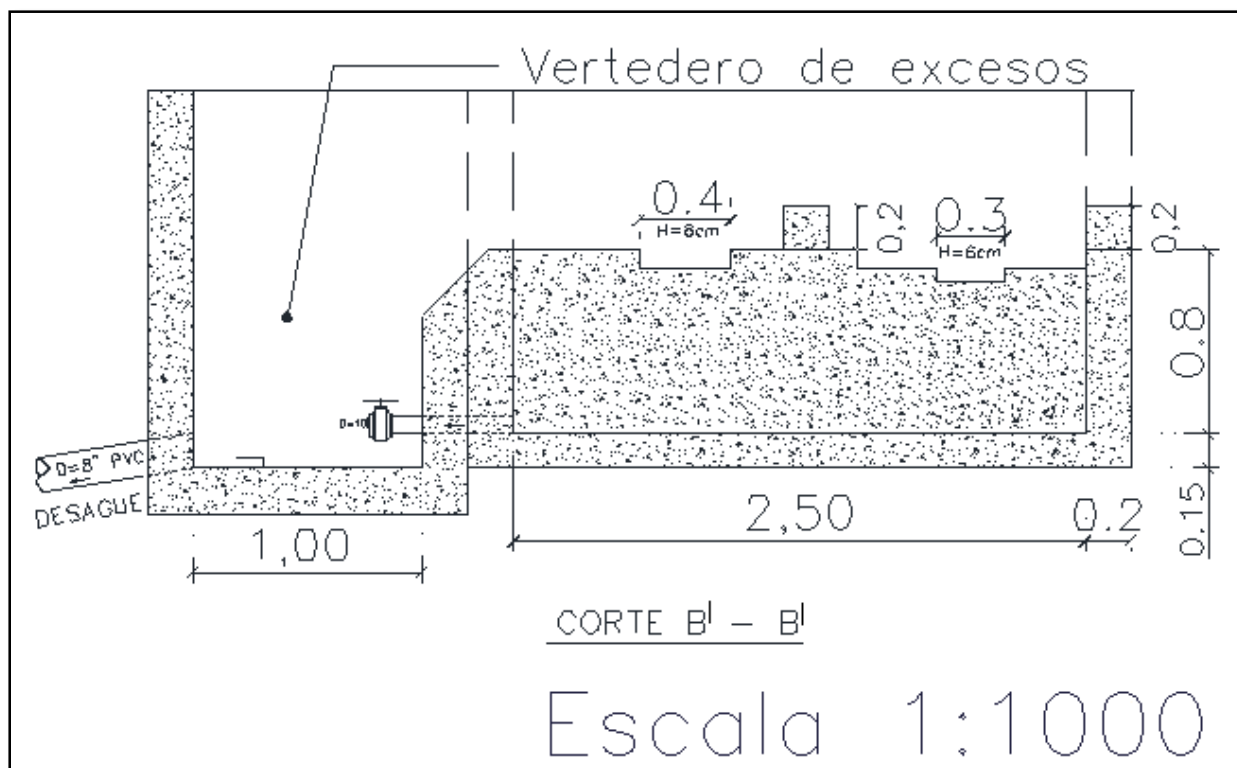
Luego el vertedero para el desarenador de 8 litros por segundos tendrá una longitud de 30 cm y una altura en la lámina de agua de 6 cm.

**Para el vertedero de 14 lts/seg**

Utilizando la fórmula de Francis, asumiendo una altura en la lámina de agua de  $H = 8$  cm, se determina la longitud del vertedero (L)

$$L = \frac{Q_{\text{excesos}}}{1.84 H^2} = \frac{0.014}{1.84 \times (0.08)^{3/2}} = 0.336 \text{ m} \approx 0.4 \text{ m}$$

Luego el vertedero para el desarenador de 14 lts/seg es de 8 cm de lámina de agua y 40 cm de longitud.



**Figura 42. Perfil de vertederos**

### **Vertedero de excesos para cámara de distribución.**

Para el diseño del vertedero de excesos se tiene en cuenta el tipo de bocatoma, en este caso se trata de una bocatoma de fondo, puesto que se debe diseñar conforme al caudal máximo que pueda presentar el río dado que la lámina de agua que pueda alcanzar la presa en una creciente generaría un aumento en la presión aumentando la velocidad de entrada del flujo y del sistema de aducción en general, por lo tanto basándonos en información suministrada por el fontaneros y

habitantes del sector aledaños a la zona en donde se encuentra ubicada la captación afirman que el nivel máximo que se ha presentado el río en crecientes ha sido de 1 metro.

Se asume para el cálculo del caudal máximo un metro adicional en la cota de salida de la bocatoma.

Cota clave salida captación	=	1679.1 + 1 = 1680.1 m
Cota clave llegada desarenador	=	1678.620 m
Longitud	=	62.02 m
Tubería PVC	Ø	= 8"

Para el diámetro nominal de 8"

Diámetro externo = 219.08 mm

Espesor de la pared del tubo = 5.33 mm

Diámetro interno real =  $219.08 - 5.33 \times 2 = 208.42$  mm

El caudal que transporta la línea de aducción bajo las anteriores consideraciones se hace con la fórmula de Hazen - Williams y también por la fórmula de Darcy - Weisbach.

Hazen - Williams

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

C = Coeficiente de rugosidad = 150

$$J = \text{Pérdida de carga unitaria} = \frac{1680.1 - 1678.62}{62.02}$$

D = Diámetro = 0.20842 m

$$Q = 0.2785 \times 150 \times 0.20842^{2.63} \times \left( \frac{1680.1 - 1678.62}{62.02} \right)^{0.54} = 0.08989 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Darcy – Weisbach

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

$h_f$  = Perdida de energía por fricción.

f = Factor de fricción

L = Longitud de tubería = 62.02 m

D = Diámetro = 0.20842 m

V = Velocidad media

Simplificando la ecuación a:  $h_f = K \times L \times Q^2$ ,  $K = \frac{8f}{D^5 \times \pi^2 \times g}$

De la formula. (Nikuradse)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 1.14 + 2 \text{Log} \left( \frac{D}{e} \right); \quad f = \left[ \frac{1}{1.14 + 2 \text{Log} \left( \frac{D}{e} \right)} \right]^2$$

Remplazando para e = 0,15 mm recomendación según Corcho, se tiene:

$$f = \left[ \frac{1}{1.14 + 2 \text{Log} \left( \frac{208.42}{0.15} \right)} \right]^2 = 0.01813533731$$

$$K = \frac{8 \times 0.01813533731}{0.20842^5 \times \pi^2 \times 9.81} = 3.810218787$$

$$1680.1 - 1678.62 = 3.810218787 \times 62.02 \times Q^2$$

$$Q = 0.07914 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Material de la tubería	C
Acero remachado (nuevo)	110
Acero remachado (usado)	85
Acero soldado (nuevo)	130
Acero soldado (usado)	90
Hierro fundido (nuevo)	130
Hierro fundido (15-20 años)	100
Hierro fundido (> 20 años)	90
Concreto (buena terminación)	130
Concreto (terminación común)	120
Asbesto-Cemento	140
Plástico (PVC)	150

Figura 43. Coeficientes de rugosidad típicos. Fuente (López Cualla, P.180, 1995)

Se diseña el vertedero de excesos para el mayor caudal.  $0.08989 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{II}} - Q$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.08989 \text{ m}^3/\text{s} - 0.022 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.06789 \text{ m}^3/\text{s}$$

Utilizando la fórmula de Francis, asumiendo  $H = 0.15$ , se determina la longitud del vertedero (L).

$$L = \frac{Q_{\text{excesos}}}{1.84 H^2} = \frac{0.06789}{1.84 \times (0.15)^{3/2}} = 0.63 \text{ m}$$

Se adopta para la longitud de vertedero, 0.70 m

$$V = \frac{Q_{\text{excesos}}}{H \times L} = \frac{0.06789}{0.15 \times 0.70} = 0.6465 \text{ m/s}$$

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

$$X_s = 0.36 * (0.6465)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.15)^{\frac{4}{7}} = 0.47 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m}$$

Se adopta para el ancho del vertedero 1 metros.

### Tubería de excesos y lavado

$$\text{Cota clave salida captación} = 1679.1 + 1 = 1680.1 \text{ m}$$

$$\text{Cota clave llegada desarenador} = 1678.620 \text{ m}$$

$$\text{Cota clave de entrega del desagüe} = 1678.620 - 1.1042 = 1677.51 \text{ m}$$

$$\text{Longitud Aduccion} = 62.02 \text{ m}$$

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

$$C = \text{Coeficiente de rugosidad} = 150$$

$$J = \text{Pérdida de carga unitaria} = \frac{1680.1 - 1677.41}{62.02}$$

$$D = \text{Diámetro} = \text{incognita.}$$

$$0.08989 \text{ m}^3/\text{seg} = 0.2785 \times 150 \times D^{2.63} \times \left( \frac{1680.1 - 1677.41}{62.02} \right)^{0.54}$$

$D = 0.1875 \text{ m} = 7.38'' \approx 8''$  La tubería de excesos tendrá un diámetro de 8'' en PVC, capaz de soportar los caudales que se presenten en épocas de fuertes precipitaciones.

A continuación se presentan las figuras correspondientes a los diseños de cada uno de los elementos del desarenador. Para observar con mayor claridad los detalles de los planos se pueden encontrar en formato .dxf de AutoCAD en el apéndice F.

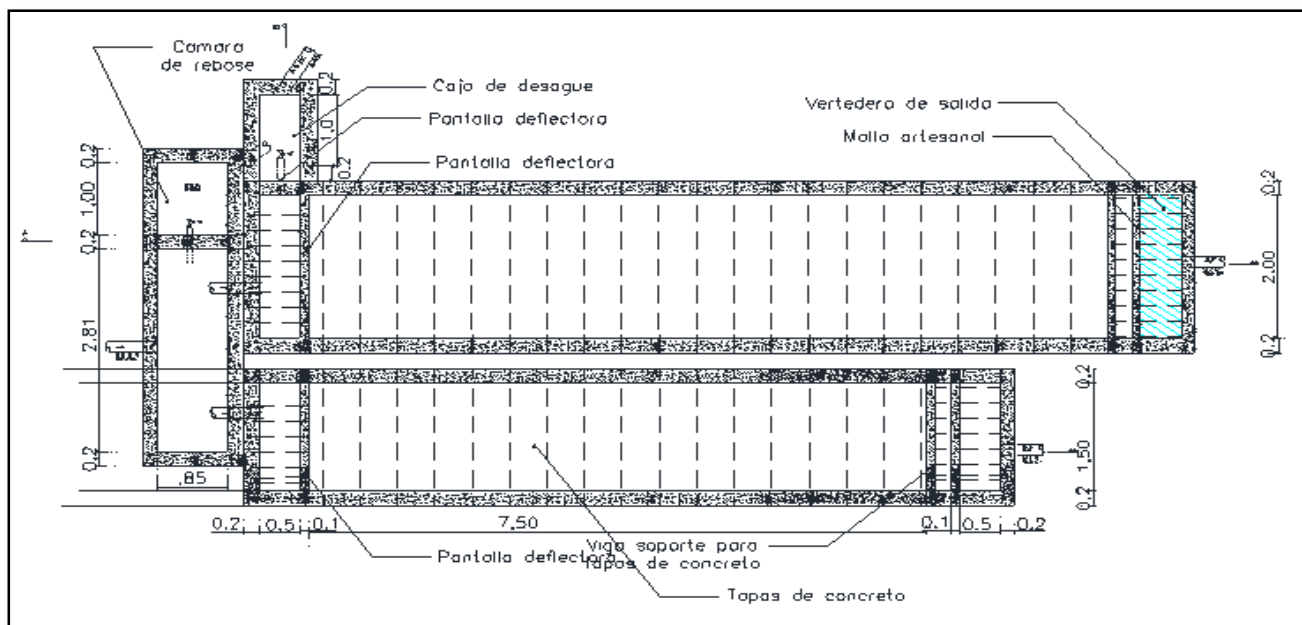


Figura 44. Dibujo en planta del desarenador recomendado para optimización.

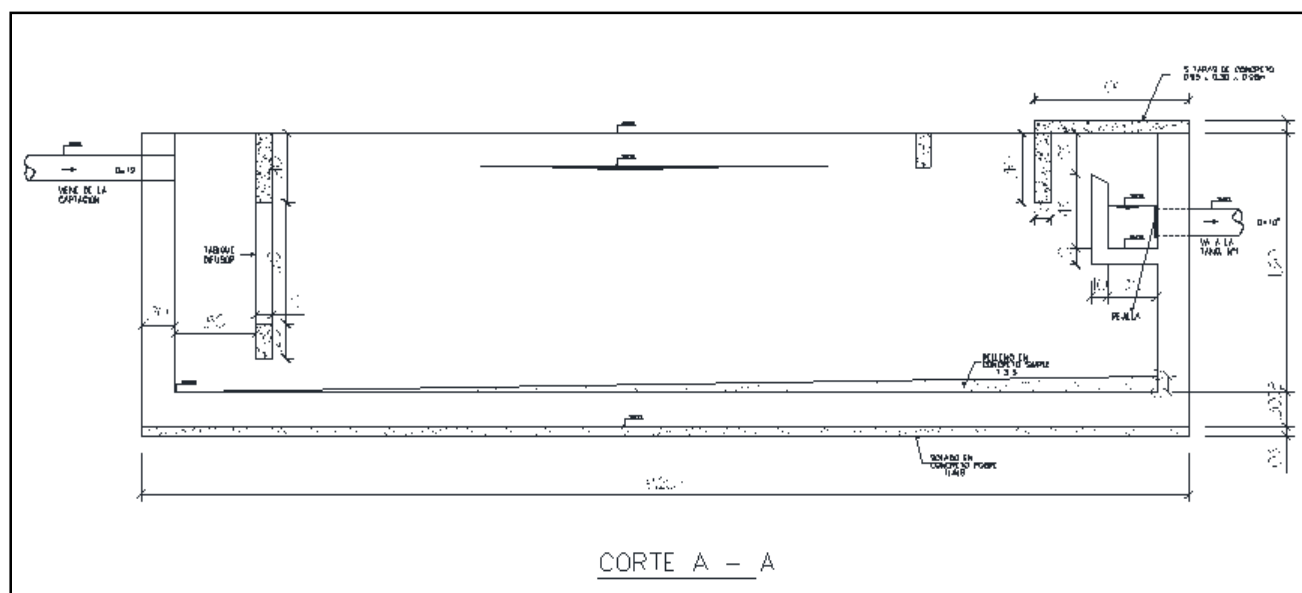


Figura 45. Dibujo en perfil del desarenador recomendado para optimización.



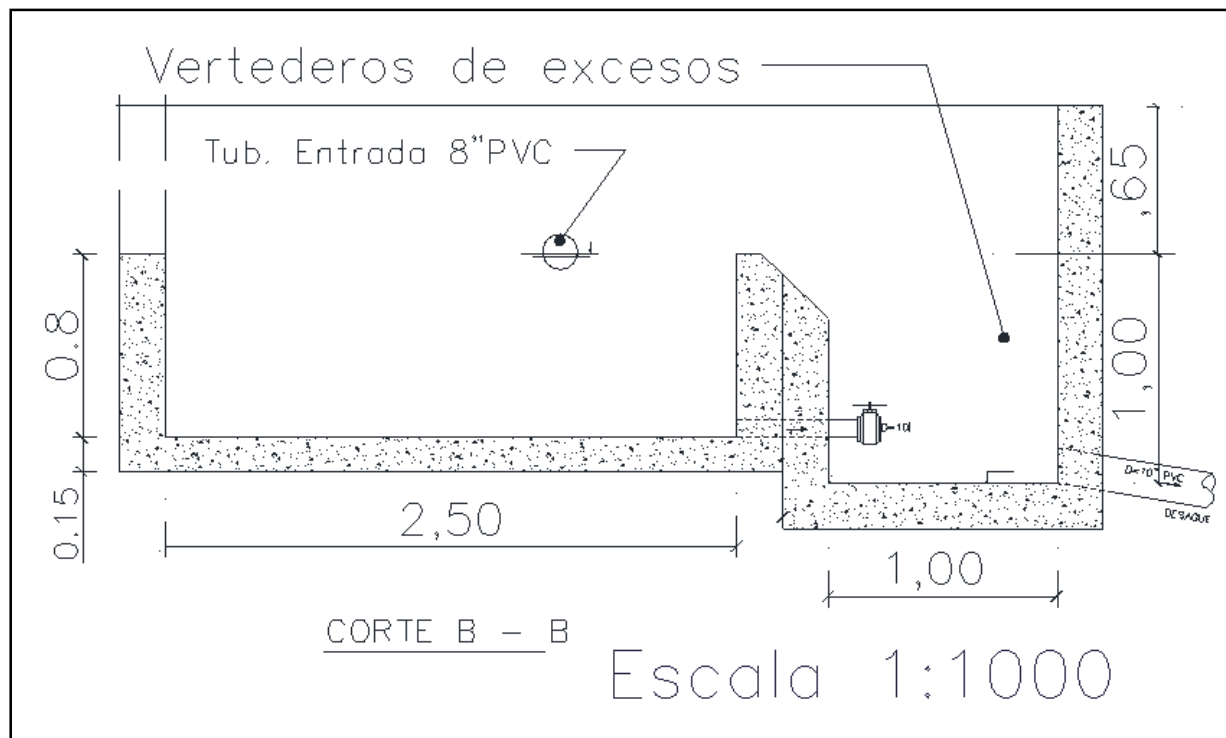


Figura 46. Dibujo en perfil de cámara de rebose recomendado para optimización.

#### 4.4.4 Mejoramiento de presiones para redes de reparto

Para el nuevo diseño de conducción se puede garantizar una presión mínima de diseño, correspondiente a la presión necesaria para mover un aspersor, en este caso debido a la gran variedad de aspersores que existen en el mercado con diferentes alcances, se opta por garantizar una presión de aspersores convencionales de mínimo 15 mca y máximo 30 mca .

ASPERORES	
<b>MODELO: WOBBLER</b> CONEX. (IN): 3/4 No. BOQUILLAS: 1 CAUDAL (GPM): 1 a 13,5 PR (PSI): 10 a 35 ALCANCE (M): 5 a 8 MATERIAL: Plástico	
<b>MODELO: Mini wobbler</b> CONEX. (IN): 1/2 No. BOQUILLAS: 1 CAUDAL (GPM): 0,4 a 2,4 PR (PSI): 10 a 30 ALCANCE (M): 4 a 7 MATERIAL: Plástico	
<b>MODELO: 3023-2</b> CONEX. (IN): 3/4 No. BOQUILLAS: 2 CAUDAL (GPM): 3 a 6 PR (PSI): 25 a 50 ALCANCE (M): 11 a 15 MATERIAL: Plástico	
<b>MODELO: 4023-2</b> CONEX. (IN): 3/4 No. BOQUILLAS: 2 CAUDAL (GPM): 13 a 19 PR (PSI): 30 a 60 MATERIAL: Plástico	

Dirección: Calle 132 No. 40-45    Teléfonos: (571) 626 1955 Fax: ( 571) 626 1897    Bogotá, Colombia - Sur América

Figura 47. Catálogo de aspersores de comercial de riegos.

Se puede utilizar aspersores con columna de agua mínimo de 12 m.c.a, los tipos de aspersores a utilizar dependen del diseño intrapredial. Se plantea el diseño para conocer el diámetro real con el cual pueda transportar el caudal concedido sin que se presenten excesos en la presión.

Considerando las condiciones iniciales en la tubería de salida hacia los usuarios en las tanquillas, algunas trabajan como orificio sumergido, por lo tanto para determinar el diseño de la tubería se debe tener en cuenta la carga hidráulica que genera la altura de la lámina en la tanquilla. Ver figura 48 y 49.

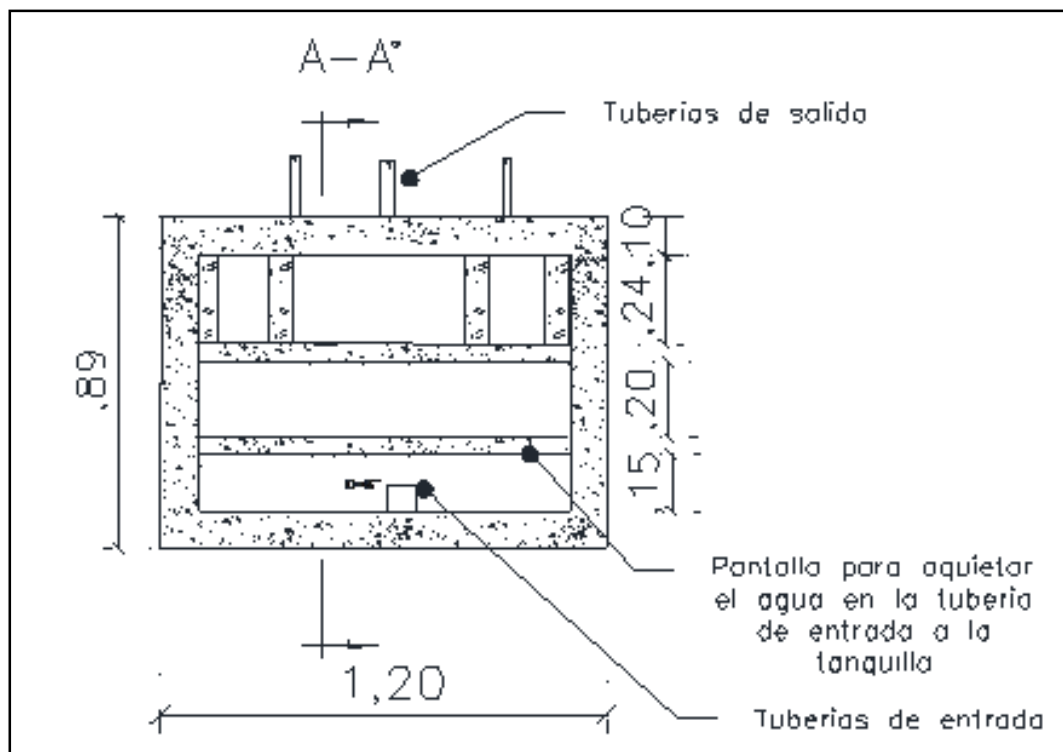


Figura 48. Plano en planta de tanquillas de control y reparto

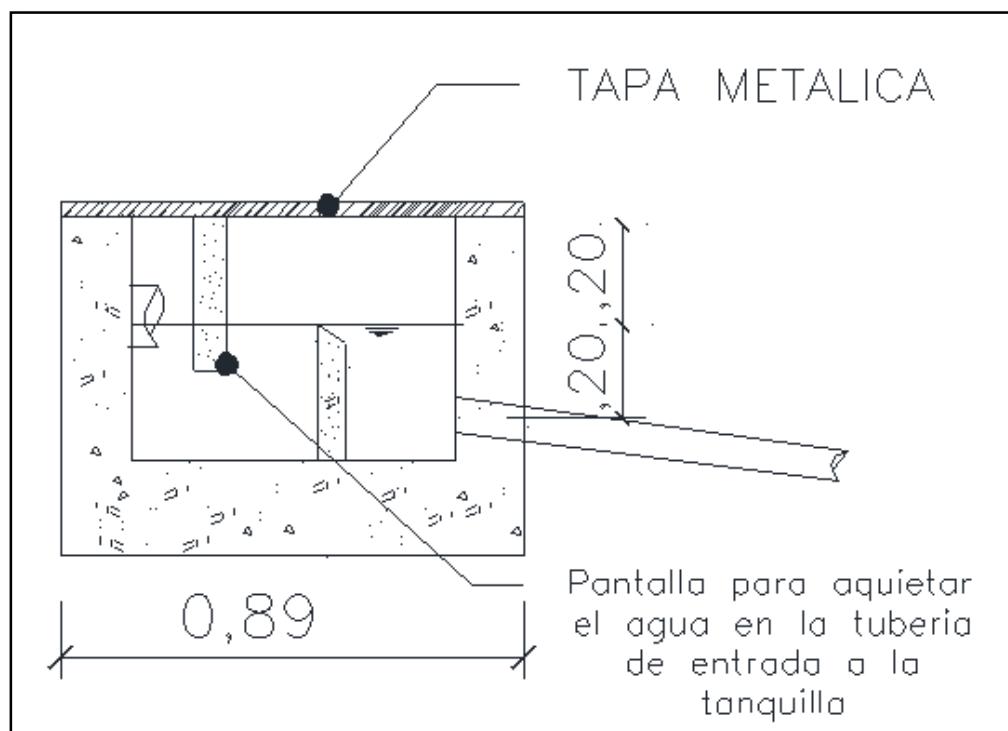


Figura 49. Perfil corte A-A° tanquilla de reparto y control.

El caudal que transporta la línea de reparto para cada usuario no podrá ser mayor de 0.5 lts/seg, establecidos por concesión, por lo tanto para verificar el diámetro necesario para mejorar las bajas y altas presiones se determina mediante la simulación en Epanet, para que realicen el riego a sus cultivos mediante aspersores de utilizando una presión mínima de 12 m.c.a, cabe resaltar que para la gran mayoría de usuarios se mejoraron las presiones mucho mayores a 12 m.c.a.

Para los usuarios que tienen presiones muy altas se determina una disminución en el diámetro de tubería del tramo próximo al punto de llegada de cada usuario con el fin de generar pérdidas para disminuir las presiones de llegada utilizando el software Epanet para la simulación resumida en la tabla 18. Los métodos utilizados para el desarrollo de la simulación corresponden a Darcy-Weisbach.

**TABLA 18**

*Disminución de presiones de llegada para algunos usuarios*

<b>Usuario</b>	<b>Presión de llegada</b>	<b>diámetro real</b>	<b>Longitud real</b>	<b>Longitud a cambiar</b>	<b>Cambiar por diámetro de</b>	<b>Presión mejorada</b>
	<b>(m)</b>	<b>(pulg)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(pulg)</b>	<b>(m)</b>
5	66.79	2"	363.332	20	1/2"	40.17
6	63.58	1 1/2 "	127.62	15	1/2"	43.91
7	63.72	1 1/2 "	200.29	20	1/2"	37.5
14	58.25	2"	404.28	15	1/2"	38.15
23	73.79	1 3/4"	357.08	20	1/2"	47.22
25	57.88	1 3/4"	208.95	10	1/2"	44.6

Nota: la tabla muestra a los usuarios que presentan mayores presiones de llegada junto con su debida intervención para el mejoramiento del sistema.

Debido al cambio en el diámetro de tubería para generar pérdidas, es inferior al existente, por lo tanto se consideran longitudes de máximo 20 metros lineales, dado que abarcar longitudes mayores podría conllevar efectos contraproducentes que dañarían la tubería, cabe recalcar que se tuvo en cuenta que el caudal superara el caudal crítico de la tubería para corroborar así que el aire de la tubería fue expulsado.

Con relación a los usuarios que presentan bajas presiones, se realizó la simulación en Epanet en donde se determinó que para las condiciones del caudal otorgado por concesión actual, las tanquillas 16,3A y 4A, se deben demoler para mejorar las presiones e igualmente para aquellos usuarios en los que no se demolieron tanquillas para mejorar las presiones se presenta

un aumento en su diámetro, haciendo la aclaración que para algunos usuarios se presentaban largos tramos de tubería con pendientes muy bajas, por lo tanto llevar la presión para el riego en estos predios requiere de realizar tanques intraprediales ubicados en el punto más alto del predio para dar presión a los aspersores.

**TABLA 19**

*Mejoramiento de presiones de llegada para algunos usuarios*

USUARIO	Presión de llegada (m)	Diámetro real (Pulg)	Longitud real (m)	Longitud a cambiar (m)	Cambiar por diámetro de (Pulg)	Presión mejorada (m)
10	15.53	1 3/4"	326.42		Demolición de tanquilla	41.32
11	11.2	1 3/4"	330.27		Demolición de tanquilla	36.99
12	25.79	1 1/2 "	203.2		Demolición de tanquilla	27.75
13	11.08	1 1/2 "	281.93		Demolición de tanquilla	13.04
18	3,98	1 3/4"	252.11	252.11	3"	5.85
27	6.54	1 3/4"	808.5	808.5	2"	8.44
30	5.34	2"	536.99	536.99	3"	6.92
31	4.5	1 1/2 "	135.42	135.42	2"	8.19
35	11.47	1 3/4"	690.41	690.41	2"	13.09
43	3.51	1 3/4"	313.21		Demolición de tanquilla	35.2
44	2.69	2"	533.37		Demolición de tanquilla	34.69

Nota: La tabla muestra a los usuarios que presentan bajas presiones junto con su debida intervención para el mejoramiento del sistema.

Comprobación para el usuario 18 que presenta tramos largos con bajas pendientes, mediante el método de Hazen Williams.

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

C = Coeficiente de rugosidad = 150

J = Perdida de carga unitaria = 0.02023

D = Diámetro

Q = 0.005 lts/seg

Despejando el diámetro se tiene

$$D = \left( \frac{Q}{0.2785 \times C \times J^{0.54}} \right)^{1/2.63} = \left( \frac{0.005}{0.2785 \times 150 \times (0.02023)^{0.54}} \right)^{1/2.63} = 0.0719 \text{ m}$$

1" equivale a 0.0254m

$$D = 0.0719 \text{ m} = 2.8'' \approx 3''$$

Debido a que la longitud del tramo correspondiente a 252.11 mts con una pendiente del 2%, en la tabla 19 se puede observar que sigue entregando el mismo caudal pero su presión solo aumenta de 3.98 a 5.85 m.c.a, por lo tanto no es viable rediseñar la tubería y más bien se considera la utilización de tanques intraprediales.

#### 4.4.5 Presupuesto del sistema de riego

**Tabla 20.**

*La tabla muestra el presupuesto para el minidistrito de riego.*

Item	Descripcion	Und	Cant.	Vr unit	Vr parcial
1.0	Mejoramiento bocatoma				
1.1	Concreto ciclopeo 60/40	M3	9.6	\$ 452.001.25	\$ 4.339.212.00
1.2	Concreto 2000 psi	M3	0.7	\$ 853.800.00	\$ 597.660.00
2.0	Mejoramiento aducción				
2.1	Excavacion	M3	1.5	\$ 25.025.00	\$ 37.537.50
2.2	Retiro y colocacion tubería	MI	10	\$ 4.913.00	\$ 49.130.00
2.3	Tubería p.v.c 8'' r.d.e.41	MI	10	\$ 67.650.00	\$ 676.500.00
2.4	Union de reparacion de 8''	Und	1	\$ 293.875.00	\$ 293.875.00
2.5	Recubrimiento de tubería	M3	2.5	\$ 452.001.25	\$ 1.130.003.13
3.0	Desarenador				
3.1	Desmonte y limpieza	Glb	1	\$ 300.300.00	\$ 300.300.00
3.2	Localizacion y replanteo	Glb	1	\$ 19.750.00	\$ 19.750.00
3.3	Excavacion manual	M3	20	\$ 25.025.00	\$ 500.500.00
3.4	Concreto 3000 psi	M3	10	\$ 853.800.00	\$ 8.538.000.00
3.5	Acero de refuerzo	Kg	450	\$ 6.245.00	\$ 2.810.250.00
4.0	Conduccion				
4.1	Retiro y colocacion tubería	MI	100	\$ 4.913.00	\$ 491.300.00
4.2	Reparacion tubería 6'' p.v.c.r.d.e.41	MI	30	\$ 47.190.00	\$ 1.415.700.00
4.3	Reparacion valvulas	Glb	7	\$ 400.325.00	\$ 2.802.275.00
4.4	tubería 1/2'' p.v.c.r.d.e.41	MI	100	\$ 18.059.38	\$ 1.805.938.00
4.5	Anclaje de tubería	Und	10	\$ 166.785.00	\$ 1.667.850.00
4.6	Recubrimiento de tubería con alumol	Und	200	\$ 6.878.00	\$ 1.375.600.00
4.7	Demolicion de tanquillas	Glb	3	\$ 500.878.00	\$ 1.502.634.00
4.8	Union de reparacion de 2 y 3''	Und	3	\$ 172.450.00	\$ 517.350.00
				Total valor parcial	\$ 30.871.364.63
				Administración	\$ 9.261.409.39
				Imprevistos	\$ 1.543.568.23
				Utilidades	\$ 1.543.568.23
				Valor total	\$ 43.219.910.48

Nota: La tabla representa el presupuesto del costo total necesario para llevar a cabo las reparaciones planteadas en el diseño.



Los análisis de precios unitarios de los ítems que se enmarcan en el presupuesto se pueden observar en el apéndice D. las cantidades de obra presupuestadas están basada en cada uno de los cálculos realizados en el proyecto.

## 4.5 Utilizar el software libre CropWat de la FAO, para realizar los balances hídricos de los cultivos.

**4.5.1 Información general.** Según agro ingreso seguro en la Convocatoria Pública (MADR – IICA 2009). Ábrego Abril 17 de 2009.

El Balance Hídrico, es considerado como el equilibrio de tres factores durante una unidad de tiempo. Estos factores son aportes de precipitación y descargas (ETP) de volúmenes de agua, así como la permanencia de una cantidad variada de agua en el suelo.

Para el cálculo del BH, se necesitan los valores de precipitación efectiva y ETP decadal. Se considera el uso consuntivo como la evapotranspiración real que ocurre en el complejo suelo – planta, en las condiciones existentes para determinado cultivo y nivel de humedad del suelo.

$$U.C = ETP \times K$$

Evapotranspiración Potencial (ETP). Se define como la pérdida de agua en un área determinada y durante un periodo específico, por la acción combinada de la evaporación de la superficie del suelo y la transpiración de las plantas.

Precipitación Efectiva. Para la programación de riegos mediante el balance hídrico, se introduce el concepto de precipitación efectiva. La precipitación efectiva o útil es la precipitación no perdida por escorrentía. Se define como precipitación efectiva, aquella que es retenida en la zona de raíces y totalmente aprovechable por las plantas, de esta manera, se debe tener en cuenta, además de otras variables que intervienen en dicho balance, tales como la evapotranspiración, el uso consuntivo, el déficit, el exceso, etc; para el cálculo del balance hídrico del cultivo.

La precipitación efectiva se calcula según la ecuación de Weibull, como se muestra a continuación:

Se debe ordenar los datos de mayor a menor (para análisis de excedencia).

Se calcula la posición de graficado de cada dato mediante la ecuación de Weibull.

$$P = 1 + \frac{m}{(N + 1)}$$

$$T = \frac{1}{\rho}$$

Dónde:

P=probabilidad de excedencia

m=número de orden

N=total de datos de la serie

T=periodo de retorno (años)

#### Aplicaciones

Planificar el aprovechamiento de los recursos hídricos.

Identificar periodos de deficiencia o suficiencia de agua en los cultivos.

Obtener índices climáticos y agroclimáticos.

Zonificación de cultivos en secano.

Calendarios agrícolas.

Predicción de inundaciones, sequias e incendios forestales.

Erosión del suelo.

Seguimiento y pronóstico de la disponibilidad hídrica.

El cálculo del balance hídrico tiene aplicaciones de trascendencia en diferentes áreas como la climatología, la edafología, la ingeniería y la agronomía. Conocer el balance de humedad en el uso, es importante para evaluar la disponibilidad de agua para cultivos, estudios hidrológicos de conservación de suelos, de drenaje, de recuperación de suelos salinos, de repoblación forestal, o el establecimiento del régimen de humedad de los suelos o de criterios de diferenciación climática.

Existen varios modelos para estimar el balance de agua en el cielo; aquí seguiremos el método directo propuesto por Thorntwaite y Matter (1955), el cual cuando la precipitación es deficitaria, consume el agua de la reserva del suelo a una tasa proporcional para abastecer la demanda de la evapotranspiración potencial hasta agotar dicha reserva.

Los balances hídricos se pueden calcular para diferentes periodos de tiempo; estos pueden ser diarios, decadales (diez días) o mensuales, de acuerdo con las necesidades del caso:

Mensuales, para la identificación de áreas para proyectos de riego y/o drenaje.

Decadales, para diseños de sistemas de riego y/o drenaje.

Diarios, para la operación de los distritos de riego y/o drenaje.

Un balance hídrico con intervalos de una década, permite individualizar periodos secos de una, dos o tres décadas, que en ocasiones afectan sensiblemente el rendimiento de los cultivos.

El riego integral generalmente se justifica, cuando aparece un déficit bien marcado en varios meses, durante los cuales no se pueden realizar cultivos sin riego artificial. El balance hídrico con valores climáticos mensuales lo señalará con claridad.

Para el riego suplementario, el déficit requerirá un análisis más detallado en lapsos más cortos para individualizar posibles periodos secos.

Parámetros para el cálculo del balance hídrico

P: precipitación

ETP: evapotranspiración potencial o referencia

R: reserva

VR: variación de la reserva

ET: evapotranspiración real

D: déficit

EX: exceso. (Claro Rizo, 2006, pág. 3-5)

Según agro ingreso seguro en la Convocatoria Pública (MADR – IICA 2009).  
Ábrego Abril 17 de 2009.

Eficiencia de Riego. Para el caso del proyecto, se puede definir como eficiencia de riego, el producto de la eficiencia de almacenamiento, la eficiencia de conducción, eficiencia de conducción y la eficiencia de aplicación.

$$E_r = E_a \times E_u$$

$E_a$ : Corresponde a la eficiencia de almacenamiento, en este caso se asumirá como 0.9.

$E_c$ : Corresponde a la eficiencia en la conducción y distribución, en este caso se asumirá como 0.95 teniendo en cuenta que se conducirá y se distribuirá el agua a través de ductos cerrados (Tubería de PVC), que permiten mayor control de pérdidas y una mayor eficiencia en su funcionamiento.

$E_u$ : Corresponde a la eficiencia de aplicación, en este caso se asumirá como 0.85 teniendo en cuenta que para el diseño del riego permite entregar un caudal controlado de agua a cada usuario para aspersión.

Para efectos del diseño entonces se asumirá  $E_r = 0.73$

Para los cuadros del balance hídrico, el cálculo de la demanda para el caso del Mini Distrito de Riego, se basa en la disponibilidad del volumen útil para cada uno, por tanteos se verificó hasta que área podría cubrirse con riego, principalmente para la época de diciembre, marzo (intenso verano). El caudal de diseño mencionado corresponde al módulo de riego multiplicado por el área del cultivo o que sería lo mismo el módulo de riego por el área disponible para cada usuario. Como el plan de siembra involucra dos cultivos de ciclo corto con rotación frijol-tomate –frijol o tomate –frijol tomate, para tres cosechas cada uno en el año, se asumirá entonces como caudal de diseño el promedio de la suma de los máximos caudales de los decadales respectivos, dividido por la jornada efectiva de riego.

**Coefficiente de escorrentía.** Es la relación entre la cantidad de agua que pasa o escurre a la salida de una cuenca hidrológica y la cantidad de precipitación que cae sobre ella. (Proporción de la lluvia total que escurre superficialmente).

Al principio de una lluvia, toda el agua se infiltra, empapando el suelo. A partir de un cierto momento (umbral de escorrentía), el agua empieza a escurrir superficialmente o a salir del terreno por las depresiones, empujada por la que se ha infiltrado.

**Umbral de escorrentía.**  $P_0$  Volumen (columna de agua) de lluvia a partir del cual se produce escorrentía (si la lluvia es menor de  $P_0$ , no hay escorrentía), depende del tipo de suelo, estado (seco o húmedo) y pendiente entre otros.

Los valores extremos del umbral de escorrentía se consideran así:

~65 mm en el suelo limoso bajo bosque espeso

~2 mm terreno rocoso muy pendiente

Formula empírica para el cálculo del coeficiente de escorrentía.

$$C = \frac{(P_d/P_0 - 1)(P_d/P_0 + 23)}{(P_d/P_0 + 11)^2}$$

Donde:

$P_d$  = Precipitación máxima diría para el periodo de retorno considerado

$P_0$  = Umbral de escorrentía

El  $P_d$  se asumirá para el cálculo mensual del coeficiente de escorrentía igual a la precipitación máxima en 24 horas.

Tiempo de concentración. Es el tiempo que demora una partícula de agua para trasladarse desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto de llegada o salida. Cuando ha transcurrido un tiempo igual al tiempo de concentración desde el instante en que se inicia una lluvia, toda la cuenca estará contribuyendo simultáneamente a formar el canal de escorrentía y por lo tanto este tendrá un valor máximo, esto significa que la avenida máxima se produce para la lluvia de intensidad máxima y duración  $T_c$ .

En el caso normal de cuencas pequeñas, en las que predomine el tiempo de recorrido propio de un flujo caracterizador un por una red de cauces definidos, el tiempo de concentración  $T_c$  viene dado por la expresión:

$$T_c = 0.3 \times (L/(J^{\frac{1}{4}}))^{0.76} \text{ (Horas)}$$

Donde:

$T_c$  = Tiempo de con. (Horas),  $L_r$  = Long, curso de agua pral (Km),  $J_r$  = pendiente media de la cuenca (m/m).

El método de Horton se utilizará para hallar la pendiente media de la cuenca, cual se explicará con un ejemplo en la siguiente representación de una cuenca, se superpone una cuadrícula regular y se procede a la media de la pendiente en sentido vertical y horizontal, con las cuales se hallará el promedio el cual será la pendiente media de la cuenca.

Medida de la pendiente en sentido vertical

Se cuentan los puntos de intersección de las líneas verticales con cualquier curva de nivel.

Se mide la longitud de los tramos verticales dentro de los límites de la cuenca.

Con expresión siguiente:

$$P_{\text{vert}} = \frac{n \times e}{\sum L_{\text{vert}}}$$

Dónde:

n = número de intersecciones

e = equidistancia entre curvas de nivel (metros)

$\sum \text{Vert}$  = suma de las longitudes de las verticales de la cuadrícula (metros) medida de la pendiente en sentido horizontal, se repite lo mismo con las líneas horizontales, 12 intersecciones con las líneas horizontales para el ejemplo, y las longitudes de dichas horizontales.

El promedio de estos datos correspondería a la pendiente de la cuenca.

Según información suministrada por agro ingreso seguro en la Convocatoria Pública (MADR – IICA 2009). Ábrego Abril 17 de 2009.

Descripción del esquema actual del mercadeo, producción del cultivo de frijol. El canal utilizado en la región va del acopiador (Ocaña), al mayorista y de éste al detallista. El acopiador (mayorista en Ocaña), adquiere el producto en las zonas productoras o en el mercado público de Ocaña. Determinando el precio de compra con base en la oferta y en la expectativa del precio que pueda conseguir en las centrales mayoristas de la costa atlántica.

En este canal también encontramos al transportador, que lleva a cabo la función de recoger la carga puesta en carretera, generalmente trabaja asociado con un mayorista o varios productores de la misma zona, recogen el producto y lo transporta a la plaza del mercado.

El eslabón comercial de la agrocadena del frijol rosado se inicia en el centro de producción desde donde se transporta directamente por el agricultor al mercado público de Ocaña. El sistema venta del agricultor al mayorista se realiza figurativamente bajo el método de subasta, el mayorista ofrece el precio de acuerdo a la variedad, la calidad, color, frescura y tamaño del frijol y el agricultor lo vende a quien mejor precio obtenga. Los precios los rige el mercado de la costa atlántica donde se comercializa el 65.43% de la producción total del frijol. En la actualidad se encuentran 20 mayoristas ubicados en la

plaza del mercado de Ocaña, que adquieren en promedio día 47.3 toneladas del grano en todas sus variedades.

Se presenta otro canal dentro del flujo de comercialización y es el que realizan los acopiadores mayoristas que seleccionan, clasifican y empaacan el grano en unidades pequeñas, generalmente con una marca comercial, para luego distribuir las en los supermercados en la costa atlántica, el supermercado determina el precio de compra de frijol y este se fija por periodos de hasta tres meses.

De igual manera hay que tener en cuenta que el frijol que se produce en el municipio de Ocaña posee una alta demanda en el orden nacional, según la información existente, se puede evidenciar que de acuerdo a la información de mercados, el mayor destino de las ventas de frijol producido en la provincia es barranquilla con un 61.30% de las compras, el 29.46% se dirige a autoconsumo, el 2.54% se dirige a la ciudad de Cartagena y le siguen en importancia Bogotá y Medellín; destacando el papel que juegan los pueblos de la costa a los cuales se dirigen algunas cantidades de este producto.

Descripción del esquema actual del mercadeo, producción del cultivo de tomate. El eslabón comercial de la agrocadena se desarrolla en el mercado público de Ocaña donde se encuentran ubicados los mayoristas compradores del 70% de la producción de tomate que se cultiva, la labor de estos mayoristas se inicia desde las primeras horas de la mañana y adquieren el producto de acuerdo a los lineamientos de los compradores en la Costa Atlántica y Cúcuta. La compra de caja de tomate hacia el agricultor se paga en efectivo y diariamente se comercializan en el mercado público alrededor de 8390 cajas de tomate que corresponderían a 85.736 kilos del producto.

El canal que va del acopiador al mayorista y de éste al detallista es el utilizado en la comercialización de tomate en la zona, El acopiador adquiere el tomate en las zonas productoras, en la finca o en el mercado público de Ocaña, determinando el precio de compra con base en la oferta y la expectativa del precio que pueda conseguir en las centrales mayoristas. También es común que los mayoristas directamente aseguren su abastecimiento en las zonas de producción antes de la cosecha, para lo cual se celebra un contrato verbal en el que se establece que se cancela la mitad del precio al momento de la negociación y el valor restante a la entrega del producto.

Con base en la oferta y la demanda, el mayorista determina el precio de mercado que repercute sobre el precio al productor, si el precio mayorista sube, el efecto sobre el precio al consumidor es más lento y tiende a basarse en el comportamiento histórico del precio mayorista.



En este contexto, el proceso de comercialización va de muchos productores a pocos mayoristas, quienes distribuyen masivamente el producto hacia los consumidores finales. Al existir pocos demandantes (mayoristas y cadenas), la información sobre las condiciones de mercado fluye rápidamente entre estos agentes, quienes intervienen en la fijación de los precios, y por ende, en la mayor o menor movilidad que puedan llegar a presentar los mismos.

Aproximadamente el 39% de la producción de tomate se dirige al consumo en la ciudad de Ocaña, el siguiente socio comercial en importancia es barranquilla para donde se dirige en promedio el 25.96% de la producción comercializada, le siguen en importancia Sincelejo, Cartagena, Cúcuta y Santa Marta entre otros, destacando la importancia de algunos pueblos de la Costa Atlántica hacia donde se dirigen pocas cantidades pero que en conjunto son importantes compradores.

Lo anterior demuestra que los sistemas productivos de tomate y frijol son los principales renglones de la economía agropecuaria de la región por lo tanto estos sistemas productivos poseen comercialización garantizada, las áreas propuestas en el proyecto y las que se incrementan una vez los productores cuenten con riego no tendrían dificultad para su comercialización.

#### **4.5.2 Procedimiento para realizar el balance hídrico mediante CropWat.**

Para realizar el balance hídrico mediante CropWat, se debe trabajar con los distintos módulos ubicados en la parte izquierda de la pantalla. Se deben introducir los datos en CropWat en el orden de los módulos iniciando por el clima, resaltado en cuadro rojo, generando la ventana emergente a introducir los datos ver figura 48.

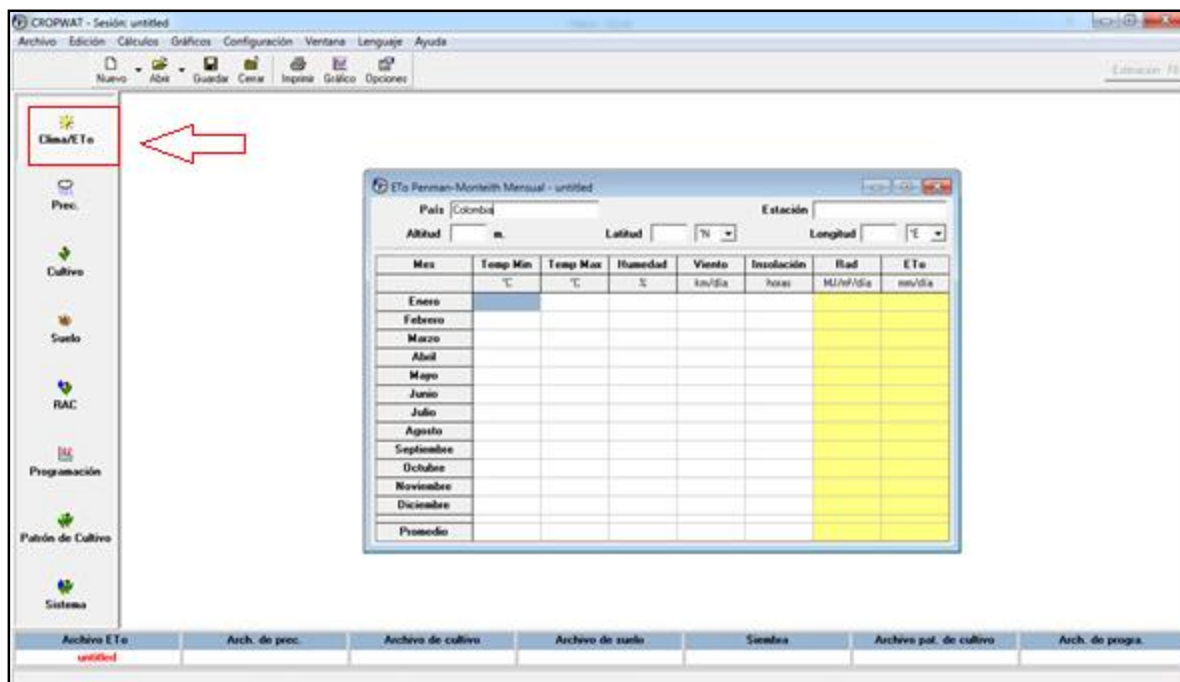


Figura 50. Entorno de trabajo Cropwat

Primero se introducen los datos iniciales de la estación, como lo es el país, el nombre de la estación y su ubicación. Los datos en el software se pueden introducir uno a uno o por medio de Microsoft Excel, para introducir los datos se realiza de forma directa copiando desde Excel y pegando a la ventana del módulo correspondiente, teniendo en cuenta que la forma correcta de pegado es seleccionando cada columna desde Excel ver figura 49. Luego de copiar la columna, se procede a introducirla en CropWat haciendo clic derecho sobre el icono de unidades de las variables que presenta la tabla ver figura 50. En ese primer módulo, se deben insertar los datos de temperatura máxima y mínima, humedad y velocidad del viento.

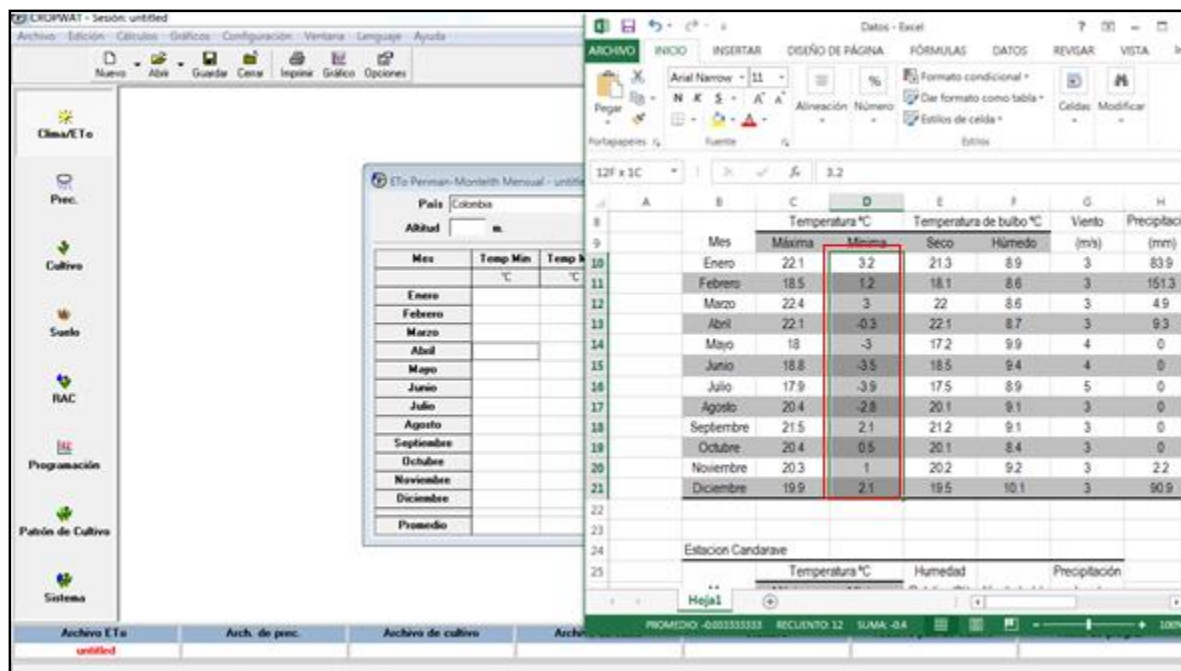


Figura 51. Introducción de datos mediante la herramienta Excel.

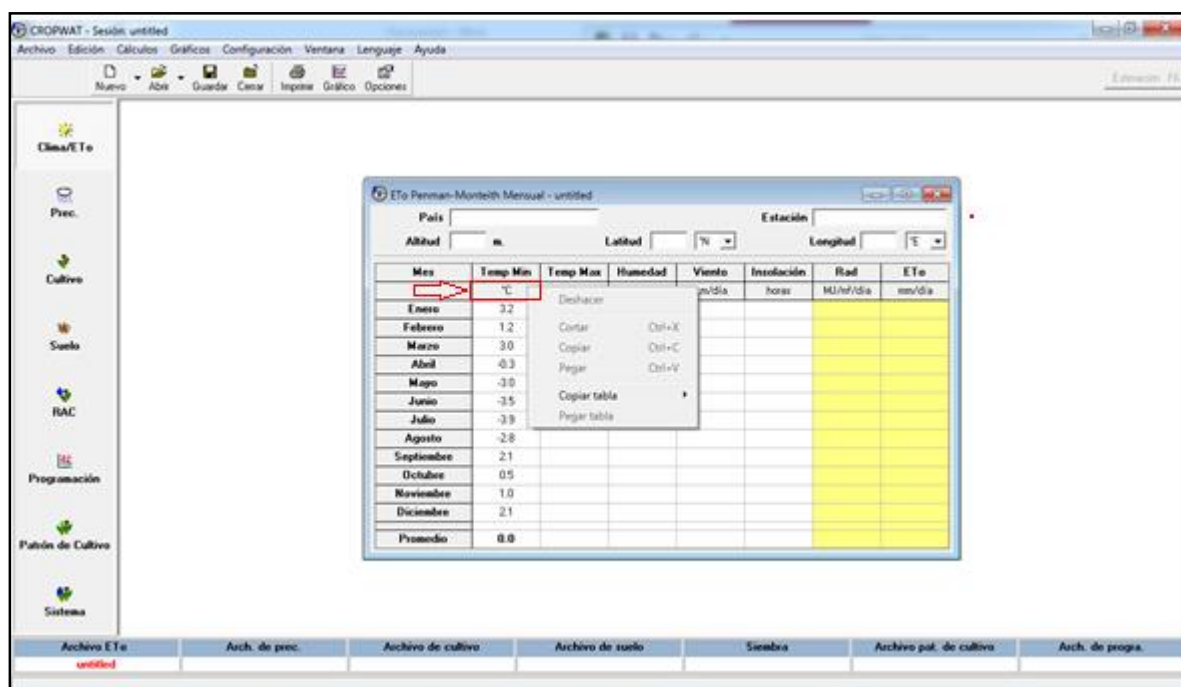


Figura 52. Manera de la cual se introducen los datos.

Una vez introducido los datos del primer módulo clima, también se debe llenar la columna insolación, pero por lo general ese dato no se entrega con los resultados de las estaciones, por eso Cropwat, tiene la facilidad de estimarlo usando los datos propios de la estación latitud, altitud y longitud, haciendo clic izquierdo en el cuadro rojo de la parte superior derecha. Con respecto a las columnas que se muestran de color amarillo, son el resultado de lo que calcula automáticamente el Cropwat, una vez estimada la insolación. Ver figura 51

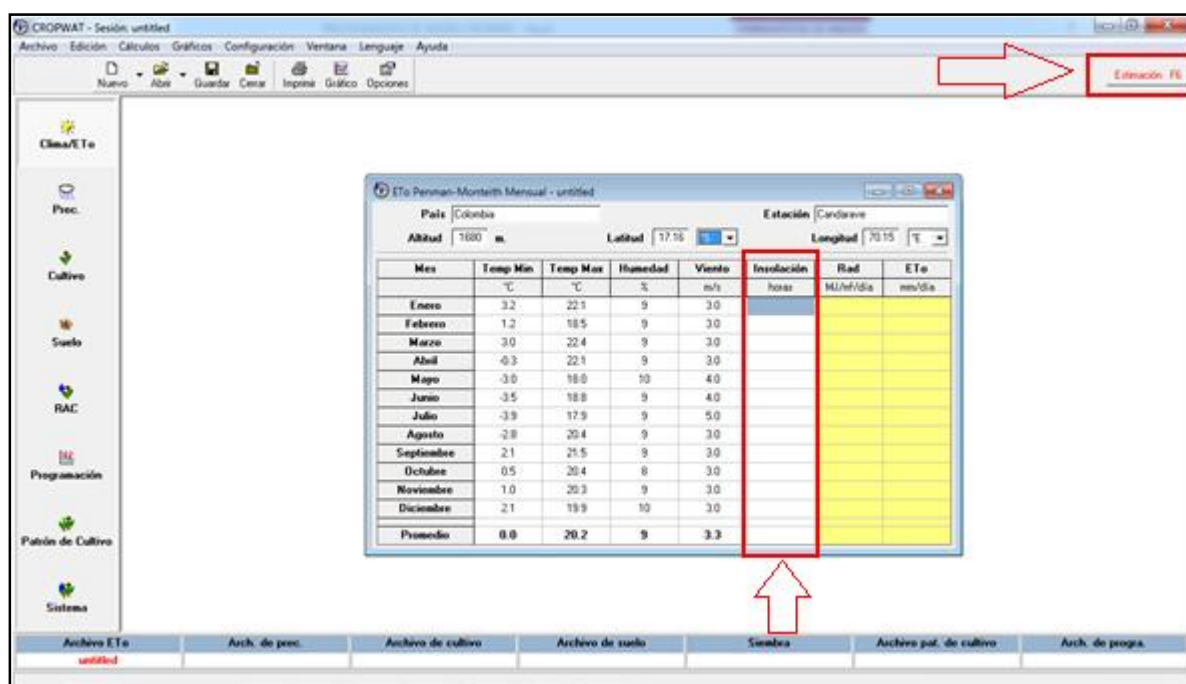


Figura 53. Estimación de datos faltantes y resultados.

Luego de llenar todos los datos del primer módulo, se procede a guardarlo ver figura 52. Teniendo en cuenta que cada módulo tiene un formato diferente de archivo, y una vez guardado, se debe minimizar puesto que si se cierra el archivo el programa no podrá calcular el requerimiento de agua del cultivo.

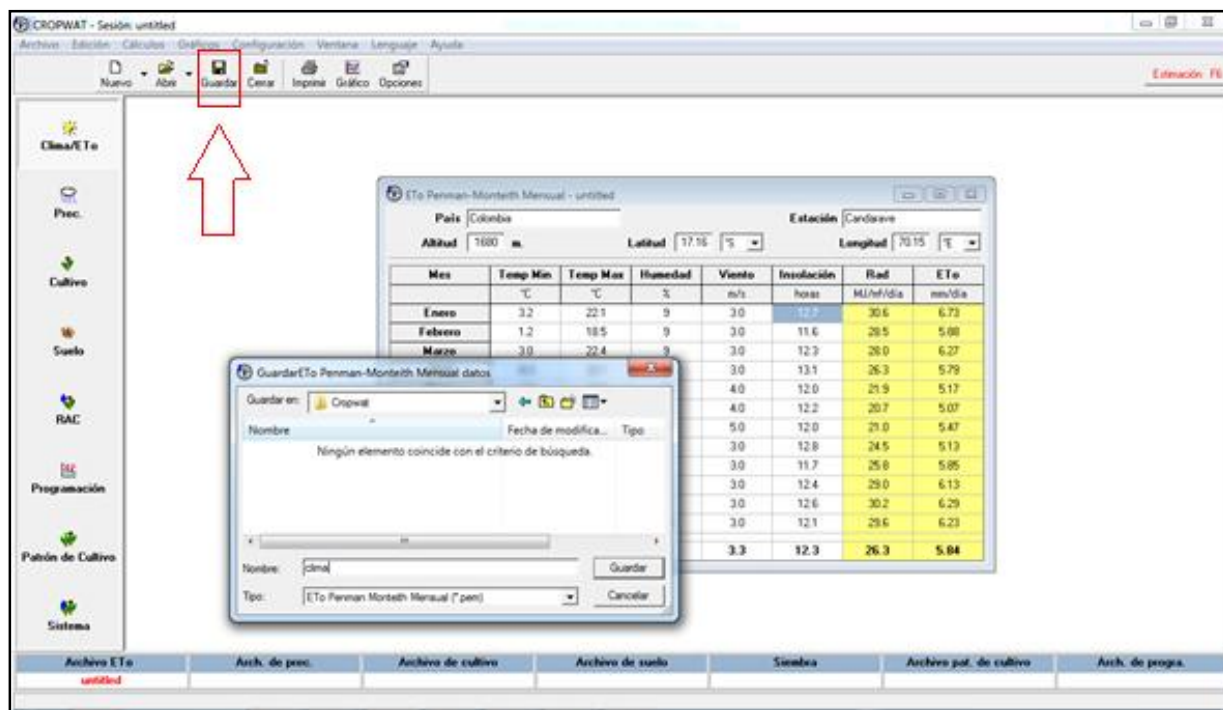


Figura 54. Forma de guardado para cada módulo.

Una vez terminado el primer módulo se procede a insertar los valores del segundo módulo correspondiente a la precipitación, en el cual se deben configurar los valores por defecto por medio del icono opciones señalado en el cuadro rojo Ver figura 53. Puesto que la precipitación se debe configurar para que los valores que se introduzcan sean decadales, es decir cada diez días, y luego automáticamente el programa calcula la precipitación efectiva (columna amarilla).

Una vez introducido el segundo módulo, se procede a insertar los datos conocidos del cultivo ver figura 54. Los cuales son valores teóricos que se pueden encontrar en el estudio realizado por la FAO sobre riego y drenaje, o se pueden tomar los valores característicos que estén rigiendo en la zona de estudio.

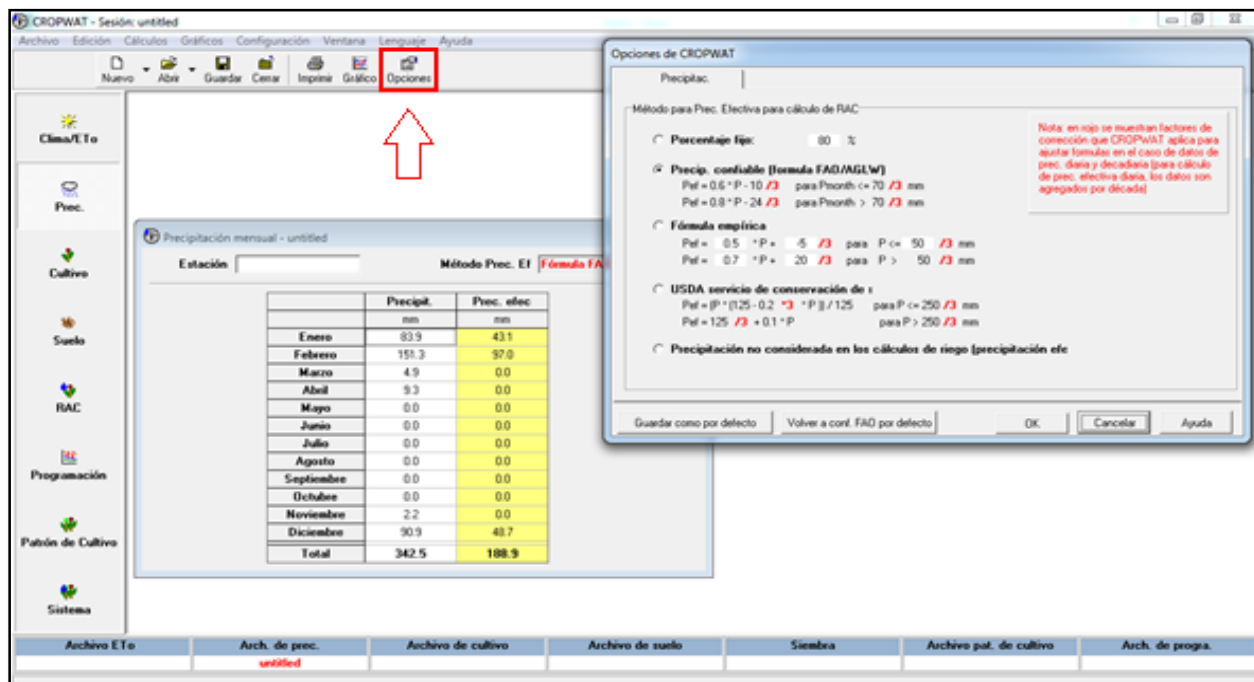


Figura 55. Opciones referentes a cada módulo para definir valores por defecto

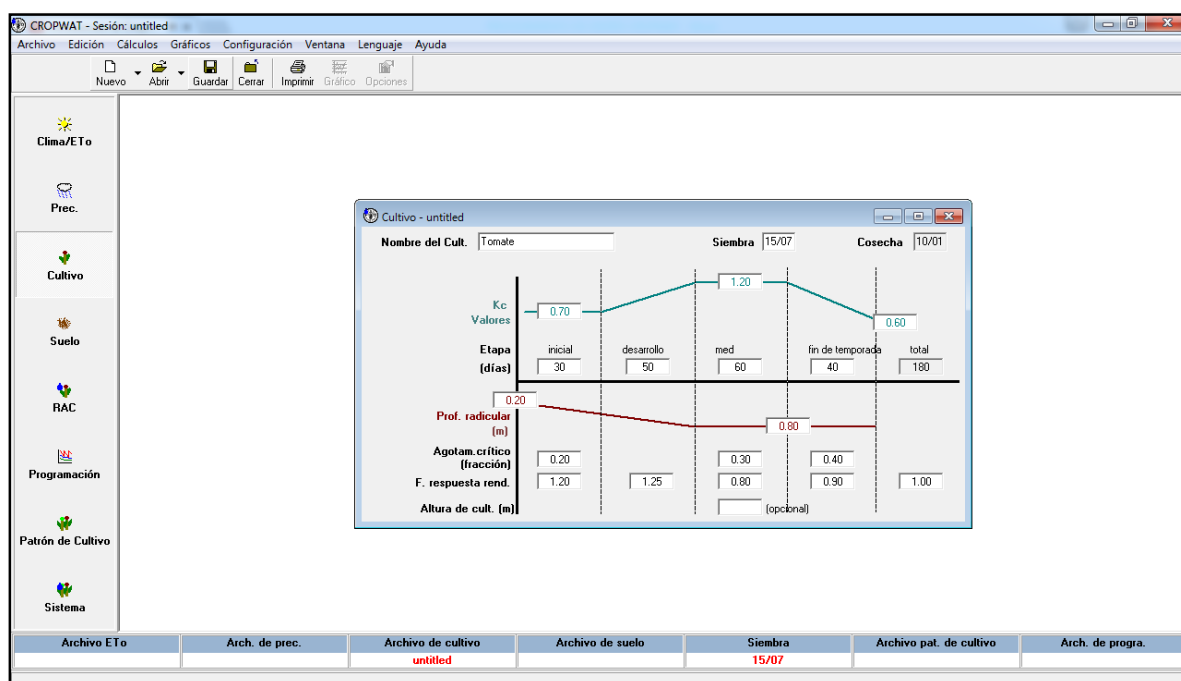


Figura 56. Coeficientes necesarios del cultivo requeridos por el programa.

Por último se procede a insertar los valores del suelo ver figura 55. Con los que luego se puede calcular el requerimiento de agua del cultivo (RAC) el cual al hacer clic sobre el icono RAC, ver figura 56. Genera la tabla con los resultados y el requerimiento de agua para el cultivo.

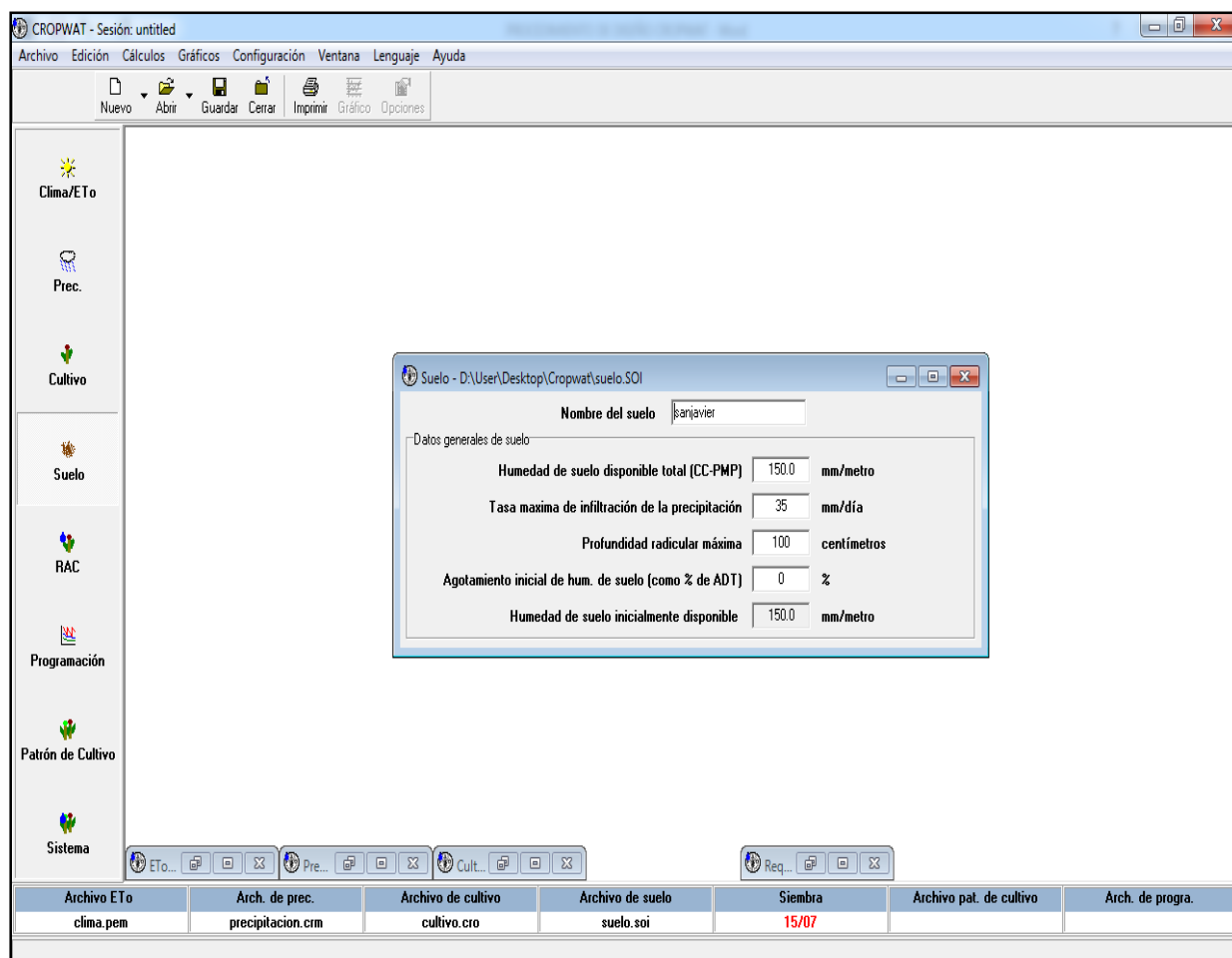


Figura 57. Datos necesarios del suelo

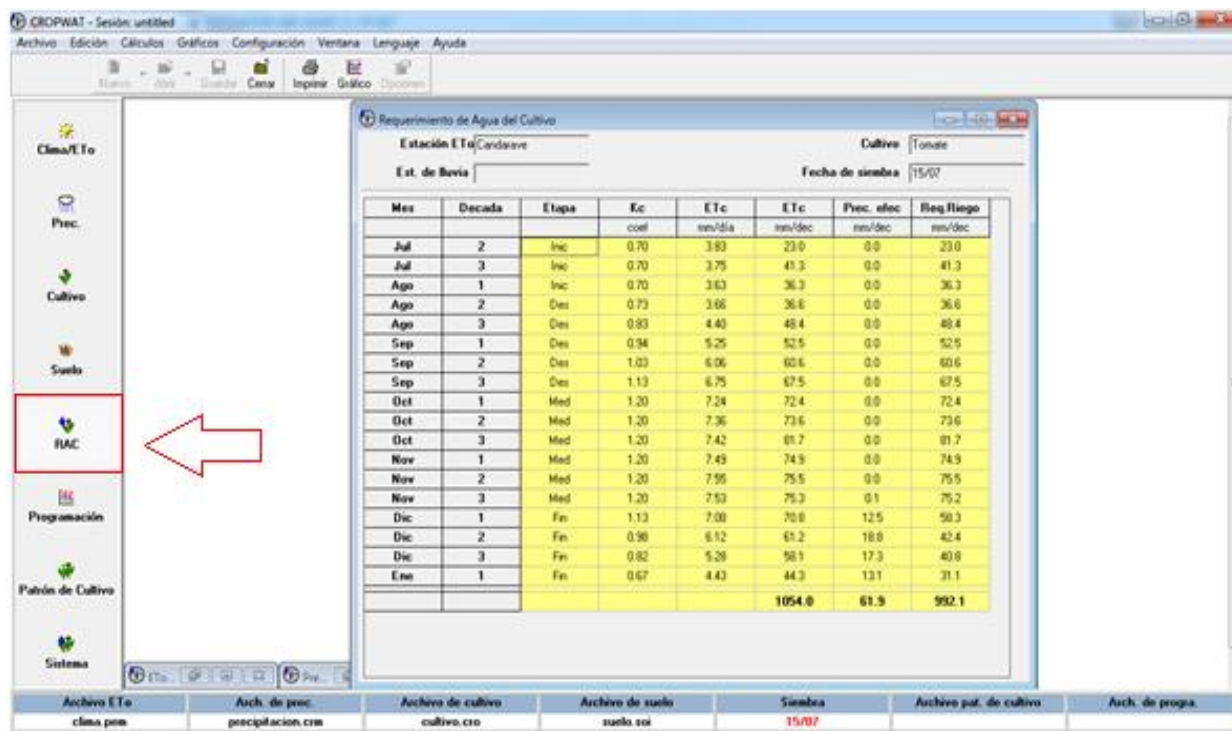


Figura 58. Requerimiento de agua para el cultivo, resultado.

En el apéndice C. CropWat se puede encontrar las tablas en Excel de los resultados obtenidos en el software, que muestra el caudal final que es de 0.62 litros por segundo.

Además se muestra el archivo en formato CropWat que posee diferentes extensiones en donde se encuentra el balance realizado con los datos obtenidos. También se presenta el registro en Excel de la probabilidad de excedencia, información necesaria para realizar los cálculos.



## 4.6 Utilizar el software libre Epanet de EPA, para simular hidráulicamente las redes.

**4.6.1 Procedimiento simulación Epanet.** El primer paso es cargar el fondo de pantalla Ver figura 59. El cual debe ser el croquis del dibujo en planta de toda la línea de tubería y puntos determinados. Por lo general pueden estar en formato JPEG o si se emplea AutoCAD, se debe exportar el archivo desde AutoCAD a formato Metarchivo (wmf), para luego agregarlo como fondo de pantalla, en este proyecto por la extensión en su complejidad se utilizó AutoCAD y la extensión de AutoCAD, CivilCAD. Ver figura 60.

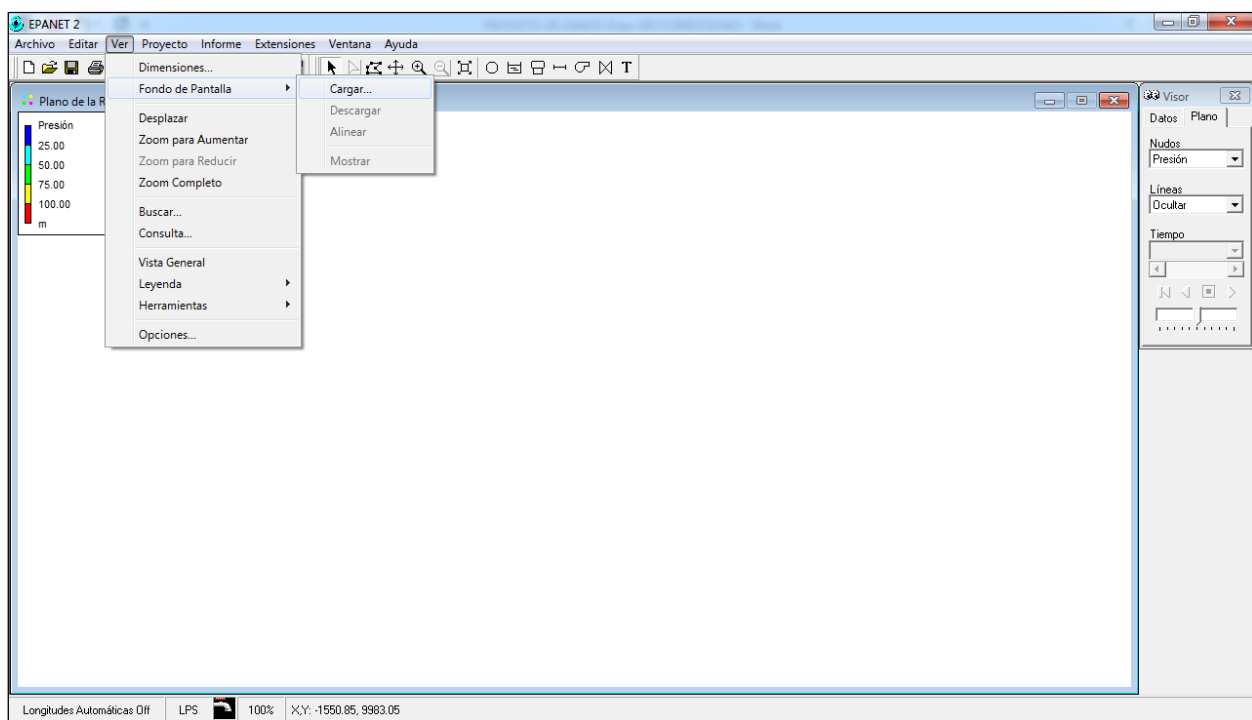


Figura 59. Fondo de pantalla cargado.

Luego de tener el fondo de pantalla en Epanet y debido a la complejidad del proyecto, se deben hacer aumentos en la escala del área de trabajo para ver con mayor claridad la ubicación

de los puntos y tramos de tubería a insertar Ver figura 61. Empleando la herramienta Zoom para acercar ubicada el en la parte posterior de la ventana señalada con un rectángulo rojo Ver figura 60.

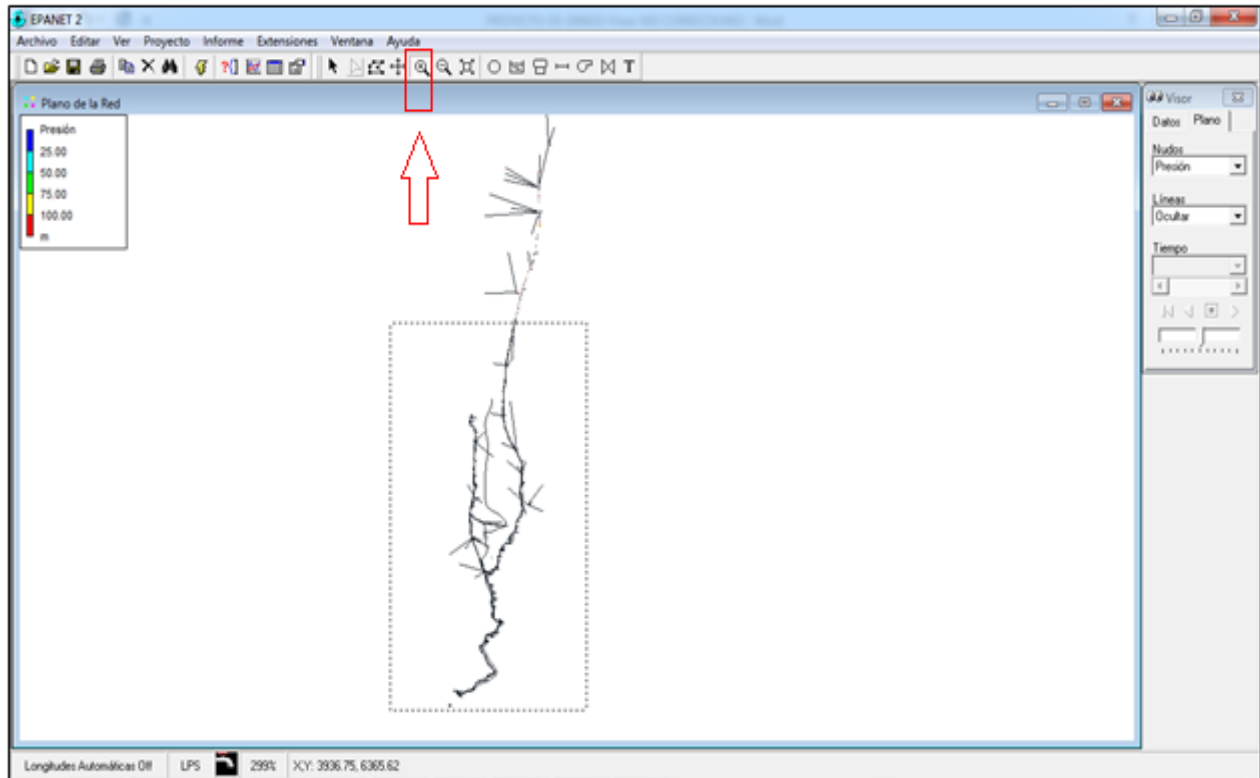


Figura 60. Aplicación de la herramienta zoom en Epanet.

El siguiente procedimiento es insertar cada uno de los nodos y tramos de tuberías que van a conformar la red hidráulica por medio de las herramientas “Añadir conexión” para agregar los nodos y “Añadir tubería” para cada tramo de tubería que deben ir de nodo a nodo y conservando siempre el mismo sentido del flujo el cual se encuentra representado por una flecha negra, Ver figura 61. Los rectángulos rojos representan las herramientas mencionadas anteriormente.

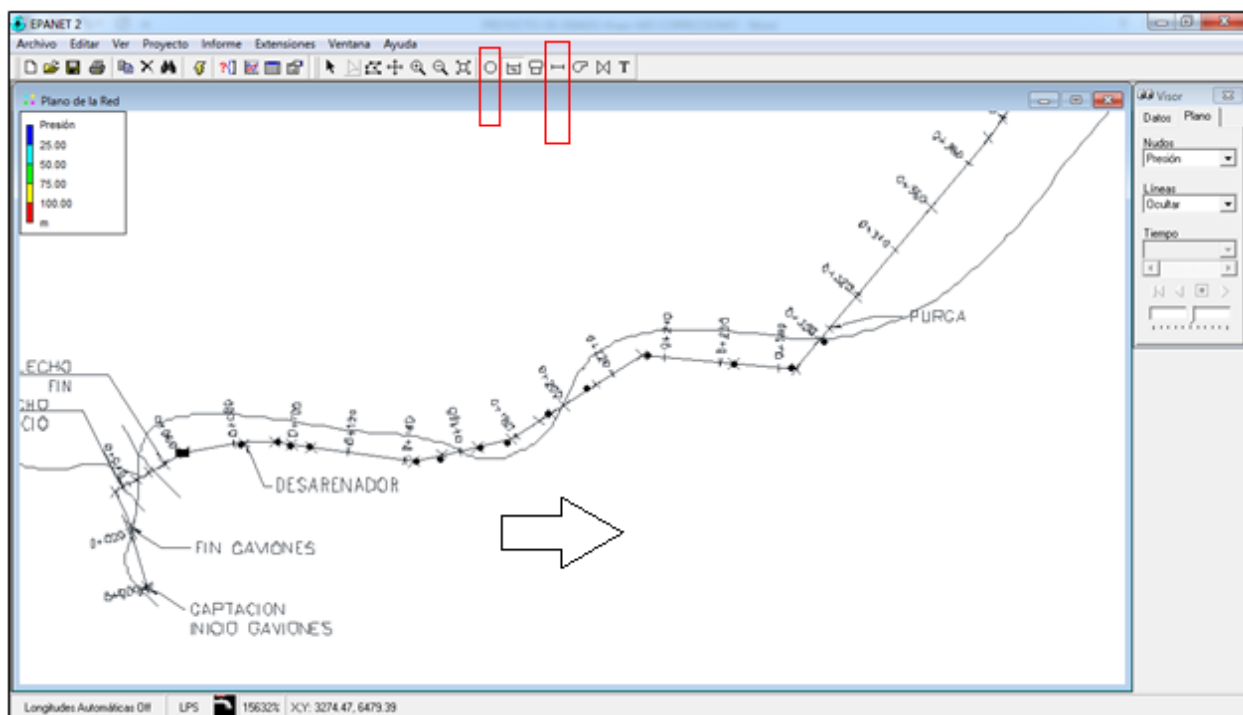


Figura 61. Elementos insertados (tuberías, conexiones y embalse).

Para la realización de este proyecto en su totalidad se insertaron 446 nodos y 447 tramos de tubería que luego se procedió a insertar el valor correspondiente de cota y demanda base para los nodos, Ver figura 62. Y longitud diámetro y rugosidad para los tramos de tuberías Ver figura 63. Empleando la herramienta “seleccionar objeto”, señalada con un cuadrado rojo en la parte superior de la ventana Ver figura 62, luego presionar dos veces clic con el cursor sobre cada objeto a seleccionar bien sea nodo o tubería, mostrando así una ventana emergente con los datos de entrada de cada elemento seleccionado; los datos de entrada se encuentran señalados por rectángulos rojos Ver figura 62 y 63.

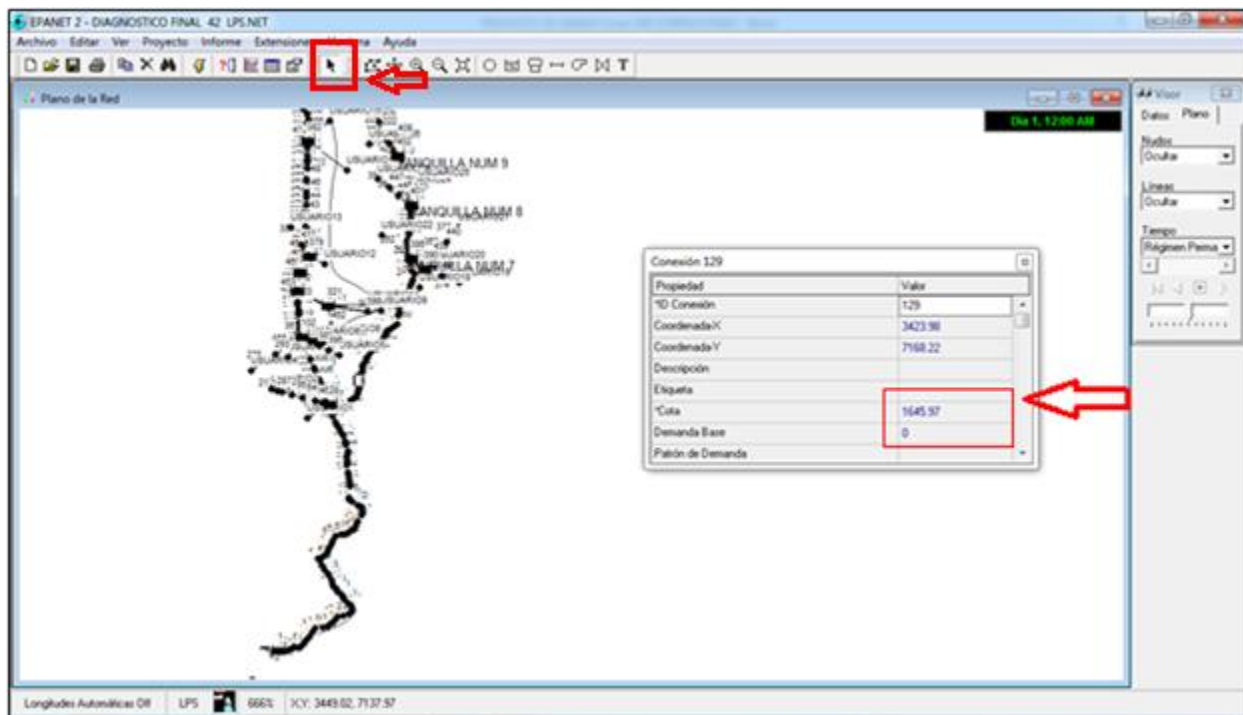


Figura 62. Propiedades de las tuberías y conexiones.

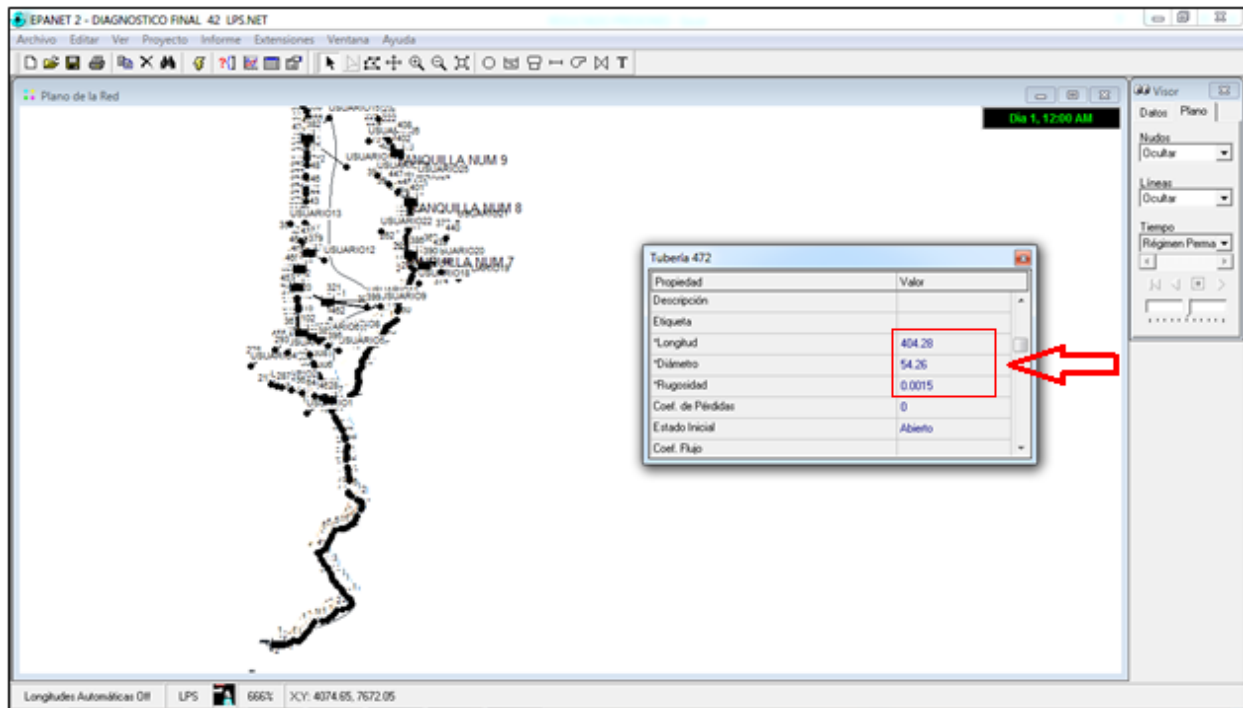


Figura 63. Condiciones de simulación en tuberías y conexiones.

Cada proyecto tiene un conjunto de valores predeterminados que se utilizan cuando el usuario de EPANET no los ha cambiado, dentro de los valores por defecto solo se procede a modificar la ecuación a utilizar que corresponde a Darcy Weisbach y Colebrook White, para conductos a presión, también se modifican valores de rugosidad, material y diámetro de la tubería. Ver figura 64.

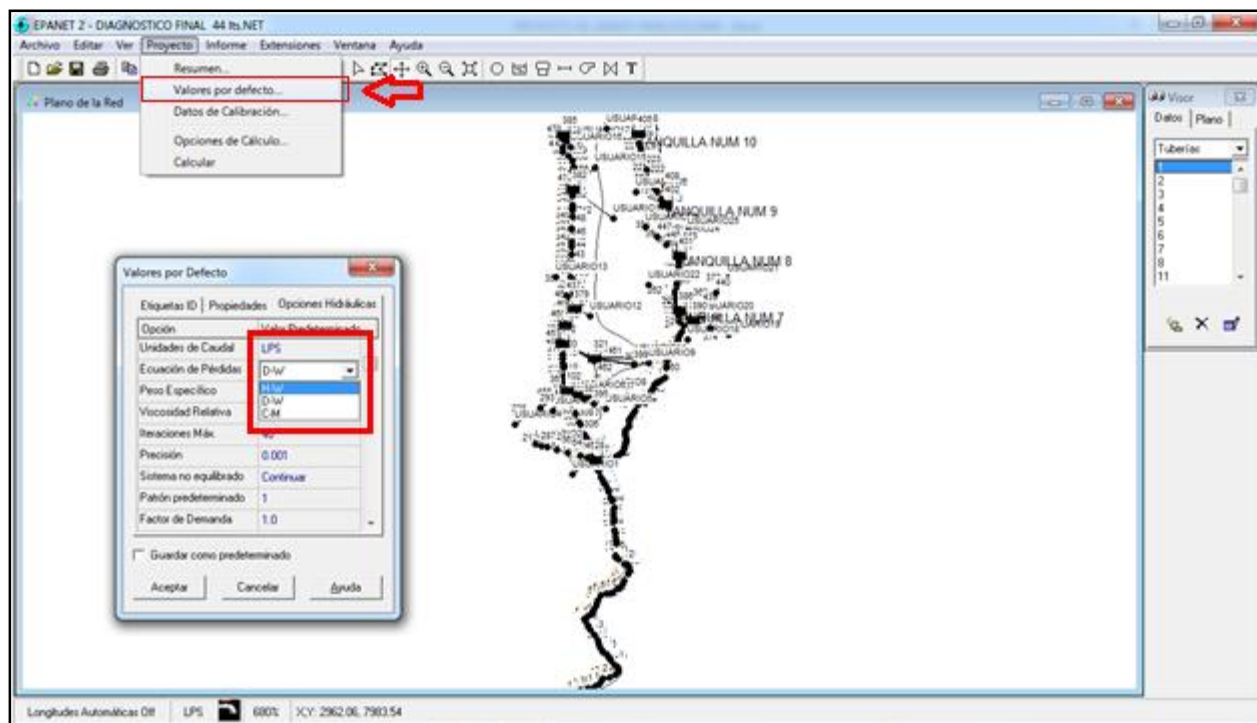


Figura 64. Valores por defecto a tener en cuenta para la simulación en Epanet.

### Obtención de resultado

Para obtener los resultados, primero se debe simular el sistema utilizando la herramienta “Iniciar análisis”, la cual se encuentra señalada por un cuadrado rojo en la parte superior de la ventana, Ver figura 63. Y posteriormente se produce una ventana informando que la simulación

se produjo con éxito o si no informa que se encuentra en estado de advertencia generando una ventana con los errores del sistema simulado o datos que no cumplen.

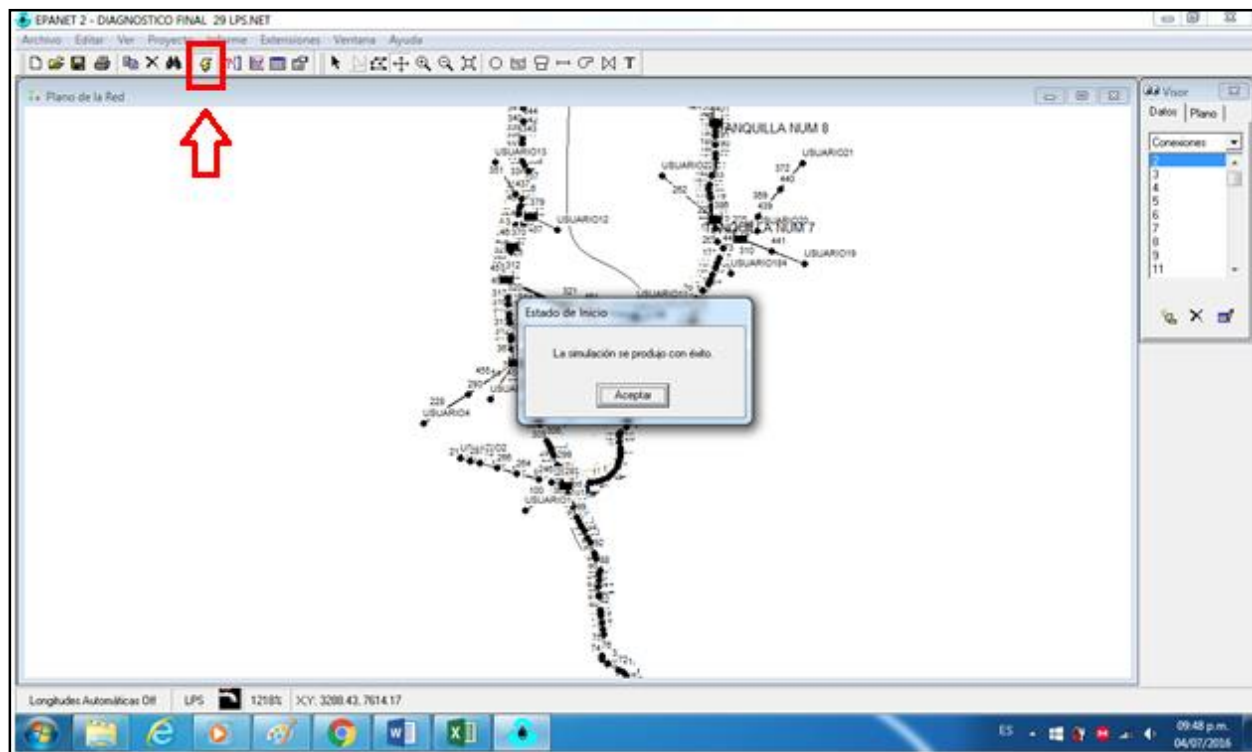


Figura 65. Simulación en Epanet.

Luego de simulado el sistema, utilizando la Herramienta “Tabla” señalada con un cuadrado rojo, Ver figura 64. Se genera una ventana que consta de tres opciones, la primera es el tipo de tabla a seleccionar si la información que se requiere es de los nodos o de los tramos de tubería, la segunda son las propiedades a mostrar en cada columna de la tabla y por último los filtros si existen cualquier tipo de filtros a aplicar a los datos del sistema. Luego de dar clic en aceptar, se genera la tabla con los resultados, Ver figura 65. La cual por facilidad se copia y se pega en el software Microsoft Excel para llevar a cabo el respectivo análisis.

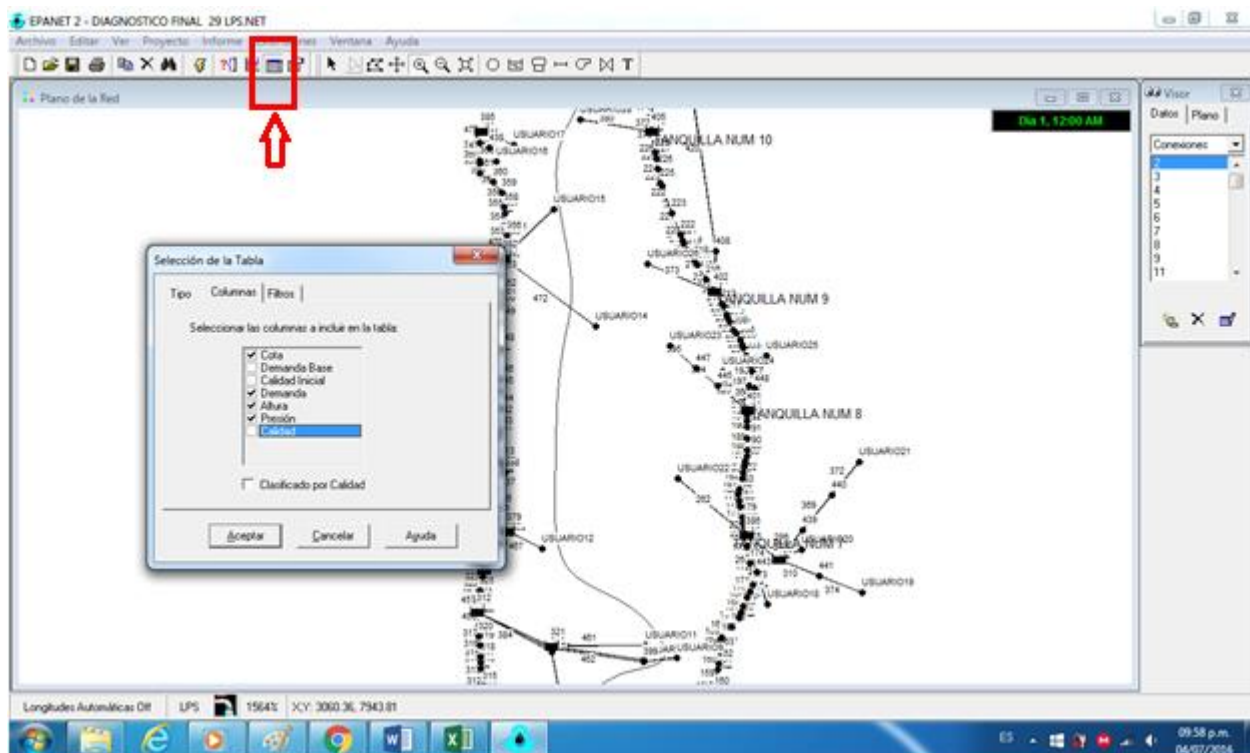


Figura 66. Aplicación de la herramienta tabla.

ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 2	1675.53	0.00	1678.21	2.68
Conexión 3	1674.92	0.00	1678.02	3.10
Conexión 4	1674.51	0.00	1677.95	3.44
Conexión 5	1671.92	0.00	1677.82	5.90
Conexión 6	1671.06	0.00	1677.72	6.66
Conexión 7	1670.77	0.00	1677.54	6.77
Conexión 8	1668.93	0.00	1677.41	8.48
Conexión 9	1676.66	0.00	1678.41	1.75
Conexión 11	1668.46	0.00	1676.36	7.90
Conexión 12	1668.35	0.00	1676.14	7.79
Conexión 13	1668.95	0.00	1675.96	7.01
Conexión 14	1668.85	0.00	1675.92	7.07
Conexión 15	1671.11	0.00	1675.64	4.53
Conexión 16	1671.60	0.00	1675.43	3.83
Conexión 17	1665.03	0.00	1675.08	10.05
Conexión 18	1663.02	0.00	1674.86	11.84
Conexión 19	1661.90	0.00	1674.75	12.85
Conexión 20	1656.98	0.00	1674.51	17.53

Figura 67. Tabla de resultados en Epanet.

## Capítulo 5: Conclusiones

Para el desarrollo de la topografía, se trabajó con los planos records heliográficos conformado por un grupo de 25 planos diferentes, estos fueron compactados en un plano de gran extensión en formato d.x.f. de AutoCAD el cual contiene las curvas de nivel que permitieron obtener los perfiles del terreno de una manera más precisa, utilizando la herramienta de extensión CivilCad. Dado a que la topografía es el pilar principal del proyecto fue necesario realizarlo en primera instancia debido a que todos los elementos del minidistrito de riego están basadas en ella.

El sistema funciona en condiciones no óptimas en algunas estructuras debido a:

La bocatoma se encuentra en riesgo de colapsar si la socavación sigue aumentando en el pie de la presa, debido a que la socavación presentada puede generar problemas o dificultades en la estabilidad de la estructura.

Con relación a la aducción la tubería instalada después que una creciente la afecto trabaja a presión pero según el chequeo hidráulico realizado el caudal que transporta es suficiente para abastecer el sistema. Esto quiere decir que la línea existente trabaja sin ningún problema para el caudal de diseño. Vale la pena comentar que presenta pérdidas debido a que en un tramo de la tubería hay 2 fugas, que afectan el caudal captado.



El desarenador existente no tiene la capacidad suficiente para el caudal de diseño por lo tanto se requiere la construcción de un desarenador paralelo de 8 litros por segundo.

Se observa que el desarenador en estos momentos no cumple con su función y está afectando esto a las tuberías y a las tanquillas donde se observa sedimento almacenado; esta situación también puede afectar el riego taponando los aspersores.

El 30 % de las ventosas se encuentran en mal estado.

Las válvulas purgas se encuentran en funcionamiento, aunque presentan deterioro en la estructura física de la caja de protección como sus tapas y la socavación en la base de la caja, además algunos habitantes del sector que no hacen parte de los usuarios beneficiarios captan ilegalmente el agua, lo que causa discordia en la comunidad y algunas veces se opta por sellarla.

Algunos tramos de tubería en pvc no presentan un recubrimiento superficial, además se encuentran afectados por la exposición solar, lo cual ha ocasionado un cambio en su composición y por lo tanto la pérdida de sus propiedades y disminución en su vida útil.

Con los nuevos diseños se garantiza que el sistema funcione en óptimas condiciones para un caudal en consecuencia de 22 litros por segundo.

Mediante el balance hídrico de los cultivos característicos de la zona se pudo hallar el caudal necesario para el uso consuntivo en las épocas de estiaje. Considerando que el caudal de diseño para una hectaria de tomate es 0.62 LPS y para una hectaria de frijol es 0.60 LPS, se tomara para el diseño de la red el mayor (0.62 LPS\* Ha). Para el cálculo del área de riego el promedio para el periodo del cultivo del tomate es de 0.35 LPS y para el frijol es 0.37 LPS esto indica que el promedio de riego por cultivo es de 0.38 LPS lo que corresponde a 57 hectareas de riego, equivale a 1.3 hectareas de riego para cada usuario.

Mediante la simulación en Epanet, se probaron diferentes condiciones del sistema para optimizarlo.

## Capítulo 6: Recomendaciones

En la bocatoma se recomienda que se realice la estabilización de la estructura en concreto ciclópeo lo más antes posible, anclando la estructura y cubriendo la socavación utilizando concreto ciclópeo.

Revestir con una capa en concreto y aditivos para aprovechar la estructura de captación.

En la aducción (bocatoma desarenador) se plantea sellar todas las fugas, además se recomienda cambiar el tramo de tubería subterráneo para despresurizar la tubería cambiando el flujo turbulento a un flujo libre, se aclara que esta tubería está funcionando pero deben repararse las fugas.

Se recomienda construir un desarenador paralelo al existente con una capacidad de 8 litros para que lo complemente. Removiendo las partículas necesarias para el óptimo funcionamiento con el caudal de la conecion de 22 litros por segundo.

Se recomienda que el nuevo desarenador y las obras anexas planteadas se coloque una cubierta para evitar que las hojas y material extraño pueda obstaculizar la tubería de la misma manera a como se encuentran actualmente.

Para las tanquillas se recomienda realizar mantenimiento de limpieza interna, debido a que la gran mayoría presenta en su base sedimentos retenidos.

Es importante reemplazar las ventosas dañadas, así como reparar las cajas y las condiciones de las válvulas.

Se recomienda sellar las cajas de las válvulas purgas y protegerla de los incidentes que anteriormente se presentaban como conexiones ilegales.

Se recomienda en el primer tramo correspondiente a la conexión de la tanquilla 2 a la tanquilla 3 correspondiente a la abs (3 + 900). Se debe cambiar el tramo de tubería de 4" a 6" y se plantea un aumento en la pendiente de esta enterrando el primer tramo en una longitud aproximada de 70 m.

Con respecto a la red de distribución de los usuarios, se recomienda para aquellos que tienen una presión por encima de 60 m.c.a. Disminuir el diámetro de tubería en algunos tramos con el fin de disminuir la presión, para dar más capacidad a otros usuarios y puedan cumplir con las presiones mínimas y controlar caudal para el riego por aspersión,

Se recomienda que los pequeños productores (usuarios) acondicionen tanques de almacenamiento en lo posible en puntos altos donde el agua llegue fácilmente para abastecerse cuando se presenten problemas en el sistema y/o la fuente pueda afectarse en su caudal.

Se recomienda que se realice por parte de la comunidad responsable o asociación el mantenimiento necesario para mantener en óptimo funcionamiento toda la infraestructura del minidistrito de riego AsoSanJavier.

En algunos tramos de llegadas en los usuarios es conveniente reducir diámetros para generar pérdidas ya que se propone eliminar tanquillas para mejorar presiones

## Referencias

- Acueducto y alcantarillado de Popayan S.A. E.S.P (2015) Fuentes de abastecimiento. Recuperado de <http://www.acueductopopayan.com.co/gestion-ambiental/fundacion-procuenca-rio-las-piedras/fuentes-de-abastecimiento/>
- Agro Ingreso Seguro. Construcción de Reservorios de Aguas Lluvias para Riego aproaveoropoma – ábrego. Convocatoria pública madr – iica 2009. Ábrego abril 17 de 2009.
- Agudelo, L. J., Manquillo, V. (2012). Diseño de la red de distribución de un mini-distrito de riego para los corregimientos la palma y tres puertas, municipio de restrepo (valle del cauca). Recuperado de <http://bibliotecadigital.univalle.edu.co/bitstream/10893/7775/1/CB-0470380.pdf>
- Alcaldía de Abrego Norte de Santander. (2012). información general. Recuperado de [http://www.abrego-nortedesantander.gov.co/informacion\\_general.shtml](http://www.abrego-nortedesantander.gov.co/informacion_general.shtml)
- Claro,J. Apoyo Actividades de Seguimiento del Uso del Recurso Hídrico Utilizado por los Distritos y Minidistritos de Riego Existentes en el Municipio de Ábrego, Norte de Santander. Tesis de Ingeniería Ambiental. Universidad Francisco de Paula Santander – Ocaña 2015.
- Claro Rizo, Francisco. (2006) Índice de disponibilidad hídrica. Recuperado de [http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/020086/IDH\\_metodologia.pdf](http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/020086/IDH_metodologia.pdf)
- Comercial de riegos. (2016). Productos, aspersores. Recuperado de [http://www.comercialderiegos.com/prod\\_02asper.html](http://www.comercialderiegos.com/prod_02asper.html).
- Contexto ganadero. (2013) Sistemas de riego, beneficio clave para el Agro Colombiano. Recuperado de <http://contextoganadero.com/reportaje/sistemas-de-riego-beneficio-clave-para-el-agro-colombiano>.

- Corcho Romero, F., Duque Serna, J. Acueductos teoría y diseño. (2005). Medellín, Colombia: editorial U de Medellín.
- Corcos, G. (2005) Manual para Diseñadores de Sistemas de Distribución Rural de Agua Potable Abastecidos por un Manantial e Impulsados por la Gravedad. Recuperado de <https://aplv.org/files/Aire%20En%20Tuberias.pdf>.
- Corponor. (2015) Informe Técnico de Renovación de la Concesión de Aguas. Ocaña - 18 de Febrero de 2015.
- El espectador. (7 de enero de 2015). Redacción económica. Incoeder. Por El Niño, anuncian plan de acción para garantizar normalidad en distritos de riego. Recuperado de <http://www.elespectador.com/noticias/economia/el-nino-anuncian-plan-de-accion-garantizar-normalidad-d-articulo-536651>.
- El jardín. (2016). historia del riego. Recuperado de <http://www.eljardin.ws/riego/historia-del-riego.html> Gonzales, C. (2013, p.1).Distritos de Riego en Colombia Recuperado de <https://es.scribd.com/doc/143122339/Distritos-de-Riego-en-Colombia>
- Fernández, P. Mecánica de fluidos. Recuperado de [http://files.pfernandezdiez.es/Mecánica Fluidos/PDFs/12MecFluidos.pdf](http://files.pfernandezdiez.es/Mecánica%20Fluidos/PDFs/12MecFluidos.pdf)
- Información general de Ábrego (2016). Recuperado de [http://www.cucutanuestra.com/temas/geografia/Norte\\_mapas\\_datos/abrego.htm](http://www.cucutanuestra.com/temas/geografia/Norte_mapas_datos/abrego.htm)
- López Cualla, R. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados (2003). Bogotá, Colombia: editorial de la escuela colombiana de ingeniería.
- Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial. (2014, p.1). Recuperado de <http://www.codechoco.gov.co/files/guias/guiariesgodrenaje.pdf>.
- Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial. (2003). Guía ambiental para la construcción y operación de proyectos de adecuación de tierras distritos de riego y/o drenaje).Recuperado de <http://www.codechoco.gov.co/files/Guias/Guiariesgodrenaje.pdf>.

Orjuela, H. (2013, p.1). Distritos de riego en Colombia. Recuperado de <http://www.hidraco.co/blog-hidraco/distritos-de-riego-en-colombia-una-necesidad-latente>

Universidad del cauca, departamento de hidráulica. Sf. Estudio y patronamiento de vertederos. Recuperado de [http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/2\\_vertederos.pdf](http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/2_vertederos.pdf).



# Apéndices

**Apéndice A. Topografía**

Ver archivo adjunto.

**Apéndice B. Epanet**

Ver archivo adjunto.

**Apéndice C. CropWat**

Ver archivo adjunto.

**Apéndice D. Información suministrada por la comunidad.**

Ver archivo adjunto.

**Apéndice E. Registro fotográfico**

Ver archivo adjunto.

**Apéndice F. Elementos diseñados y diagnosticados.**

Ver archivo adjunto.