

	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
	FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A
Dependencia	Aprobado		Pág.	
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO		i (221)	

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	LINA MARCELA ALVAREZ GABRIEL ALBERTO RIVERA		
FACULTAD	INGENIERIAS		
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERIA CIVIL		
DIRECTOR	NAPOLEON GUTIERREZ DE PIÑERES SANTIAGO		
TÍTULO DE LA TESIS	ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL SISTEMA AGUA POTABLE A TRAVÉS DEL RIO BORRA, PARA EL MUNICIPIO DE LA PLAYA Y VEREDAS ALEDAÑAS, DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER		
RESUMEN			
<p>EL SIGUIENTE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN DENOMINADO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL SISTEMA AGUA POTABLE A TRAVÉS DEL RIO BORRA, PARA EL MUNICIPIO DE LA PLAYA Y VEREDAS ALEDAÑAS DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER PERMITIRÁ IDENTIFICAR PROBLEMAS DE DESABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL MUNICIPIO ASÍ COMO EL DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO ACTUAL Y DISEÑOS DE UN NUEVO SISTEMA LO QUE AYUDARA A PLANTEAR LA SOLUCIÓN MÁS VIABLE EFICAZ Y ECONÓMICA.</p>			
CARACTERÍSTICAS			
PÁGINAS: 198	PLANOS: 6	ILUSTRACIONES: 27	CD-ROM: 1



**ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN PARA EL SISTEMA AGUA POTABLE A TRAVÉS
DEL RIO BORRA, PARA EL MUNICIPIO DE LA PLAYA Y VEREDAS ALEDAÑAS,
DEPARTAMENTO DE NORTE DE SANTANDER**

AUTORES:

**ÁLVAREZ BAYONA LINA MARCELA
RIVERA ÁLVAREZ GABRIEL ALBERTO**

Trabajo de grado para optar el título de ingeniería civil

Director

NAPOLEÓN GUTIÉRREZ DE PIÑERES.

IC, ESP

**UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER SECCIONAL OCAÑA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA INGENIERÍA CIVIL**

Dedicatoria

Dedico este proyecto de grado principalmente a Dios por haberme dado la fuerza necesaria y la fe para seguir adelante y culminarlo en medio de la gran humedad que amerita este proceso.

A mi madre, Rosa Amelia Bayona Paredes, por enseñarme que los sueños se alcanzan con trabajo, esfuerzo y dedicación y por mostrarme que ante todo su gran amor siempre me acompañaría a lo largo de este camino.

A mi hermana María Angélica Álvarez, por ser mi modelo y por su ayuda constante tanto en el aspecto técnico como en el afectivo.

A mis tíos y a mis nonos, por el gran apoyo que me brindaron, su amor incondicional, su paciencia y en especial por darle los valores familiares que me llevaron a ser lo que soy hoy pues sin ellos no sería posible haber llegado a la meta.

Lina Marcela Álvarez Bayona

Dedicatoria

Dedico este triunfo a Dios, quién en los momentos más difíciles y dichosos, estuvo siempre para mí, con su amor hace que vea lo hermoso que es aprender de lo que me rodea, a valorar lo que tengo, lo que soy y lo que puedo alcanzar.

A la memoria de mi madre, quien luchó y me brindó lo mejor para que esta meta se alcanzará, su apoyo, su sabiduría y su amor, hicieron de mí, un hombre con principios y gracias a la educación que me brindó hoy puedo dar por culminada esta meta.

A mis hermanas, quienes han sido parte fundamental para lograr cada uno de mis objetivos, sus palabras y consejos siempre estuvieron en el momento más necesitado.

Gabriel Alberto Rivera Álvarez

Agradecimientos

Queremos agradecer de manera especial al Ingeniero Civil Napoleón Gutiérrez de Piñeres, quien con por su esfuerzo y dedicación, nos ha brindado grandes conocimientos, su experiencia, su paciencia y su motivación para la realización del proyecto, ya que fueron la base para lograr todos nuestros objetivos, comprometiéndonos no solamente con la academia, sino, con el desarrollo social y ambiental de la región.

Lina Marcela Álvarez Bayona

Gabriel Alberto Rivera Álvarez

Índice

Capítulo 1. Alternativa de solución para el sistema agua potable a través del Rio Borra, para el municipio de la Playa y las veredas Rosa Blanca y El Tunal, departamento de Norte de Santander.....	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Formulación Del Problema	2
1.3. Objetivos	2
1.3.1. General	2
1.3.2. Específicos	3
1.4. Justificación.....	3
1.5. Delimitaciones.....	4
1.5.1. Delimitación operativa.....	4
1.5.2. Delimitación conceptual.	5
1.5.3. Delimitación geográfica.....	5
1.5.4. Delimitación temporal.	6
Capítulo 2. Marco Referencial.....	7
2.1. Marco histórico	7
2.2. Marco conceptual	9
2.2.1. Elementos de un sistema de acueducto.....	9
2.3. Marco teórico	15
2.4. Marco legal.....	22
Capítulo 3. Diseño metodológico	25
3.1. Tipo de investigación	25
3.2. Población.....	25
3.3. Muestra.....	25
3.4. Recolección de información.....	26
3.5. Análisis de la información.....	27
Capítulo 4. Administración del proyecto	28
4.1. Recursos humanos.....	28
4.2. Recursos institucionales	28

4.3. Recursos financieros	29
4.4. Objetivo: Diagnosticar las condiciones de funcionamiento del sistema actual de abastecimiento de agua con el objeto de optimizarlo.....	29
Capítulo 5. Aplicación	30
5.1 Aspectos Generales:	30
5.1.2. Diagnóstico del funcionamiento hidráulico, el estado de la infraestructura y la calidad del servicio del sistema.	37
5.1.3. Diagnóstico de las condiciones del sistema actual Servicios públicos municipio de la Playa de Belén	41
5.2. Objetivo: Estudiar la disponibilidad en cantidad y en calidad del agua de la fuente de abastecimiento Rio Borra	54
5.2.1. Estudio de población y demanda del servicio de acueducto.....	54
5.2.2. Perspectivas de desarrollo.....	60
5.2.3. Proyecciones de población y consumos Población futura	63
5.2.4. Cobertura hídrica del Rio Borra.....	70
5.2.5. Calidad de la fuente hídrica Rio Borra.	75
5.3. Objetivo: Diseñar las estructuras de un nuevo sistema de abastecimiento de agua.....	83
5.3.1. Diseño de la presa	84
5.3.2. Diseño del canal de aducción.....	88
5.3.3. Diseño de la línea de aducción (bocatoma – desarenador).....	101
5.3.4. Diseño del desarenador.	105
5.3.5. Línea de conducción (desarenador-tanque).	118
5.3.6. Diseño del Tanque de almacenamiento	132
5.3.7. Válvulas	140
5.3.8. Diseño de la bomba de succión.....	142
5.3.9. Diseño de la red de distribución.....	149
5.3.10. Diseño de la red.....	155
5.4. Objetivo: análisis de costos y ciclos de vida del nuevo sistema de abastecimiento de agua.....	164
5.4.1. Gestión del agua.....	164
5.4.2. Características de la fuente de abastecimiento Rio Borra.....	165
5.4.3. Análisis de costos	169

Conclusiones	172
Recomendaciones	174
Referencias Bibliográficas.....	176
Apéndices	179

Lista de tablas

Tabla 1. Presupuesto	29
Tabla 2. Cronograma de actividades.....	29
Tabla 3. Servicio de Acueducto en el sector Urbano de La Playa de Belén 2007.....	35
Tabla 4. Aforos realizados en la captación.....	42
Tabla 5. Estudio de fuentes alternativas de agua para el acueducto de La Playa.....	54
Tabla 6. Resultados de la encuesta realizada.....	56
Tabla 7. Registros históricos que se conocen del DANE.....	58
Tabla 8. Registro de proyecciones y tasas de crecimiento de 2005 hasta 2020.....	59
Tabla 9. Consumos facturados del 2016.....	64
Tabla 10. Consumos totales.....	64
Tabla 11. Caudales de diseño.....	65
Tabla 12. Dotación neta mínima y máxima.....	66
Tabla 13. Propiedades de la población.....	66
Tabla 14. Coeficiente de consumos, según nivel de complejidad.....	68
Tabla 15. Coeficiente de mayoración del caudal máximo horario en relación con el máximo diario para redes de distribución.....	69
Tabla 16. Proyecciones de población y de demanda de consumos.....	69
Tabla 17. Cuadro de proyecciones de caudales y población.....	70
Tabla 18. Cálculos y resultados del aforo realizado a la fuente del Rio Borra.....	72
Tabla 19. a: Cálculo y resultados de áreas método del flotador.....	73
Tabla 19. B: Cálculo y resultados de velocidad. Método del flotador.....	73
Tabla 19. C: Cálculo y resultados de caudales. Método del flotador.....	74
Tabla 20. Calidad de la fuente de abastecimiento.....	76
Tabla 21. Parámetros para determinar la calidad del agua de la fuente.....	77
Tabla 22. Resultado de los análisis realizados a la fuente del Rio Borra.....	78
Tabla 23. Coeficiente de escorrentía.....	97
Tabla 24. Constante a de velocidad superficial.....	98
Tabla 25. Ecuaciones determinadas para la gráfica IDF.....	99

Tabla 26. Periodos de retorno o grado de protección.....	100
Tabla 27. Evaluación hidráulica de la línea de conducción captación-desarenador- tanque....	121
Tabla 28. Conducción Red- nodos.....	124
Tabla 29. Líneas de conducción.....	126
Tabla 30 Datos de consumo.....	134
Tabla 31 Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento.....	138
Tabla 32 Presiones mínimas según el nivel de complejidad.....	154
Tabla 33 Presiones y demanda de los nodos en la red de distribución.....	156
Tabla 34 Red- tuberías.....	162
Tabla 35 Red- válvulas.....	163
Tabla 36. Análisis de costos para la solución de abastecimiento alternativa 1.....	169
Tabla 37. Análisis de costos para la solución de abastecimiento alternativa 2.....	170

Lista de figuras

Figura 1 División política municipio de La Playa.	30
Figura 2 Hidrografía del municipio de La Playa.	33
Figura 3 Estado actual de captación, quebrada la Onda.	44
Figura 4 Tubería de aducción 4" PVC 45	45
Figura 5 Desarenador encontrado en concreto reforzado, quebrada la Onda 46	46
Figura 6 Tanque de almacenamiento, Playa de Belén 50	50
Figura 7 Grafica de caudal vs profundidad, método del flotador 74	74
Figura 8 Perfil tipo del Rio 84	84
Figura 9 Cuenca del rio hasta el punto de captación 95	95
Figura 10 Esquema de la línea de conducción desarenador- tanque 120	120
Figura 11 Línea de conducción 122	122
Figura 12 Perfil de elevación del trazado propuesto para la tubería de conducción a partir de las cotas extraídas a partir de un modelo digital de terreno TIN y procesado mediante el software SIG ARCGIS 10.3 Licencia académica de La Universidad Francisco D. 122	122
Figura 13 . La figura muestra el esquema de la red de distribución las cotas de cada uno de los Nodos, fuente, elaboración Propia 128	128
Figura 14 . Esta grafica de distribución de las cotas deja ver los valores frente a la fracción de cotas las cuales se encuentran por debajo o en un % determinado 128	128
Figura 15 Perfil Longitudinal de las cotas de la tubería de conducción desde el nudo 3 hasta el nudo 10 fuentes. Elaboración propia 130	130
Figura 16 . Muestra el esquema de la red de distribución las longitudes de cada uno de las tuberías en la línea de conducción sugerida, fuente, elaboración Propia 131	131
Figura 17 Válvulas utilizadas en la conducción. 132	132
Figura 18 Calculo Grafico del volumen del tanque superficialísimo en el punto de máximo sobrante (hora: 4-5) 135	135
Figura 19 Esquema válvula de purga 140	140
Figura 20 Curva General De La Bomba 149	149
Figura 21 Vista en planta de la red de distribución 150	150
Figura 22 Esquema de la red de distribución 155	155
Figura 23 Valores hidráulicos en Epanet 156	156
Figura 24 Perfiles de presión en los nodos 159	159
Figura 25 Perfiles de alturas 161	161
Figura 26 Diámetros de la red 163	163

Lista De Apéndices

Apéndice A.1. Especificaciones de la bomba “	179
Apéndice A.2. Especificaciones de la bomba “Alternativa No.2”	181
Apéndice B. topografía de la zona asistida por ArcGIS	184
Apéndice 1. Planos.....	185
apendice. 2. Lectura del Macro medidor del Tanque de Almacenamiento	191
Apéndice 3. Análisis fisicoquímicos y microbiológicos del Rio Borra.....	195
Apéndice 4. Datos proporcionados por Coorserplay.	196
Apéndice 5. Análisis de precios unitarios para el abastecimiento de agua, la Playa de Belén..	199

Resumen

El propósito de realizar la Alternativa De Solución Para El Sistema Agua Potable A Través Del Rio Borra, Para El Municipio De La Playa Y Veredas Aledañas, Departamento De Norte De Santander, es brindar confianza la comunidad del municipio de la playa, y veredas aledañas, que presentan problemas de desabastecimiento en el casco urbano y la nula existencia de agua potable en toda la comunidad.

Para el desarrollo del informe se llevaron a cabo siete capítulos en los cuales en el primero se dio a conocer el principal problema que enfrenta como tal el municipio de la playa, teniendo en cuenta los objetivos a realizar en la misma y el tiempo estipulado para ello. El segundo capítulo fue el enfoque referencial, en el cual se encuentran los conceptos y el marco legal que sustenta su manejo. En el tercer capítulo se encuentran las actividades que fueron realizadas durante este tiempo, mediante un informe de cumplimiento de trabajo y la presentación de sus resultados; seguidamente se encuentra un diagnóstico final, en el cual se deja plasmado los resultados finales dados en el área trabajada. En el quinto y sexto se encuentran las conclusiones y recomendaciones que los estudiantes le sugieren a la alcaldía municipal, para mejorar la calidad de vida de la comunidad.

Abstract

The purpose of realizing the Alternative Solution for the Drinking Water System Through Rio Borra, for the Municipality of La Playa and Veredas Aledañas, Department of Norte de Santander, is to provide confidence the community of the municipality of the beach, and surrounding sidewalks, That present problems of shortage in the urban helmet and the null existence of drinking water in the whole community.

For the development of the report, seven chapters were carried out in which the first one revealed the main problem facing the municipality of the beach, taking into account the objectives to be achieved in it and the time stipulated for it . The second chapter was the referential approach, in which are found the concepts and the legal framework that underpins its management. In the third chapter are the activities that were carried out during this time, through a work compliance report and the presentation of its results; Then a final diagnosis is found, in which the final results given in the area worked are recorded. In the fifth and sixth are the conclusions and recommendations that students suggest to the municipal mayor, to improve the quality of life of the community.

Capítulo 1. Alternativa de solución para el sistema agua potable a través del Rio Borra, para el municipio de la Playa y las veredas Rosa Blanca y El Tunal, departamento de Norte de Santander.

1.1. Planteamiento del problema.

Las principales fuentes de abastecimiento son las aguas lluvias, aguas superficiales y subterráneas, siendo las superficiales las más utilizadas a nivel mundial a pesar de tener el menor porcentaje de agua, pues presenta las mejores condiciones de viabilidad económica y constructiva para las poblaciones, pero en los últimos años estas fuentes superficiales se han visto reducidas por los diferentes cambios climáticos ocasionados por fenómenos naturales como el fenómeno del niño, a su vez causas antrópicas como la deforestación, los asentamientos humanos y la desmedida utilización de los recursos naturales ha ido incrementado esta situación. (Pereira, 2014)

Tanto así, que nuestro país, en el año 2015 y lo que va corrido del año actual ha presentado los porcentajes más altos de sequía, reduciendo sus fuentes superficiales en más de un 50%, afectando el crecimiento económico y social del país, así como el bienestar y la salubridad de sus habitantes.

Como es el caso del municipio de La Playa y las veredas aledañas en el departamento de Norte de Santander donde a través de los años ha quedado evidenciado el grave problema de desabastecimiento, la población se queja de la escases de una fuente hídrica para el sistema de

agua potable de la zona urbana del municipio y la nula existencia de este en las zonas rurales, situación que afecta notablemente el crecimiento de la región, afectando de igual forma la salud de los habitantes, y aunque la cabecera municipal cuenta con un sistema de agua potable, este se abastece de la quebrada la Honda que en época de invierno ofrece un caudal que asciende a 10 litros por segundo, mientras que en época de verano esta cifra se reduce en más de la mitad, acentuando el problema principal.(Ovallos,2000)

Para tal problema se requiere conocer la alternativa más favorable, obteniendo del Rio Borra el caudal para implementar en la zona una distribución correcta de agua, tal que pueda establecerse su uso para agua potable, eliminando la problemática de la población; por tanto la presente propuesta de investigación, pretende evaluar la viabilidad de la capacidad que tiene el rio para abastecer a la comunidad.

1.2. Formulación Del Problema

¿Cómo solucionar el desabastecimiento de agua potable del municipio de la Playa y las veredas Rosa blanca y El Tunal?

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Formular una alternativa viable para solucionar el desabastecimiento en el sistema de agua potable a través del Rio Borra en el municipio de la Playa de Belén y las veredas Rosa Blanca y El Tunal, en Norte de Santander.

1.3.2. Específicos

- Diagnosticar las condiciones de funcionamiento del sistema actual de abastecimiento de agua con el objeto de optimizarlo.
- Estudiar la disponibilidad en cantidad y en calidad del agua de la fuente de abastecimiento Rio Borra.
- Diseñar las estructuras de un nuevo sistema de abastecimiento de agua
- Análisis de los costos del nuevo sistema de abastecimiento de agua.

1.4. Justificación

La utilización adecuada de los recursos hídricos es un factor esencial en cualquier comunidad, es por ello que este proyecto tiene como finalidad desarrollar una alternativa para solucionar el desabastecimiento en el sistema de agua potable en el municipio de La Playa y las veredas Rosa Blanca y El Tunal, buscando plantear la opción más favorable para la captación y la red existente de agua potable, evidenciando las falencias del sistema actual, el cual presenta grandes problemas de escases y donde más del ochenta por ciento de la población son campesinos dedicados a actividades rurales, logrando así proponer alternativas de solución que aseguren un buen funcionamiento del acueducto, ofreciendo un buen servicio, siendo continuo y que beneficie tanto a la zona urbana como a la zonas rurales establecidas del municipio.

Cabe destacar, que la zona posee cuatro cuencas bastante importantes para el municipio según el EOT (esquema de ordenamiento territorial), estas son: las cuencas del Borra,

Cargamanta, El Playón y El Tarra; donde el municipio cuenta con 34.45% del total de su superficie dentro de la cuenca del Borra.

En razón de lo expuesto anteriormente el Rio Borra por su cercanía a la zona es la fuente hídrica con las condiciones necesarias para la realización del estudio del presente proyecto de investigación, adicionando también que esta cuenca está conformada por las quebradas Alto del Buey, Los Cacaos, Las veguitas, Los Algarrobos, El Salero, San Pedro, La Peña, Guarinas, Arango y La Chorrera.

Siendo así, con este estudio se describirán las principales necesidades de la población en cuanto al sistema de agua potable, ejecutándose un análisis de las diferentes problemáticas a las que se enfrenta la zona con respeto al abastecimiento de agua, planteando opciones de solución viables que generen un incremento en la calidad de vida de los pobladores así como el mejoramiento de su economía, beneficiando de esta forma a 651 habitantes del casco urbano y los habitantes las veredas Rosa Blanca y El Tunal apoyados en la utilización de métodos y modelos matemáticos hidráulicos basados en las normativas vigentes.((DANE, 2009)

1.5.Delimitaciones

1.5.1. Delimitación operativa.

En el desarrollo del proyecto se hará indispensable la exploración al sitio de estudio, en el municipio de La Playa, para la obtención de datos. De igual forma será necesaria la ejecución de sondeos con la población para identificar de forma puntual los diferentes problemas a los que se

enfrenta la comunidad, así como una socialización con la Alcaldía municipal para establecer el respaldo del proyecto. Adicionalmente, es necesaria la recopilación de los datos obtenidos de las estaciones meteorológicas y estudios topográficos para su posterior análisis.

1.5.2. Delimitación conceptual.

El proyecto está enmarcado dentro del campo de la Ingeniería Civil, aplicando conocimientos en las siguientes áreas y conceptos particulares:

- Hidrología aplicada
- Probabilidad y estadística
- Recursos Hídricos
- Geomorfología
- Acueductos y redes
- Topografía asistida con la herramienta ArcGis

1.5.3. Delimitación geográfica.

El sitio de estudio y de evaluación del recurso hídrico se ubica en el municipio de La Playa de Belén, departamento de Norte de Santander, con una ubicación geográfica de 8°12'49" Norte, 73°14'18,10" Oeste y una elevación de 1450 m. (IGAC, Carta General 86-II-A del IGAC, escala 1:25.000, 86)

1.5.4. Delimitación temporal.

El desarrollo de la experiencia para la investigación de la propuesta tendrá una duración de cuatro meses, a partir de la aprobación del comité curricular del plan de estudios de Ingeniería Civil.

Capítulo 2. Marco Referencial

2.1. Marco histórico

Los seres humanos han almacenado y distribuido el agua durante siglos. Cuando el hombre era cazador y recolector, el agua utilizada para beber era agua de río. En Siria y Babilonia se construyeron conducciones de albañilería y acueductos para acercar el agua, desde sus fuentes a lugares próximos de viviendas. Los antiguos pueblos orientales usaban arena y barro poroso para filtrar el agua. Escritos griegos recomendaban métodos de tratamiento tales como filtración a través de carbón, exposición a los rayos solares y ebullición. En el antiguo Egipto dejaban reposar el agua en vasijas de barro durante varios meses para dejar precipitar las partículas e impurezas, y mediante un sifón extraían el agua de la parte superior (decantación), en otras ocasiones incorporaban ciertas sustancias minerales y vegetales para facilitar la precipitación de partículas y clarificar el agua (coagulación). En los comienzos del 1500 antes de Cristo, se tiene referencias de que los egipcios usaban ya un producto, que hoy se emplea para el mismo fin, el alumbre, este logra precipitar las partículas suspendidas en el agua.

En 1806 se pone en funcionamiento en París una gran planta de tratamiento de agua, en esta planta se dejaba sedimentar el agua durante 12 horas, luego se procedía a su filtración mediante filtros de arena y carbón. En 1827 James Simplón construye en Inglaterra un filtro de arena para tratar el agua potable.

Al comienzo del siglo XX en Europa se estableció de forma más regular la filtración lenta sobre arena. En 1880 Pasteur explicó como organismos microscópicos podían transmitir

enfermedades a través del agua. En el siglo XX se descubrió que la turbiedad del agua no era solo un problema estético; las partículas en las fuentes del agua tales como la materia fecal, podría servir de refugio a los patógenos.

Los sistemas de abastecimiento de agua potable sin tratar, o con un tratamiento inadecuado, siguen siendo la mayor amenaza para la salud pública, especialmente en los países en desarrollo, donde casi la mitad de la población consume agua contaminada. En estos países, enfermedades como el cólera, la tifoidea y la disentería crónica son endémicas y matan a niños y a adultos. En 1990 más de tres millones de niños menores de cinco años murieron por enfermedades diarreicas. Los más recientes avances en el tratamiento del agua han sido las mejoras alcanzadas en el desarrollo de membranas para osmosis inversa y otras técnicas como la ozonización y otras relativas a la eliminación de los cada vez mayor número y cantidad de contaminantes encontrados en el agua potable (Aliota, 2016)

Por consiguiente, el agua ha sido a lo largo de toda la historia de la humanidad el elemento que ha condicionado el desarrollo de las comunidades. En los tiempos modernos, no deja de ser significativo el hecho de que el desarrollo y crecimiento de una ciudad en gran medida depende, no solamente del acceso a este preciado recurso, sino de la disponibilidad y calidad del mismo. El ciclo hidrológico suministra la misma cantidad de agua por sitio y por año; por lo tanto, si la población crece, la cantidad de agua per cápita decrece. El principal recurso hídrico de Norte de Santander lo constituye la cuenca del Río Catatumbo, la cual es alimentada, en su parte alta, por la red de drenaje de los Municipios de Abrego, La Playa de Belén, Ocaña y parcialmente por los municipios de Río de Oro y González, ambos del Departamento del Cesar. Tales municipios han

sido motivo de estudio a través del Plan de Ordenamiento y Manejo Ambiental de la Cuenca Alta del Río Catatumbo, con el objeto de direccionar políticas para el manejo racional de los recursos naturales. El Municipio de La Playa de Belén aporta recursos hídricos a la cuenca alta del Río Catatumbo a través de los drenajes que desembocan en el Río Algodonal, siendo los de mayor relevancia las quebradas El Playón y Cargamanta.

Se pueden distinguir cuatro cuencas en el Municipio de la Playa de Belén. Sus nombres corresponden a los cursos de agua más familiares y reconocidos por los habitantes. Son las cuencas del Borra, Cargamanta, El Playón y el Tarra. La cuenca del Río Borra, es el motivo del estudio para solventar la necesidad de abastecer a la comunidad de este municipio, proponiendo una alternativa de captación que permita abastecer hídricamente a toda la comunidad. (Ovallos, 2000).

2.2. Marco conceptual

Conceptos básicos para la alternativa de solución para sistema de agua potable a través del Río Borra, basados en el REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO (RAS 2000)

2.2.1. Elementos de un sistema de acueducto.

La microcuenca o fuente de abastecimiento.

El primer componente del sistema de acueducto es la microcuenca, de allí es de donde obtenemos el agua que surte a todas las viviendas. Es decir, que es la fuente de abastecimiento de

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

La captación.

La captación es el segundo componente. La constituyen las obras o estructuras que permiten tomar el agua de la fuente en forma controlada. En fuentes superficiales las captaciones se denominan “bocatomas” y en aguas subterráneas “pozos” o aljibes. Una vez que se toma el agua mediante las obras de captación, éstas son llevadas al desarenador y después hasta la planta de tratamiento si la hay.

La aducción.

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

El desarenador.

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

Las obras de conducción.

Las tuberías que llevan el agua hasta la red de distribución se llaman conducción, y son el quinto componente del sistema de acueducto.

La planta de tratamiento.

En el sistema de acueducto, el componente que realiza la función de purificación y potabilización del agua es la planta de tratamiento. Esta es el sexto componente del sistema de acueducto. La utilización de los métodos de desinfección casera es muy importante cuando no se tiene un sistema de acueducto, o cuando el acueducto no tiene planta de tratamiento. Tratando el agua prevenimos muchas enfermedades.

Los tanques de almacenamiento.

Después del proceso de potabilización el agua se debe guardar en los tanques de almacenamiento. Esto permite que tengamos reservas de agua. Debido a que el consumo de la población no es constante sino que varía según la hora del día, el tanque regula las variaciones del consumo. La función básica del tanque es almacenar agua en las horas que se consume menos, de tal forma que en el momento en que la demanda es mayor el suministro se completa con el agua almacenada. El tanque permite disponer de almacenamiento en caso de reparaciones o para atender incendios y regula las presiones en la red de distribución. Este es el séptimo componente de un sistema de acueducto.

Los sistemas de distribución y las conexiones domiciliarias.

Finalmente, los últimos elementos o componentes son las tuberías o redes de distribución y las conexiones domiciliarias, conocidas también como acometidas. Estas son el conjunto de tuberías o mangueras encargadas de llevar el agua hasta cada vivienda. La red cuenta además con un medidor domiciliario, que permite saber a la empresa y a los usuarios, qué cantidad de agua han consumido. Este medidor es el contador o micromedidor. Podemos resumir los componentes del acueducto de acuerdo a sus funciones en:

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

Usos del agua.

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

Uso Residencial.

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

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

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

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

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

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

Uso Comercial.

Se debe utilizar un censo comercial y realizar un estimativo de consumos futuros; además, cuantificar y analizar detenidamente la dotación comercial de acuerdo con las características de dichos establecimientos. Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados de demandas.

El uso comercial también incluye el uso en oficinas.

Uso Industrial.

Se deben utilizar censos industriales y estimativos de consumos futuros; además, cuantificar y analizar detenidamente la dotación industrial de acuerdo con las características de dichos establecimientos.

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

Uso rural.

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

Uso para fines Públicos.

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

Uso Escolar.

En caso de que en el Municipio objeto de la construcción de un nuevo sistema de acueducto o de la ampliación del sistema existente se localice una concentración escolar

importante que implique la permanencia durante el día de una población adicional, se debe analizar y cuantificar detenidamente la dotación de uso escolar de acuerdo con las características de los establecimiento de educación.

Uso Institucional.

Se deben identificar los establecimientos y predios que requieran una dotación especial debido a las características de sus actividades, tales como hospitales, cárceles, hoteles, etc.

Dotación neta.

La dotación Neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto

2.3. Marco teórico

Agua potable

Se llama agua potable al agua dulce que tras ser sometida a un proceso de potabilización se convierte en agua potable, quedando así lista para el consumo humano, es un elemento fundamental para la vida, lo que hacemos diariamente está ligado a ella, la utilizamos en los hogares, para el aseo personal y en la preparación de alimentos, por mencionar algunos ejemplos, también es necesaria para el desarrollo de las industrias y en las actividades agrícolas.

“Construimos nuestras ciudades cerca del agua; nos bañamos en el agua; jugamos en el agua; trabajamos con el agua. Nuestras economías están en gran parte basadas sobre la fuerza de su

corriente, el transporte a través de ella y, todos los productos que compramos y vendemos están vinculados, de una u otra manera, al agua. Nuestra vida diaria se desarrolla y se configura en torno al agua. Sin el agua que nos rodea - la humedad del aire, la fuerza de la corriente fluvial, el agua del grifo - nuestra existencia sería inconcebible. El 80% de nuestro cuerpo está compuesto de agua y dos tercios de la superficie del planeta están cubiertos por agua: el agua es nuestra cultura, nuestra vida” (UNESCO, 2016)

Es así, que el uso doméstico del agua se convierte en una necesidad que debe tener ciertas características dentro de un sistema controlado, dando paso a ciertos parámetros como:

Determinación de la dotación neta

La dotación neta según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico -RAS- (2000) corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

Cuando se multiplica la población que va a ser servida por la dotación se obtienen la demanda total de agua; por tal razón la evaluación de la dotación es tan importante como la proyección de la población.

La dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema de acueducto.

La guía RAS-001 establece los niveles de complejidad para todo el territorio nacional, se establecen los siguientes niveles de complejidad:

- Bajo
- Medio
- Medio Alto
- Alto

Obras de captación

Las obras de captación son las obras civiles y equipos electromecánicos que se utilizan para reunir y disponer adecuadamente del agua superficial o subterránea. Dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento su localización y magnitud. El diseño de la obra de captación debe ser tal que prevea las posibilidades de contaminación del agua.

Es necesario separar en el término general de “obra de captación” el dispositivo de captación propiamente dicho y las estructuras complementarias que hacen posible su buen funcionamiento. Un dique toma, por ejemplo, es una estructura complementaria, ya que su función es represar las aguas de un río a fin de asegurar una carga hidráulica suficiente para la entrada de una estabilidad y durabilidad. Un dispositivo de captación puede consistir de un simple tubo, la pichanca de una bomba, un tanque, un canal, una galería filtrante, etc., y representa parte vital de la obra de toma que asegura, bajo cualquier condición de régimen, la captación de las aguas en la calidad prevista. El mérito principal de los dispositivos de captación radica en su buen funcionamiento hidráulico. (CivilGeek, 2010)

- Obras de captación superficiales

Para el diseño de obras de captación superficiales se requiere obtener, la información siguiente:

- Datos hidrológicos

Gasto medio, máximo y mínimo

Niveles de agua normal, extraordinario y mínimo

Características de la cuenca, erosión y sedimentación

Estudios de inundaciones y arrastre de cuerpos flotantes

- Aspectos económicos

Planeamiento de opciones, elección de la más económica que cumpla con los requerimientos técnicos

Costos de construcción, operación y mantenimiento

Costo de las obras de protección

Tipo de tenencia del terreno

- Tipos de obras de toma.

Dependiendo de las características hidrológicas de la corriente, las obras de captación pueden agruparse en los siguientes cuatro tipos:

- Captaciones cuando existen grandes variaciones en los niveles de la superficie libre.

Torres para captar el agua a diferentes niveles, en las márgenes o en el punto más profundo del río.

- Estaciones de bombeo flotantes. También pueden usarse en lagos o embalses

- Captación cuando existen pequeñas oscilaciones en los niveles de la superficie libre, como estaciones de bombeo fijas con toma directa en el río o en un cárcamo

- Canales de derivación con o sin desarenadores. Una estructura de este tipo comprende, esencialmente en el caso en que la captación por gravedad no sea factible debido a la topografía el método de captación recomendable es por bombeo. De las bombas disponibles comercialmente, la bomba centrífuga horizontal tiene la ventaja de que la ubicación del equipo de bombeo y el punto de captación pueden ser distintos, o sea que la estación de bombeo puede construirse en el sitio más favorable desde el punto de vista de cimentación, acceso, protección contra inundaciones, etc. Su desventaja principal es que la altura de succión queda limitada y el desnivel máximo permisible entre la bomba y el nivel de bombeo, es relativamente pequeño de hecho, se puede afirmar que cuando se trata de la captación directa de las aguas superficiales, el tipo de bomba más comúnmente empleada es la bomba centrífuga horizontal. La bomba centrífuga vertical (tipo pozo profundo) tiene mayor eficiencia, pero el costo del equipo es mayor y la estación de bombeo tiene que ubicarse directamente por encima del punto de captación. Estas condiciones a veces representan problemas graves de cimentación, resultando obras de construcción sumamente costosas no compatibles con sistemas rurales (CivilGeek, 2010)

El desarenador.

El desarenador es otro componente del sistema de acueducto. Son tanques cuya función es separar las arenas y elementos sólidos que lleva el agua en su recorrido. No todos los acueductos cuentan con este componente. (RAS, 2000)

Las obras de conducción.

Las tuberías que llevan el agua hasta la red de distribución se llaman conducción, y son el quinto componente del sistema de acueducto. (chow, Hidraulica de Canales, 2004)

La planta de tratamiento.

En el sistema de acueducto, el componente que realiza la función de purificación y potabilización del agua es la planta de tratamiento. Esta es el sexto componente del sistema de acueducto. (GILES, Ronald, V. Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. Tercera Edición. Editorial Mc Graw Gil)

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

Los tanques de almacenamiento.

Después del proceso de potabilización el agua se debe guardar en los tanques de almacenamiento. Esto permite que tengamos reservas de agua. Debido a que el consumo de la

población no es constante sino que varía según la hora del día, el tanque regula las variaciones del consumo (Donald, 2002)

La función básica del tanque es almacenar agua en las horas que se consume menos, de tal forma que en el momento en que la demanda es mayor el suministro se completa con el agua almacenada. El tanque permite disponer de almacenamiento en caso de reparaciones o para atender incendios y regula las presiones en la red de distribución. Este es el séptimo componente de un sistema de acueducto.

Los sistemas de distribución y las conexiones domiciliarias.

Finalmente, los últimos elementos o componentes son las tuberías o redes de distribución y las conexiones domiciliarias, conocidas también como acometidas. Estas son el conjunto de tuberías o mangueras encargadas de llevar el agua hasta cada vivienda. (Silvia Garavito, 2013)

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

Epanet

Durante el desarrollo del proyecto se hace indispensable la utilización de Epanet, el cual es un programa de ordenador, de dominio público y es desarrollado por la Agencia de Protección

Ambiental de Estados Unidos. U.S. EPA, que realiza simulaciones en período extendido (o cuasiestático) del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de tuberías a presión. Una red puede estar constituida por tuberías, nudos (uniones de tuberías), bombas, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses. EPANET permite seguir la evolución del flujo del agua en las tuberías, de la presión en los nudos de demanda, del nivel del agua en los depósitos, y de la concentración de cualquier sustancia a través del sistema de distribución durante un período prolongado de simulación. Además de las concentraciones, permite también determinar los tiempos de permanencia del agua en la red y su procedencia desde los distintos puntos de alimentación.

Permite simular el comportamiento dinámico de la red bajo determinadas leyes de operación. Admite tuberías (tres opciones para el cálculo de las pérdidas), bombas de velocidad fija y variable, válvulas de estrangulación, reductoras, sostenedoras, controladoras de caudal, rotura de carga, depósitos de nivel fijo o variables, leyes de control temporales o por consignas de presión o nivel, curvas de modulación, etc.

2.4. Marco legal

Las leyes y decretos que se describen a continuación indican las restricciones o permisos a tener en cuenta para la realización de los estudios en cauces naturales.

- *Ras 2000, sección II, título C, acciones legales, sistema de potabilización*

“El diseñador debe conocer todo el marco legal: leyes, decretos, reglamentos y normas técnicas relacionadas con la conceptualización, diseño, construcción, mantenimiento, supervisión técnica y operación de un sistema de potabilización o cada uno de sus componentes en particular. Para garantizar el adecuado desarrollo del sistema de potabilización deben tomarse las medidas legales necesarias.”

Reglamento técnico del Sector de Agua Potable y Alcantarillado “RAS 2000”, Teniendo en cuenta:

- *Ras 2000, sección II, título C, acciones legales, sistema de potabilización*

Norma American Psychological Association, APA, Referencias Documentales para Fuentes de Información Electrónicas.

Norma Técnica American Psychological Association, APA, Documentación. Presentación de tesis, Trabajos de Grado y otros Trabajos de Investigación.

Norma Técnica American Psychological Association, APA, Referencias Bibliográficas. Contenido, Forma y Estructura.

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

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

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

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

Capítulo 3. Diseño metodológico

3.1. Tipo de investigación

En la realización de este trabajo se utilizó un tipo de investigación aplicada, descriptiva, evaluativa y cuantitativa, de esta manera se utilizaron los datos obtenidos en la recolección de información haciendo un recorrido a lo largo de la zona en estudio y realizando las respectivas propuestas de diseños y así obtener resultados que nos llevaron a dar conclusiones y posibles soluciones al problema de investigación.

3.2. Población

La población que se vió beneficiada, a través del presente estudio esta compuesta por todo el casco urbano de la Playa, que lo conforman 633 habitantes y veredas aledañas (se determina con un censo que los investigadores realizaron), que por su topografía se puedan beneficiar de esta alternativa, evidenciando así la importancia que tiene esta investigación y el aporte que genera para obtener los resultados de este estudio para la comunidad. (DANE, 2009).

3.3. Muestra

Tratándose de un acueducto, la muestra en este proyecto es el casco urbano y los habitantes de las veredas beneficiadas, como también el Rio Borra, enfocándose principalmente en como la escasez de agua potable afecta notoriamente a la población del municipio en estudio, proponiendo una alternativa para dar solución a toda la comunidad.

3.4. Recolección de información

La recolección de la información necesaria para la ejecución del proyecto se obtuvo por medio de trabajo en campo y de estudios complementarios que permitirán conocer las variables necesarias para la estimación del caudal que transporta el Río Borra, la topografía y la demanda necesaria para la población y así poder proponer una alternativa de solución para el sistema de agua potable.

La información se obtuvo llevando a cabo los siguientes procedimientos:

- Topografía de la zona.
- Ubicación de la cota de servicio (cota desde donde se suministra agua a los diferentes sectores).
- Ubicación de las estructuras de captación, aducción, tratamiento de aguas y conducción.
- Recolección de muestras de agua para obtener su calidad mediante estudios de laboratorio.
- Establecer el tipo de captación y determinar los caudales de diseño del río.
- Para el estudio hidrológico se tomaran los gastos asociados a diferentes periodos de retorno tomándose en cuenta la información de las estaciones hidrométricas más cercana a la fuente hídrica, así como la información de aforos realizados por CORPONOR y la que se utilizó para el diseño del Plan Maestro De Acueducto Y Alcantarillado Del Municipio de la Playa de Belén, Norte de Santander.

- Se realizó un diagnóstico del estado actual de los sistemas de abastecimiento de agua de la zona y Diseñar las obras necesarias para el nuevo sistema de abastecimiento.
- Se realizó una encuesta con las comunidades, con la finalidad de obtener un censo poblacional de las veredas en estudio.
- Uso de la herramienta ArcGIS, para recopilar, organizar, administrar y analizar la información geográfica del sitio de estudio, como herramienta de apoyo en la topografía, necesaria para la ubicación de estructuras y trazos estratégicos que permitan abastecer a la población escogida.

3.5. Análisis de la información

La información recolectada se procesó en hojas de cálculo Excel, para posterior utilización dentro de las diferentes ecuaciones o formulas necesarias en los estudios hidráulicos e hidrológicos. Esta información se interpretó para los requerimientos de dicho estudio, como por ejemplo, con la información obtenida se encontró el caudal que transporta la cuenca, la sección que tiene el río en diversos tramos, el tipo de suelo presente. El programa requerido fue EPANET, el cual ofrece satisfactorios rendimientos en cuanto a la modelación de las diferentes redes y calidad de agua, entre otras variables necesarias para desarrollar los análisis y diseños.

Capítulo 4. Administración del proyecto

4.1. Recursos humanos

- **Director del proyecto**

Ing. Esp. Napoleón Gutiérrez de Piñeres.

- **Investigadores del proyecto**

Lina Marcela Álvarez Bayona

Gabriel Alberto Rivera Álvarez

- **Aforadores**

Lina Marcela Álvarez Bayona

Gabriel Alberto Rivera Álvarez

4.2. Recursos institucionales

Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña.

4.3. Recursos financieros

Tabla 1

Presupuesto

PRESUPUESTO DEL PROYECTO DE GRADO		
DESCIPCIÓN	FINANCIACIÓN	TOTAL
LABORATORIOS DE MUESTRAS	\$ 600.000,00	\$ 600.000,00
PAPELERIA	\$ 80.000,00	\$ 80.000,00
TRANSPORTE	\$ 900.000,00	\$ 900.000,00
IMPRESIONES	\$ 150.000,00	\$ 150.000,00
EMPASTE	\$ 50.000,00	\$ 50.000,00
TOPOGRAFIA	\$ 1.500.000,00	\$ 1.500.000,00
SALARIO DE OBRAS TRABAJADAS	\$ 2.000.000,00	\$ 2.000.000,00
TOTAL		\$ 5.280.000,00

Nota. Presupuesto para la ejecución del proyecto de grado “alternativa de solución para el sistema de agua potable de la Playa de Belén, departamento de Norte de Santander.

Tabla 2

Cronograma de actividades

Nº	actividades	febrero	marzo	abril	mayo
1	Elaboración y aprobación del anteproyecto	■			
2	Levantamiento topográfico	■	■		
3	Reconocimiento de la geología local		■		
4	Establecer el tipo de captación		■	■	
5	Recolección de información de la estación meteorológica más cercana a la fuente hídrica		■	■	
6	Muestreo de agua para obtener su calidad mediante estudios de laboratorio			■	
7	Determinación de los caudales de diseño del río			■	
8	ubicación de cotas de captación y cotas de servicio			■	
9	Censo poblacional en el casco urbano, la vereda el Tunal y Rosa Blanca del estudio	■			
10	Diagnosticar el estado actual de los sistemas de abastecimiento de agua de la zona			■	
11	Diseñar las obras necesarias para el nuevo sistema de abastecimiento			■	
12	Dar resultados de la viabilidad de la alternativa			■	
13	Obtener cantidades de obra, costos, ciclo de vida y tiempos de construcción			■	
14	Presentación del 100% del proyecto de grado			■	■

Nota: Proyección de tiempo para ejecutar las actividades de nuestro proyecto de grado.

Aclaración: Debido al difícil acceso a la zona por los grupos ilegales al margen de la ley, el cronograma de actividades no se pudo llevar a cabalidad exitosamente, se fue trabajando a medida que el orden público se estabilizaba.

4.4. Objetivo: Diagnosticar las condiciones de funcionamiento del sistema actual de abastecimiento de agua con el objeto de optimizarlo.

Capítulo 5. Aplicación

5.1 Aspectos Generales:

Ubicación Geográfica

El Municipio de La Playa de Belén se encuentra ubicado al occidente en el Departamento de Norte de Santander, sobre la Cordillera Oriental del País, y su cabecera municipal se encuentra a una altura sobre el nivel del mar de 1450 metros. (IGAC, Carta General 86-II-A del IGAC, escala 1:25.000, 86).

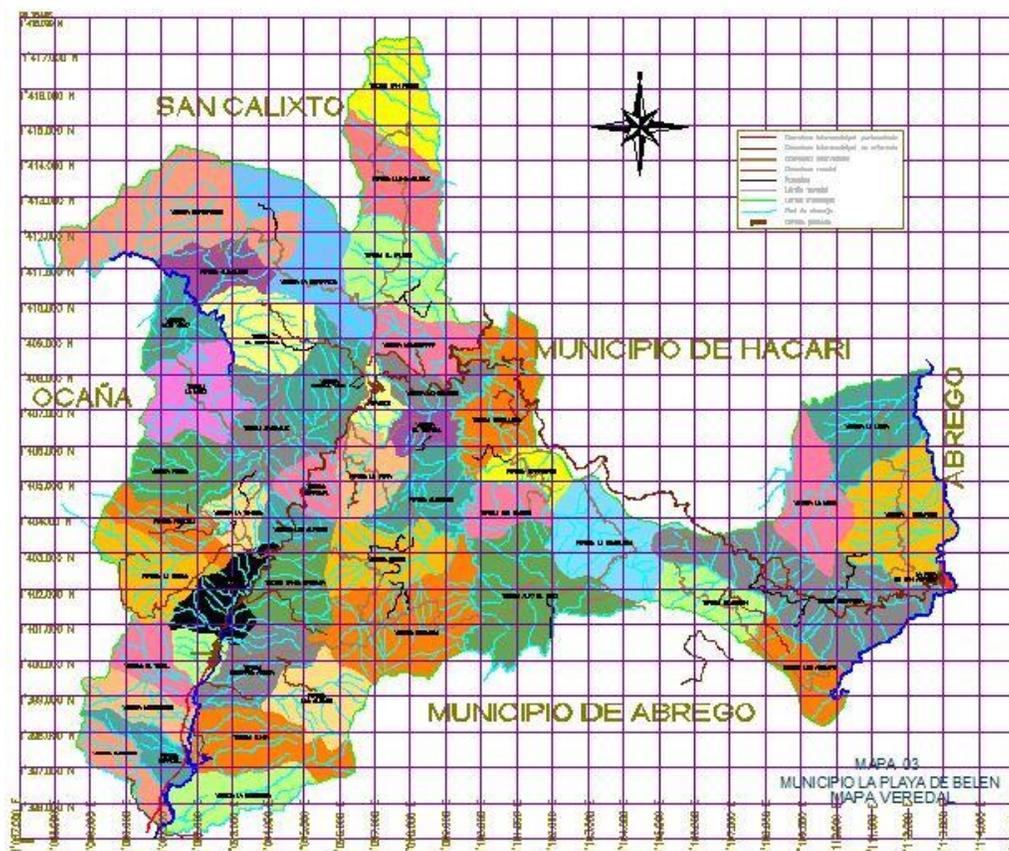


Figura 1 División política municipio de La Playa.

Fuente: (Municipal, 2012)

El municipio cuenta con 42 veredas y 2 corregimientos, el corregimiento de Aspásica el cual recoge buena parte del territorio la cuenca del Río Borra y la zona norte de la subcuenca de Cargamanta. De la Subcuenca del Borra hacen parte las veredas La Peña, y Guarinas, hacia el sur; Miraflores, Algarrobos y La Capellanía, hacia el oriente; Los Cacaos y La Esmeralda, hacia el sur oriente; El Salero, Llano Grande y San Pedro, hacia el nortea veredas Aratoque, Corral Viejo, Mesa y Alto Viejo hacia el oriente; La Esperanza. El Pedregal, La Esperancita y Clavellinos, hacia el nororiente; y Guarumal.

El segundo corregimiento es La Vega de San Antonio conocida anteriormente como "El Cincho", considerada desde una perspectiva puramente geográfica, es una población que parece distante y desarticulada. En la Vega se agrupan las veredas Cerro Negro, Mesarrica y La Mesa, al occidente; La Legía y Guayabón, hacia el norte; y Las Aguadas y Reventón, hacia el sur. Por su parte la Vega de San Antonio se ubica en el extremo centro oriental, casi sobre la ribera del río Tarra. Todo el territorio de La Vega hace parte de la cuenca del Tarra y se distingue por ser un espacio muy homogéneo en términos de uso y cobertura del suelo, salvo una fracción menor en la zona sur que limita con el Municipio de Ábrego. (Ascanio, 2012-2015)

Longitud y altitud

Su cabecera municipal está localizada a los 8°12'24" de latitud norte y 73°14'18.10" de longitud oeste, del Meridiano de Greenwich, a una altura sobre el nivel del mar de 1450 metros.

Clima

De acuerdo con estudios del Instituto Agustín Codazzi, las elevaciones del territorio municipal oscilan entre 1100 y 2500 m.s.n.m., factores que atribuyen los pisos térmicos en cálido, con una extensión de 21 kilómetros cuadrados, medio con 237 kilómetros cuadrados y frío 30 kilómetros cuadrados. La cabecera municipal posee una temperatura promedio de 24 °C.

No existe los datos climáticos específicos sobre el Municipio de La Playa, por eso se refieren los datos climáticos del Municipio de Ocaña (25 kilómetros al Oeste – 1200m.s.n.m.), y el Municipio de Abrego (15 kilómetros al Sur y 1350 – 1450 m.s.n.m.).

Los registros pluviómetros para Ocaña (Espinal 1963) indican una precipitación promedio de 870 mm. La precipitación para el Municipio de La Playa será similar, probablemente 850 – 900 mm.

Hay dos épocas de lluvia: una en Abril y Mayo, otra en Septiembre, Octubre y Noviembre. Durante los meses de Enero, Febrero y Marzo hay un período de sequía fuerte. El agua almacenada en el suelo es nula durante estos tres meses. La evaporación potencial está incrementada por las brisas que soplan del Norte. La dirección del aire es de Norte a Sur. (IGAC, Carta General 86-II-A del IGAC, escala 1:25.000, 86).

Hidrografía

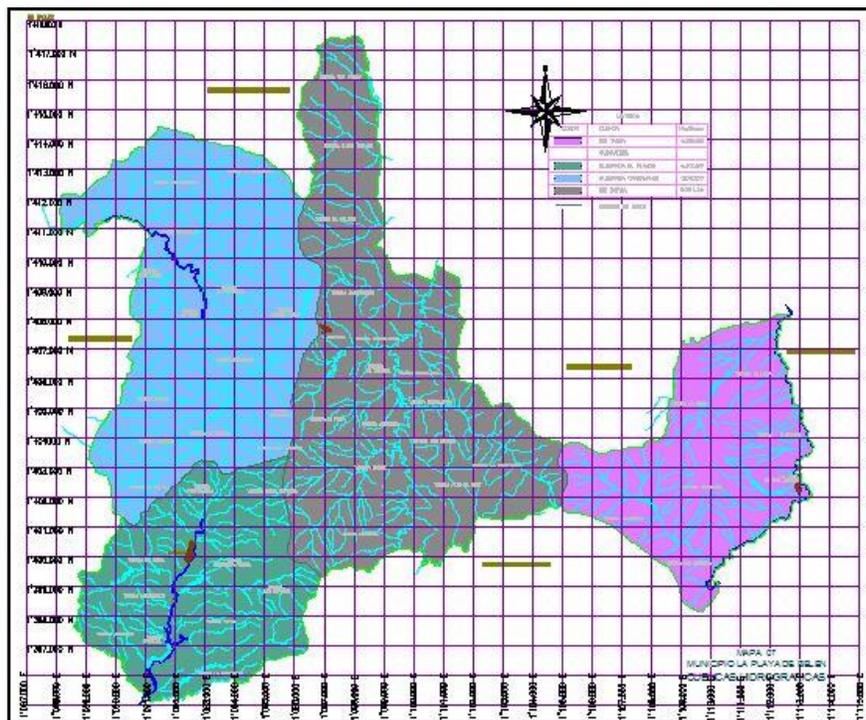


Figura 2 Hidrografía del municipio de La Playa.

Fuente: (Ovallos, 2000)

Los recursos hidrográficos que bañan el municipio son los Ríos: Borra y Tarra, y las quebradas El Reventón, San José, Mamayal, Los Rastrojos, La Esperanza, El Pedregal, Califanes, Corral Viejo, La Campana, La Peña, Guarumal, El Limón, Dearango, Las Tintas, EL Juaguito, El Rodeo, Las Guamas, El Potrero, El Cacao, Mesarrica, EL Cincho, La Antigua, La Cargamanta, Cursica, El Playón, Quebrada Arjoriba, Tenería, La Tinita, Morral, Juanito, Tospecio, La Chorrera y Guarinas entre otras. (IGAC, Carta General 86-II-A del IGAC, escala 1:25.000, 86).

Población total

El Municipio de La Playa tiene una población Total de Ocho mil cuatrocientos cuarenta y nueve (8.449) habitantes, de los cuales el 51.47% son Hombres y el 48.53% son Mujeres. Se observa mayor incremento para el sexo masculino, reflejado en los nacimientos anuales, y pesar de que la mayoría de mortalidades ocurre en hombres. (DANE, 2009)

Actividad económica

El cultivo de La Cebolla ha sido por muchas décadas el eje principal de la economía del Municipio siendo el segundo productor de cebolla tanto en la subregión, como en el Departamento, con una producción de 11.227 toneladas/año y con área cultivada de 570 hectáreas, después del Municipio de Abrego(22.500 toneladas/año), quien es el primer productor.

La Playa se ubica como tercer productor de fríjol tanto en la subregión como en el Departamento, con un área sembrada de 480 hectáreas y una producción de 732 toneladas/año. Como ya se planteó al inicio, los sistemas de producción predominantes son el cultivo de la cebolla con relevo del fríjol, siguiendo en importancia el tomate y en un menor grado el cultivo del tabaco. (Ascanio, 2012-2015)

Servicio de Acueducto.

Según la empresa de servicios públicos tiene una cobertura del 100%, y se realiza por el sistema de gravedad, surtiéndose de la quebrada La Honda. El Municipio cuenta con una planta de tratamiento, también es necesaria hacia un futuro la adquisición de otra fuente hídrica como pozo profundo, e implementar un laboratorio de aguas. (Coorserplay, 2015)

Tabla 3.

Servicio de Acueducto en el sector Urbano de La Playa de Belén 2007

Municipio o centro poblado	Total habitantes	Acueducto	
		Hab. Con acueducto	%
La Playa	715	715	100
Total	715	715	100

Fuente: Secretaría de Planeación

Metodología General Para Revisión Del Estado Funcional De La Red De Acueducto.

- Realización de visitas al área rural donde se localizaran los componentes principales de este sistema (bocatoma, planta de tratamiento, tanque de almacenamiento, conducción), para identificar en forma general el estado de su infraestructura y su grado actual de funcionabilidad hidráulica, detectando las variables determinantes de las fallas hidráulicas que allí ocurren.

- Realización de un levantamiento topográfico planímetro apoyado de la herramienta ArcGIS a lo largo de toda la conducción con el fin de evaluar las decisiones del actual diseño en cuanto a la ubicación y el dimensionamiento de la conducción y las unidades mencionadas.
- Verificación del estado de las estructuras, identificándolas de forma cualitativa las actuales averías en su infraestructura y los posibles errores en su diseño.
- Realización de los aforos para determinar los caudales que llegan a la planta y al tanque de almacenamiento.
- Simulación del comportamiento hidráulico actual del sistema, mediante el uso del software denominado EPANET con el fin de evaluar el funcionamiento de las unidades, las condiciones de caudal y presión a las que se opera la tubería de la red.
- Diseñar las alternativas de solución que garanticen un caudal que supla adecuadamente la demanda generada por la población durante las 24 horas del día con características fisicoquímicas y microbiológicas aptas para el consumo humano.
- Simular las alternativas de solución diseñadas en el software mencionado para verificar las mejoras en el comportamiento hidráulico del sistema. El modelamiento debe garantizar un caudal acorde con la demanda, continuo durante las 24 horas del día, lo cual depende de una buena regulación en el funcionamiento del tanque. (Coorserplay, 2015)

5.1.2. Diagnóstico del funcionamiento hidráulico, el estado de la infraestructura y la calidad del servicio del sistema.

El sistema de agua potable del municipio de la Playa de Belén, departamento de Norte de Santander, tiene actualmente alrededor de los 60 años de antigüedad, está compuesto por una bocatoma, aducción, desarenador, conducción, una planta de tratamiento de filtros lentos con una capacidad de 3 Lts/sg, y una red de distribución. Posee deficiencias en el diseño hidráulico y estructural debido a la disminución del caudal y el transcurso de los años. Presenta irregularidad en el abastecimiento de agua, produciendo prolongados razonamientos de agua.

Actualmente el sistema de acueducto aunque cuenta con todos los componentes principales de un sistema de agua potable (bocatoma, planta de tratamiento, tanque de almacenamiento, distribución primaria y distribución secundaria o red de distribución en el casco urbano), no le suministra agua en la cantidad y en la calidad necesaria al municipio. La infraestructura existente se halla en su mayoría en buen estado pero la falta de una fuente de abastecimiento privan a la comunidad de gozar de un buen servicio de agua potable (Coorserplay, 2015)

Aspecto hidráulico.

Con base en los datos recolectados en una visita al lugar de captación en la quebrada la Honda, se captan 2.8 – 3 Lt/sg y en época de verano el nivel de caudal se reduce a 1 - 1.5 Lt/sg.

Aspectos técnicos

- Fuente de abastecimiento

Nombre: Quebrada la Honda

Caudal captado: 2.87 lt/sg (En el momento de la realización de los diseños existentes)

Tipo de fuente: Quebradas

Abastecimiento: Bocatoma lateral

Observaciones: En épocas de verano solo se captan 1 a 1.5 lt/sg, por lo que se hace necesario en esos periodos, suministrar agua potable a través de carro tanques. (Coorserplay, 2015)

Captación

La captación de agua para el casco urbano, se hace a través de la Quebrada la Honda, conformada por las Quebradas Piritama, Caño Hondo y Caldo Huevo, mediante una bocatoma lateral, luego es conducida el agua a un tanque de sedimentación en concreto y allí el agua es conducida por tubería en P.V.C de 3 a 2” pulgadas de diámetro hasta el tanque de almacenamiento.

Observaciones: En la visita a la captación logramos encontrar que antiguamente había una captación con rejillas de fondo, pero el nivel de agua y la filtración de la misma en el terreno

hacen que la estructura quede sin funcionamiento y piensen en adaptar una captación lateral.

(Coorsplay, 2015)

- Conducción

Conducción: Por gravedad

Tubería: En P.V.C. de 3 a 2"

Estado: Regular a bueno.

Longitud: Alrededor de 7km

- Tratamiento:

Filtración lenta

- Tanque de almacenamiento

Capacidad: 180 m³ en tanque N°1 y 80 m³ en tanque N°2.

Material y estado: Concreto en regular a buen estado en los dos tanques.

Años de servicio prestado: Tanque N°1 tiene 20 años y tanque N°2 tiene 60 años.

Ubicación: Zona rural a 500 m desde centro del casco urbano.

- Redes de distribución

Número de usuarios con servicio: 322 usuarios en el casco urbano y 40 usuarios en la zona rural

Usuarios con medidores: 100%

Consumo anual actual: Sin registro

Tubería: Diámetros de 4",3",2" en tubería de PVC

- Frecuencia y cantidad

Actualmente el servicio de agua potable, se suministra en la zona urbana y una pequeña parte de la zona rural, funciona de manera ineficiente, ya que el servicio no es continuo las 24 horas. La disminución de caudal ya antes mencionado, exige suspender algunas horas del servicio para permitirle al tanque recuperar sus niveles de operatividad.

(Coorserplay, 2015)

- Cobertura (100%)

Teniendo en cuenta que la red de distribución se encuentra alrededor de 50 metros, por debajo del tanque de almacenamiento, se puede concluir que toda la cabecera municipal posee una presión normal y una cobertura del 100% en redes construidas cuando el servicio se halla en funcionamiento. (Coorserplay, 2015)

- Evaluación técnica de alternativas de mejoramiento en la continuidad y la calidad del servicio de agua potable en el casco urbano.

La evaluación técnico económica de las alternativas de solución, es una labor detallada, debido a la complejidad que la Playa de Belén presenta. Ya que el objetivo es el de mejorar las unidades existentes y crear nuevos diseños más eficaces, ubicando captación y demás elementos en otra fuente hídrica que garantice agua potable las 24 horas. Basados sobre los principios de

eficiencia, eficacia y efectividad (que encierran el contexto de tecnologías), se buscara la selección de la alternativa más favorable de implementación.

5.1.3. Diagnóstico de las condiciones del sistema actual Servicios públicos municipio de la Playa de Belén

La administración está a cargo de la Cooperativa COOSERPLAY que es una organización autorizada creada para la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto, alcantarillado y aseo en el Municipio de La Playa – Norte de Santander, Autorizada por el Régimen de los Servicios Públicos para prestar servicios públicos en municipios, conforme a lo dispuesto en el artículo 15.4 de la Ley 142 de 1994; identificada con 900088786 - 3, con fecha de constitución del 19 de abril de 2006 y con inicio de operaciones el 1 de julio de 2006 para todos los componentes inscritos, con domicilio en el área urbana del Municipio de La Playa del Departamento del Norte de Santander, según información reportada en el Registro Único de Prestadores de Servicios Públicos – RUPS. (administracion publica, 2014)

Sistema de acueductos

Componentes:

- Fuente de abastecimiento

La fuente utilizada para el acueducto del casco urbano del municipio de La Playa de Belén proviene de la Quebrada La Honda; ésta hace parte de la microcuenca La Tenería que a su vez pertenece a la subcuencas Cargamanta que se incluye en la cuenca Catatumbo.

Concesión de Aguas: La concesión de aguas fue otorgada por CORPONOR mediante la Resolución No. 014 de 1997 con una vigencia de veinte (20) años, el caudal concesionado fue de 3,35 L/s.

El sitio de captación está a una altitud de 1785 m.s.n.m. y está en terrenos de propiedad del municipio. Esta zona es una reserva forestal con protección sanitaria.

- Con referente a la fuente se pudo apreciar que es una corriente escasa que ni siquiera llega a cubrir las obras de captación construidas en el sitio, lo que hace notorio el bajo caudal producto del verano y de los cambios climáticos que han afectado la zona; se realizó un aforo de la quebrada el cual arrojó un caudal promedio de 1.32 l/s.

Tabla 4.

Aforos realizados en la captación.

No.	tiempo (s)	Q (litros)	No.	tiempo (s)	Q (litros)
1	6,25	8	1	5,03	6
2	6,04	7,8	2	5,58	8
3	6,09	7	3	6,32	8
4	5,58	7,5	4	4,37	6
5	6,61	8	5	5,4	9
promedio	6,114	7,66	promedio	5,34	7,4
Q total	1,25		Q total	1,39	
Q promedio total = 1,32 L/S					

Nota: Aforos realizados en la quebrada la honda

Captación

El sistema construido para la captación del agua es una bocatoma de fondo, con una altura de 1785 m.s.n.m. sobre la margen derecha de la quebrada, con coordenadas 8° 14' 45'' de latitud norte y 73° 14' 34'' de longitud oeste. Fue diseñada para un caudal de 9.0 l/seg y caudal máximo de operación de 9.0 l/seg

Diagnóstico:

La bocatoma se encuentra inoperante, principalmente porque el caudal de la quebrada no es suficiente para lo que fue diseñada y segundo porque su vida útil termino y se encuentra en total deterioro, a tal punto que los funcionarios de la cooperativa de servicios públicos tuvieron que adaptar una cámara para captar el agua como se aprecia en las imagen.

Estado actual (rejilla adaptada)	Estado actual (cámara de recolección)
	
<p>Bocatoma de fondo cuando se encontraba en buen estado</p>	



Figura 3 Estado actual de captación, quebrada la Onda.

Aducción captación – desarenador

El agua captada en la bocatoma, se conduce por gravedad, hasta el desarenador por una tubería de PVC de 4”, en una longitud de 103 m hasta el desarenador, la aducción tiene un caudal de diseño para 6.0 l/seg.

- La tubería se encuentra directamente sobre la roca sin ningún tipo de protección lo que la hace vulnerable a golpes productos del deslizamiento de rocas.



Figura 4 Tubería de aducción 4" PVC

Desarenador

El sistema cuenta con un desarenador en concreto reforzado cuyas dimensiones son de 4.40 m de longitud, 1.10 m de ancho y 1.80 m de profundidad para un volumen útil de 8.50 m³. El lavado se hace manualmente cada mes en condiciones normales de operación.

- El desarenador presenta problemas de mantenimiento y al momento de la inspección se encontró una fuga en el mismo.



Figura 5 Desarenador encontrado en concreto reforzado, quebrada la Onda

Conducción desarenador – P.T.A.P.

La línea desde el desarenador hasta la planta de tratamiento funciona por gravedad con una longitud aproximada de 7km y con una antigüedad de diez años desde su instalación. La línea de aducción está dividida en dos tramos: desde el desarenador hasta el sitio Aleñadero 3582 m, PVC U.Z. De 3” y desde el Aleñadero hasta la PTAP 2382 m el tubería PVC de 2”. Hay instaladas ocho ventosas sencillas y dos válvulas de control tipo mariposa

Según las condiciones topográficas e hidráulicas la línea se diseñó para un caudal de 6.0 l/seg.

- Las válvulas instaladas se encuentran en mal estado pues su vida útil termino y presentan fugas por falta de mantenimiento.

Planta de tratamiento

La planta de tratamiento de agua potable para el municipio ubicada hacia el occidente del casco urbano a 65 m por encima de la cota promedio las redes de distribución (1450 m.s.n.m) en las coordenadas 8° 12' 57.26" longitud Norte y 73° 14' 08.64" Oeste.

Es del tipo convencional compuesta por procesos de sedimentación, clarificación, filtrado y desinfección, recibe como única aducción es la que viene de la captación de la Quebrada la Honda.

La planta tiene una capacidad de 3.0 l/seg como caudal de diseño para cubrir la demanda actual de 1.9 l/seg (según COOSERPLAY).

La operación de la planta en condiciones normales es continua: 24 horas al día, siete días a la semana y su estado general de conservación y operación es bueno.

Tratamiento:

- Dosificación

La primera fase de esta etapa del tratamiento es la medición del coagulante que se hace mediante un dosificador gravimétrico aplicando sulfato de aluminio y bicarbonato de sodio. La

mezcla de los coagulantes se hace a la entrada del sedimentador aprovechando la turbulencia de la descarga de la aducción a su llegada a la planta. El consumo mensual del sulfato de aluminio es de 25 kg aproximadamente.

- Sedimentación

La sedimentación se efectúa en una unidad convencional del tipo horizontal, con cuatro compartimientos con una cabida total de 5 m³ (3.50m x 1.50 mx 1.00 m).

- Filtración

La etapa de filtración se surte en dos fases: una lenta en un filtro ascendente en material fino y una rápida tipo dinámico en material grueso, para cada una de las cuales se cuenta con dos unidades en paralelo.

Los filtros lentos tiene un área de 9.00 m² (3.00 m x 3.00 m) cada uno y los rápidos 16.00 m² (4.00 m x 4.00 m) cada uno.

- Desinfección

La desinfección se realiza mediante la aplicación de hipoclorito de sodio gaseoso con un dosificador automático, en un tanque de contacto dividido en dos compartimientos, uno para cada filtro.

- Laboratorio – Oficina

La planta cuenta con una edificación de unos 50 m² construidos, en la cual se alojan el laboratorio y la oficina de operación.

- Tanque de almacenamiento

El agua tratada, se deposita en un tanque de almacenamiento enterrado que tiene una capacidad de 180 m³ (10.00 m x 6.00 x 3.00 m), el cual está localizado dentro del predio de la planta misma.

Existe un tanque alterno de 40 m³ (5.00 m x 2.00 m x 2.00 m) localizado al norte de la planta, aproximadamente a 100 metros al nororiente de la planta. La función de este tanque, es suplir el servicio cuando se hace mantenimiento al tanque principal. La altitud de los tanques (1746 m.s.n.m) permite presiones entre 23 y 40 MCA.



Figura 6 Tanque de almacenamiento, Playa de Belén

Planta de tratamiento agua potable

El estado actual de la planta es bueno referente a la parte estructural, pero su funcionalidad es regular, teniendo en cuenta el incremento en los índices de crecimiento de la población de los últimos años, el caudal que llega no es suficiente para satisfacer a la población.

Según el concepto del Instituto Departamental de Salud IDS, la unidad de floculación necesita ajustes en su diseño y operación ya que las condiciones actuales no garantizan la eficiencia del proceso pues el tiempo de retención no es el suficiente para completar la remoción necesaria de sólidos en suspensión. Así mismo, los filtros necesitan la reposición de los lechos filtrantes, que por el uso mismo ya han perdido sus características físicas, con lo cual, baja la eficiencia del proceso.

Red de distribución

El 100% del casco urbano tiene redes de distribución en tubería de PVC con diámetro de 2", construidas en el año 1997. La longitud total de las redes es de 7200 m. El estado de las redes es adecuado y ha garantizado el suministro permanente: 24 horas al día y 7 días a la semana a la totalidad de suscriptores: 322 conexiones domiciliarias.

El suministro se realiza por gravedad, con presiones de servicio altas (entre 60 y 70 M.C.A.) para todos los usuarios.

La red no se encuentra sectorizada, siendo esta una de las principales deficiencias de la misma, en el caso de atención de daños, pues es necesario utilizar la única válvula que se encuentra en funcionamiento en la red.

Todos los suscriptores (322), cuentan con conexión domiciliaria y micro medidor. Al igual que las redes, las acometidas domiciliarias y los micro medidores se instalaron en mismo año.

Las domiciliarias son de tipo manguera y acoples en polietileno de alta densidad. Los medidores son del tipo volumétrico y funcionan adecuadamente. El acueducto no tiene ningún tipo de macro medición de agua cruda, de agua tratada ni de agua distribuida.

Estado general del sistema de acueducto

El sistema se encuentra ineficiente principalmente debido al bajo caudal con que cuenta la Quebrada La Honda (bocatoma), el cual no satisface la demandada de la población, además de esto, se conoce que fue construido para un total de 150 suscriptores y a la fecha ya cuenta con 322, lo que evidenciándose la necesidad de la ampliación en la capacidad de tratamiento de la planta de tratamiento de agua potable a la par de la adquisición de una nueva fuente de abastecimiento.

En cuanto a la parte estructural se evidencias fallas en la línea de aducción y conducción pues se encuentran expuestas a factores de riesgo por parte de la naturaleza, además las válvulas de la línea de conducción no funcionan correctamente.

Así mismo, la planta de tratamiento requiere una optimización del proceso de potabilización y una ampliación de almacenamiento que garantice el servicio a la población, pues como se evidencia en los primeros meses del año donde fue necesario solicitar el apoyo del comité de gestión del riesgo departamental a través de un carro tanque para poder controlar los niveles de agua en la planta de tratamiento, para mejorar las presiones necesarias para que el agua llegara a todos los usuarios; en especial a los del sector norte de la localidad quienes son los más afectados.

Es tal la situación que en el mes de junio y julio se hizo necesaria la implementación de un razonamiento pues los niveles del caudal en la Quebrada La Honda disminuyen rápidamente a raíz de los cambios climáticos registrados en el último año por lo cual se decretó la emergencia ambiental en la región.

Antecedentes de alternativas para satisfacer el servicio de agua potable

Proyecto: Construcción pozo profundo de prueba para el acueducto de La Playa

Descripción: El suministro confiable de agua define en buena medida las posibilidades de crecimiento de La Playa. Se plantea para el corto plazo la construcción de un pozo profundo de prueba en las proximidades del cauce del Playón para confirmar su viabilidad como fuente complementaria del acueducto actual en términos de cantidad y calidad. Coordinación: Unidad Municipal de Servicios Públicos

Proyecto: Estudio de fuentes alternativas de agua para el acueducto de La Playa.

Descripción: En caso de que el pozo profundo de prueba y los estudios asociados no satisfagan las expectativas de oferta de agua, es necesario valorar, a nivel de pre factibilidad, al menos dos alternativas adicionales:

- Traer agua del Río Borra
- Embalsar agua lluvia en la parte media alta de la microcuenca del Playón, en jurisdicción de la vereda Santa Bárbara.

De manera preliminar se han detectado dos puntos probables de captación sobre el Río Borra tomando en consideración la topografía de la zona y el hecho de que se requiere bombeo.

Tabla 5.*Estudio de fuentes alternativas de agua para el acueducto de La Playa*

Variables	Opcion 1	Opcion 2
Altitud del punto de captacion	1400 msnm	1600 msnm
altitud sobre la linea de divorcio de aguas de las subcuencas el Playon y el Borra	1950 msnm	1980 msnm
Diferencia de nivel	550 metros	380 metros
Distancia desde el punto de captación hasta la linea de divorcio de aguas de las subcuencas del Playon y el Borra	3500 metros	1900 metros
Distancia de la linea de divorcio de aguas de las subcuencas el Playon y el Borra hasta la poblacion	4100 metros	7800 metros
Total linea de conducción	7600 metros	9700 metros

Nota. Ambas opciones se encuentra en jurisdicción del municipio de Abrego (IGAC, Carta General 86-II-A del IGAC, escala 1:25.000, 86)

5.2. Objetivo: Estudiar la disponibilidad en cantidad y en calidad del agua de la fuente de abastecimiento Rio Borra

5.2.1. Estudio de población y demanda del servicio de acueducto

La población del municipio de La Playa de Belén según el censo del DANE de 2005, es de 8.395 habitantes, y de estos 663 son de la zona urbana, sin embargo no se tiene un dato preciso del número de habitantes que hay hasta la fecha en el municipio, por lo cual se realiza una encuesta para determinar la cantidad de habitantes por vivienda, se toma una muestra de la cantidad total de usuarios que se están actualmente conectados al acueducto existente.

Se calcula la muestra poblacional de acuerdo a la siguiente formula:

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

Donde:

- m: tamaño de la muestra
- N: tamaño de la población, número total de viviendas que utilizan el servicio de acueducto = 328
- K: porcentaje de error, se toma un porcentaje de error del 5% = 0.05

Con estos datos se obtiene el tamaño de la muestra que será un total de:

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

$$m = \frac{328}{(328 - 1) \times 0.05^2 + 1} \times 100$$

$$m = 100.05 \approx 100 \text{ usuarios}$$

Teniendo la muestra definida, se realizó la encuesta que abarco las manzanas ubicadas entre la carrera 1,2 y 3 con calles 2, 4 y 6, ubicadas en el plano de perímetro urbano del EOT, también se encuesta viviendas de la zona rural aledaña a la zona urbana y que se encuentran conectadas al acueducto como lo fue las veredas Rosa Blanca, Tunal, la vía a Curasica y El Rodeo.

Con la encuesta se pretende recolectar la información sobre el número de personas por vivienda, para obtener un promedio de la cantidad de habitantes por suscriptor y con ellos establecer la población que se abastece del servicio de acueducto por la empresa COOSERPLAY, los datos se muestran a continuación:

Tabla 6.*Resultados de la encuesta realizada.*

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

Continuación de la tabla 6

Resultados de la encuesta realizada. (Continuación)

Nº	Número de personas que habitan en la vivienda	Nº	Número de personas que habitan en la vivienda
26	3	76	3
27	2	77	2
28	3	78	1
29	3	79	2
30	3	80	3
31	3	81	5
32	3	82	6
33	3	83	7
34	3	84	3
35	3	85	3
36	3	86	3
37	3	87	2
38	3	88	2
39	3	89	2
40	1	90	3
41	2	91	3
42	2	92	3
43	2	93	3
44	4	94	2
45	3	95	3
46	3	96	3
47	3	97	4
48	2	98	2
49	3	99	3
50	3	100	2
Población Total			291

Fuente: autores del proyecto

Con la información recolectada de la encuesta y el total del valor de la muestra se calcula la densidad promedio por suscriptor y la cantidad total de habitantes conectados a la red de acueducto urbano del municipio.

$$\% \text{promerdio} = \frac{\text{poblacion total}}{\text{muestra (m)}}$$

$$\% \text{promerdio} = \frac{291}{100}$$

$$\% \text{ promedio} = 2.91 \text{ hab/suscriptor}$$

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

$$\text{Poblacion Total} = 2.91 \frac{\text{hab}}{\text{suscrip}} * 328 \text{ suscriptores}$$

$$\text{poblacion total} = 955 \text{ habitantes}$$

De los cuales 270 suscriptores corresponden a la zona urbana y 58 a la zona rural.

Registros históricos censales

Tabla 7.

Registros históricos que se conocen del DANE

Censo	Poblacion
Censo 1985	904
Censo 1993	722
Censo 2005	633

Además de esto, el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE), realizo el último censo a la población en el año 2005, con sus respectivas proyecciones hasta el año 2020 para la cabecera municipal.

Para los cuales se realiza el análisis del crecimiento anual, por los diferentes métodos de cálculo para determinar las proyecciones de población según lo recomendado por el RAS 2000: el aritmético, el geométrico, y el exponencial, considerando en cada caso la disponibilidad de datos o registros y las características de crecimiento de la localidad:

Tabla 8.

Registro de proyecciones y tasas de crecimiento de 2005 hasta 2020

TASAS DE CRECIMIENTO PARA LAS PROYECCIONES DEL DANE						
$Pf = Puc + \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} * (Tf - Tuc)$		Tasa	Método Geométrico	Tasa	Método Exponencial	Método Aritmetico
Año	Poblacion		$Pf = Puc(1 + r)^{Tf - Tuc}$		$Pf = Pci * e^{k(Tf - Tci)}$	
2005	663	0,0317	681	-0,005	660	657
2006	660	0,0317	678	-0,005	657	654
2007	657	0,0317	675	-0,005	654	651
2008	654	0,0317	672	-0,005	651	648
2009	651	0,0317	670	-0,003	649	647
2010	649	0,0317	668	-0,003	647	645
2011	647	0,0317	665	-0,003	645	643
2012	645	0,0317	663	-0,003	643	641
2013	643	0,0317	662	-0,002	642	641
2014	642	0,0317	661	-0,002	641	640
2015	641	0,0317	660	-0,002	640	639
2016	640	0,0317	659	-0,002	639	638
2017	639	0,0317	659	0	639	639
2018	639	0,0317	659	0	639	639
2019	639	0,0317	659	0	639	639
2020	639					
PROMEDIO		0,0317		-0,0025		644

Fuente: (DANE, 2009)

Comentario: Es evidente que según lo proporcionado por los registros históricos y las proyecciones del DANE, existe un nulo crecimiento de la población, el cual no es equivalente al

real, por tal motivo se recurre a los planes de vivienda estipulados por la alcaldía municipal para considerar una población futura real.

5.2.2. Perspectivas de desarrollo

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

Adicionalmente se realizaron consultas a las autoridades municipales y a personas vinculadas a la planificación regional para determinar la visión que al respecto tienen quienes dirigen y orientan los destinos del corregimiento en la fecha y quienes conocen de la problemática socio – económica real tanto en el corregimiento como en el contexto regional.

Como resultado de dichas entrevistas se resume a continuación las condiciones en las que se encuentra a la fecha el municipio de la Playa de Belén desde el contexto socio económico:

- En todo el municipio, se destaca como sobresaliente una actividad específica, la agricultura como la mayor labor productiva y por consiguiente la principal fuente generadora de empleo. Afirmación razonable si se tiene en cuenta que la mayoría de la

población se encuentra ubicada en el sector rural (90,6% del total de la población), según los datos del E.O.T.

- En la actividad agropecuaria, se encuentran personas dueñas de fincas, parceleros medianeros o simples empleados. Se destacan los cultivos de cebolla, frijol y tomate. La cría de ganado vacuno y porcino son actividades que también se desarrollan pero en menor escala, especialmente para atender las tiendas locales.

- Según la información recolectada en el E.O.T. (Diagnóstico Municipal Como Insumo Para La Formulación Del Ordenamiento Territorial 2012-2023 La Playa De Belén), en el numeral 4.9 (Vivienda) se define que:

“Al revisar la demanda de vivienda que tendrá nuestro municipio en el periodo de vigencia del próximo Esquema de Ordenamiento (2012-2023), encontramos que de acuerdo a proyecciones del posible crecimiento de la población (con la proyección de las cifras DANE disponibles) se formarán aproximadamente 10 nuevos hogares, los cuales deberán asentarse en nuestro territorio y son demandantes de vivienda.

En la actualidad existen algunos sectores dentro del perímetro urbano (vigente) que no han sido urbanizados, principalmente en la parte norte entre la carrera 1 y la carrera 3.

Considerando que en estos sectores se urbanice con una densidad promedio (baja) y se aseguran unos espacios adecuados para el equipamiento colectivos, vías y espacio público, se podrían alojar allí aproximadamente 100 viviendas.

Así mismo, el en la revisión, modificación y ajustes al E.O.T. se definió una zona de expansión para el municipio –que no existía en el Esquema original vigencia 2000-2011-

y que hoy está localizada sobre la margen oriental de la quebrada El Playón, que posee aproximadamente una hectárea y puede albergar aproximadamente 50 viviendas. Al considerar su urbanización con densidades promedio (baja) y se aseguran unos espacios adecuados para el equipamiento colectivos, vías y espacio público y, sobre todo conservando el valor histórico, arquitectónico y cultural del área patrimonial nacional. “

- La actividad turística, que presenta como una gran oportunidad al municipio para fortalecer su desarrollo económico y ofrecer alternativas de trabajo a la población. El principal atractivo turístico es el “Parque de los Estoraques”, declarado por el Gobierno Nacional como área natural única, cuyo mantenimiento y conservación está a cargo de la Unidad Administrativa Especial del Sistema de Parques Nacionales Naturales, el cual recibe anualmente un promedio de 6500 visitantes o turistas.

Bajo las anteriores consideraciones las perspectivas de desarrollo del municipio y crecimiento de población está dado básicamente por:

- Desarrollo del sector rural por la ampliación de la frontera agrícola. Lo anterior puede provocar el desarrollo del casco urbano como fuente de alimentación de insumos y servicios para dicha zona y por ende la llegada de personas tanto del campo como de otras regiones del departamento.
- Llegada de gentes del campo que regresan o se radican en el casco urbano luego de estar vinculados de alguna forma con la generación de cultivos ilícitos, después que el

gobierno en el cumplimiento de sus deberes los erradique de la zona, así como cambios futuros a raíz de las últimas negociaciones con grupos al margen de la ley.

- El incremento de turista a las zonas recreacionales y de reserva natural, por motivo de las futuras mejoras al sistema de conservación y desarrollo de parques por parte de la administración municipal.

5.2.3. Proyecciones de población y consumos Población futura

- La población total atendida hasta el momento es de 955 habitantes
- La población de las veredas que solicitan el servicio de acueducto (Veredas El Tunal y Rosa Blanca) es de 385 dando una población actual de 1340 habitantes
- Se proyecta un total de 160 viviendas las cuales equivalen a 466 habitantes lo cual equivale al 1.2% de crecimiento anual.
- Consumo neto para población flotante: .según información recolectada con las comunidad y las personas encargadas del mantenimiento de los lugares turísticos, se tiene un valor máximo de 200 turistas en un día al año, por otro lado del colegio Fray José María Arévalo con capacidad de 465, el 40% corresponde al sector rural no conectado al acueducto lo que arroja un valor de 186 habitantes como población flotante dando un valor igual a 386 habitantes.

-

Datos de Consumo Facturado

Se solicitó información a la empresa COOSERPLAY sobre los consumos facturados durante los primeros meses del año, obteniendo los siguientes datos de consumos promedio del año 2016: Usos no residenciales:

Tabla 9

USO	M3/MES
alcaldía municipal	30
Policía nacional	40
Colegio Fray Jose Maria Arevalo	60
Escuela Urbana	40
Matadero	40
Hospital Isabel Yañez	60
Ludoteca	15
Restaurante los Arrayanes	60
Restaurante	30
Hotel Orquidea Plaza	100

Consumos facturados del 2016

Fuente: (Cooserplay, 2015)

De donde se conoce también:

Tabla 10

Consumos totales

	M3/MES
PRODUCCIÓN	5300
FACTURADO	4600
% PERDIDAS RED	0,13
Perdidas del sistema	0,25
otros usos	475
Fact. Residencial	4125

Fuente: (Cooserplay, 2015)

$$\text{dot neta} = \frac{4125 \text{ m}^3/\text{mes}}{955 \text{ habitantes}} = 4.31 \frac{\text{m}^3/\text{mes}}{\text{hab.}} = 143.98 \frac{\text{lt}}{\text{hab. dia}}$$

$$\text{dot bruta} = \frac{\text{dot neta}}{1 - \%P} = \frac{143.98}{1 - 0.25} = 191.97 \frac{\text{lt}}{\text{hab. dia}}$$

Nota: Cabe destacar que aunque las pérdidas actuales del sistema son del 13%, se diseñaran las nuevas obras con un total de 25% como lo estipula el RAS 2000, para evaluar el mismo bajo sus condiciones más críticas.

Caudales de diseño.

Los caudales de diseño de cada uno de los componentes del sistema de acueducto, según las variaciones diarias y horarias que pueden presentar, se establecen en la Tabla 11.

Tabla 11.

Caudales de diseño

COMPONENTE	CAUDAL DE DISEÑO
Captación fuente superficial	Hasta 2 veces QMD
Captacion fuente subterránea	QMD
Desarenador	QMD
aducción	QMD
Tanque	QMD
Red de Distribución	QMH

Fuente: (Ministerio de Vivienda, 2011)

Dotación recomendada.

Dadas las condiciones climatológicas de la región, las costumbres de la población, el uso del agua, las demandas de uso específico, se recomienda considerar el nivel de complejidad

medio, para el cual la dotación actual es alta en comparación con el RAS 2000, de 115 lts/hab.día, encentrándose dentro de las condiciones normales y sugieren que se puede trabajar con dichos valores, las pérdidas adoptadas serán 25% las cuales deberán rectificarse en los demás diseños necesarios dentro del estudio actual

Tabla 12.

Dotación neta mínima y máximo

NIVEL DE COMPLEJIDAD	Dotación neta máxima para poblaciones con clima frío o templado (L/hab-día)	Dotación neta máxima para poblaciones con clima calido (L/hab-día)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio Alto	125	135
Alto	140	150

Fuente: (ministerio de Ambiente, 2009), por el cual se modifica parcialmente la resolución 1096 del 2000 que adopta el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico -RAS, Bogotá D.C, 20 de noviembre de 2009. Art. 1.

p.1

Tabla 13.

Propiedades de la población

Nombre localidad	La Playa de Belén
Población futura	1806 habitantes
Nivel de complejidad	Medio
Ubicación localidad	Población del casco urbano y las veredas aledañas: Santa Barbara, Curasica, Sucre
Temperatura promedio	21 °C
Altitud (m.s.n.m)	1450

DESCRIPCION	CANTIDAD	UND	OBSERVACIÓN
Dotación Neta Básica	143.98	lts/hab*día	115 (esolución 2320 de 2009)
Pérdidas técnicas establecidas	25%		25% (Numeral B.2.7 RAS 2000)
Dotación Bruta	191.97	lts/hab*día	

Gastos estimados.

Para la estimación de los gastos de diseño se deben determinar: Consumo medio diario (Qmd), Consumo Máximo Diario (QMD) Y Consumo Máximo Horario (QMH), para ello se utilizan fórmulas y coeficientes de mayoración así:

Caudal medio diario (Qmd):

Es el caudal promedio obtenido de un año de registros. Este caudal expresado en litros por segundo, se obtiene a partir de la siguiente expresión, se calculara el caudal medio diario para el año inicial (2016) del rediseño será:

$$Qmd_{PUC} = \frac{dbruta * poblacion}{86400}$$

Caudal Máximo Diario (QMD):

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año. Es decir representa el día de mayor consumo en el año y se calcula según la siguiente expresión:

$$QMD = Qmd * K1$$

Dónde: K1 = Coeficiente de máximo consumo diario

El coeficiente K1 está establecido en el siguiente cuadro:

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

Tabla 14.

Coeficiente de consumos, según nivel de complejidad

NIVEL DE COMPLEJIDAD	coeficiente de consumo maximo diario k1
Bajo	1,3
Medio	1,3
Medio Alto	1,2
Alto	1,2

Fuente: (RAS, 2000)Cap. B.2. p B.37.

Caudal Máximo Horario (QMH):

Corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo, y en general se determina como:

$$QMH = K2 * QMD$$

Dónde: K2 = El coeficiente de máximo consumo horario

Coeficiente de mayoración del caudal máximo horario en relación con el máximo diario para redes de distribución (RAS 2000)

Tabla 15.

Coefficiente de mayoración del caudal máximo horario en relación con el máximo diario para redes de distribución

POBLACION	Red menor (menor 4")	Red secundaria (entre 4" y 12")	Red matriz (mayores a 12")
>2500 hab	1,6	-	-
2500-12500 hab	1,6	1,5	-
12500-60000 hab	1,5	1,45	1,4
< 60000 hab	1,5	1,45	1,4

Fuente: (ministerio de desarrollo economico, 2000). Cap. B.2. p B.38.

Tabla 16.

Proyecciones de población y de demanda de consumos

Nivel de complejidad	Medio	
Dotacion (lts/hab*día)	115	
K1	1,3	Caudal máximo diario numeral B,2,8,2,2 RAS 2000
K2	1,5	Caudal máximo diario numeral B,2,8,3 RAS 2001

Fuente: (ministerio de desarrollo economico, 2000).

Cálculo de proyecciones.

Con base en las fórmulas mencionadas y los criterios establecidos se realizan los cálculos de proyecciones de población definitivos y de demanda de consumos o gastos de diseño año a año en un horizonte de diseño al año 2041, cuyos resultados se presentan en la tabla N° 18.

Tabla 17.*Cuadro de proyecciones de caudales y población.*

	AÑO	Tasa	Básica	Población Flotante	Total	qmd lts / seg	QMD / seg	lts QMH lts / seg
0	2016	1,2	1340	386	1726	3,83	4,99	7,48
1	2017	1,2	1356	386	1742	3,87	5,03	7,55
2	2018	1,2	1372	386	1758	3,91	5,08	7,62
3	2019	1,2	1388	386	1774	3,94	5,12	7,69
4	2020	1,2	1405	386	1791	3,98	5,17	7,76
5	2021	1,2	1422	386	1808	4,02	5,22	7,83
6	2022	1,2	1439	386	1825	4,05	5,27	7,91
7	2023	1,2	1456	386	1842	4,09	5,32	7,98
8	2024	1,2	1473	386	1859	4,13	5,37	8,05
9	2025	1,2	1491	386	1877	4,17	5,42	8,13
10	2026	1,2	1509	386	1895	4,21	5,47	8,21
11	2027	1,2	1527	386	1913	4,25	5,53	8,29
12	2028	1,2	1545	386	1931	4,29	5,58	8,37
13	2029	1,2	1564	386	1950	4,33	5,63	8,45
14	2030	1,2	1583	386	1969	4,37	5,69	8,53
15	2031	1,2	1602	386	1988	4,42	5,74	8,61
16	2032	1,2	1621	386	2007	4,46	5,8	8,7
17	2033	1,2	1640	386	2026	4,5	5,85	8,78
18	2034	1,2	1660	386	2046	4,55	5,91	8,86
19	2035	1,2	1680	386	2066	4,59	5,97	8,95
20	2036	1,2	1700	386	2086	4,63	6,03	9,04
21	2037	1,2	1720	386	2106	4,68	6,08	9,12
22	2038	1,2	1741	386	2127	4,73	6,14	9,22
23	2039	1,2	1762	386	2148	4,77	6,2	9,31
24	2040	1,2	1783	386	2169	4,82	6,27	9,4
25	2041	1,2	1804	386	2190	4,87	6,33	9,49

5.2.4. Cobertura hídrica del Río Borra.

El municipio de la Playa de Belén no cuenta con una valoración real del recurso hídrico, para ello fue necesario realizar dos aforos (método del flotador y método del correntómetro), cuyo resultado pretende mostrar la cantidad de agua que transporta el río y compararlo con la

demanda que necesita el municipio para cubrir la necesidad básica que agobia a dicha comunidad. (RAS, 2000).

Método de correntómetro

En este método la velocidad del agua se mide por medio de un instrumento llamado correntómetro que mide la velocidad en un punto dado de la masa de agua. Existen varios tipos de correntómetros, siendo los más empleados los de hélice de los cuales hay de varios tamaños; cuando más grandes sean los caudales o más altas sean las velocidades, mayor debe ser el tamaño del aparato. Cada correntómetro debe tener un certificado de calibración en el que figura la fórmula para calcular la velocidad sabiendo el número de vueltas o revoluciones de la hélice por segundo. (chow, HIDROLOGIA AMBIENTAL, 1994).

Tabla 18.

Cálculos y resultados del aforo realizado a la fuente del Rio Borra.

CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE LA FRONTERA NORORIENTAL SUBDIRECCION DE RECURSOS NATURALES 7													
CORPONOR RESULTADOS Y CALCULO DE AFORO													
RIO BORRA		CUBENCA: Rio Borra		UBICACION DEL AFORO: 50 metros de espesor del puente, Ma cura Sica									
FECHA: 25 de Abril del 2014.				HORA INICIAL : 08:30 a.m.			HORA FINAL: 08:50 a.m.						
MOLINETE AOTT C2				ROTOR: 2									
ANCHO (m): 4,00				AREA SECCION (m ²): 0,72			CAUDAL: 313,2 Lp/s						
VELOCIDAD MEDIA (m /s): 0,446				CAUDAL (m ³ /s): 0,313									
TIPO DE AFORO: VADEO		METODO: SUPERFICIAL		ECUACION No. TABLA DE CALIBRACION									
HOJA DE CALCULO													
DH	PT	P.A	N	T	N/T	VP	VM	VMV	PM	A.P	SP	Q	
(m)	(m)	(m)	(No.)	(s)	(RPS)	(m/s)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³ /s)	
0	0,17	0,088	96	50	1,92	0,228	0,502	0,477	0,185	0,5	0,0925	0,04409	
0,5	0,2	0,080	362	50	7,24	0,776	0,646	0,614	0,21	0,5	0,105	0,06443	
1	0,22	0,088	236	50	4,72	0,516	0,378	0,369	0,22	0,5	0,11	0,03962	
1,5	0,22	0,088	102	50	2,04	0,240	0,360	0,342	0,215	0,5	0,1075	0,03672	
2	0,21	0,084	218	50	4,36	0,479	0,596	0,566	0,19	0,5	0,096	0,05374	
2,5	0,17	0,088	331	50	6,62	0,712	0,597	0,567	0,195	0,5	0,0975	0,05525	
3	0,22	0,088	219	50	4,38	0,481	0,384	0,365	0,145	0,5	0,0725	0,02647	
3,5	0,07	0,028	125	50	2,5	0,288	0,260	0,238	0,08	0,5	0,04	0,00962	
4	0,09	0,036	89	50	1,78	0,213	0,107	0,101	0,045				
												0,32874	
TOTAL										0,403	4	0,72	0,313254
OBSERVACIONES: Tiempo HUMEDO.													
Zona Sibiritaia													
8°13'7" N - 73°10'27" S O COTA. 1320 MSNM													
REALIZADO POR: Elier Alonso Melo Criado						CALCULO POR: Elier Alonso Melo Criado							
CONVENCIONES													
DH: Distancia desde la orilla			T: Tiempo de Aforo			P.M: Profundidad media							
PT: Profundidad total			N: revoluciones por segundo			A.P: Ancho parcial							
PA: Profundidad de Aforo			VP: Velocidad puntual			SP: Sección parcial							
N: Numero de revoluciones			VM: Velocidad Media			Q: caudal parcial							

Fuente (corponor, 2016)

Nota. El aforo realizado por la empresa Corponor por medio de molinete y un tipo de aforo vadeo nos arroja que la fuente hídrica del Rio Borra transporta un caudal aproximado de 0,313 m³/sg, y el caudal de la demanda que la población requiere para abastecer la comunidad es de 0.00949 m³/sg, permitiendo abastecer a la comunidad satisfactoriamente en cantidad de agua.

Método del flotador

El método del flotador se utiliza en los canales y acequias y da solo una medida aproximada de los caudales. Su uso es limitado debido a que los valores que se obtienen son los estimados de caudal siendo necesario el uso de otros métodos cuando se requiere una mayor precisión. En este método, de igual manera, se utilizan los valores promedio de las variables determinadas. (chow, HIDROLOGIA AMBIENTAL, 1994).

Tabla 19. A:

Cálculo y resultados de áreas método del flotador

DIA	A1 (m2)	A2 (m2)	A3 (m2)	A4 (m2)	A5 (m2)	Aprom
1	3,58	4,58	6,89	5,32	7,1	5,494
2	3,86	4,85	7,26	5,7	7,52	5,838
3	3,49	4,5	6,67	5,2	6,96	5,364
4	3,58	4,58	6,89	5,32	7,1	5,494

Tabla 19. B:

Cálculo y resultados de velocidad. Método del flotador

DIA	T1 (sg)	T2 (sg)	T3 (sg)	T4 (sg)	T4 (sg)
1	50,800	51,030	43,210	58,280	53,280
2	60,700	62,490	56,430	70,020	64,120
3	84,000	95,440	80,250	112,35	96,800
4	59,500	54,360	49,540	59,260	55,260
TPROM	63,750	65,830	57,358	74,978	67,365
DIST	4,000	4,130	3,780	4,500	4,300
VELPROM	0,063	0,063	0,066	0,06	0,064

Tabla19. C:

Cálculo y resultados de caudales. Método del flotador

Dia	Aprom (m²)	Vprom (m/sg)	Qprom (m³/sg)
1	5,494	0,063	0,346
2	5,838	0,063	0,368
3	5,364	0,066	0,354
4	5,494	0,062	0,341
5	5,494	0,064	0,352

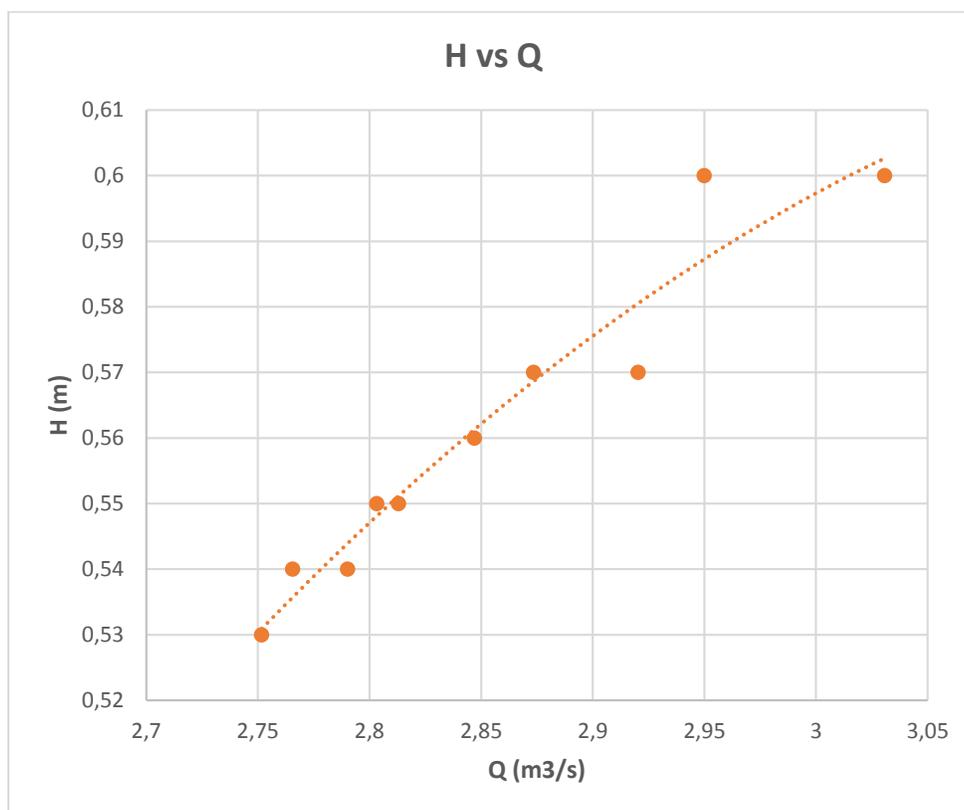


Figura 7 Grafica de caudal vs profundidad, método del flotador

Nota. Por medio del aforo realizado por los autores del estudio, se evidencio un caudal aproximado promedio de 0,35 m³/sg, lo cual es un valor cercano al caudal medido con el método del correntómetro. Por lo cual teniendo estos dos métodos de medida de caudal, podemos afirmar que el caudal que transporta el Rio Borra, cuenta con la cantidad necesaria para abastecer a la población de manera eficiente, y conserva en gran parte su caudal ecológico.

Nota. Por medio del aforo realizado por los autores del estudio, se evidencio un caudal aproximado promedio de 0,35 m³/sg, lo cual es un valor cercano al caudal medido con el método del correntómetro. Por lo cual teniendo estos dos métodos de medida de caudal, podemos afirmar que el caudal que transporta el Rio Borra, cuenta con la cantidad necesaria para abastecer a la población de manera eficiente, y conserva en gran parte su caudal ecológico.

5.2.5. Calidad de la fuente hídrica Rio Borra.

La forma de conocer el tipo de sistema de tratamiento a utilizar se encuentra en el Reglamento de Agua potable y Saneamiento básico (R.A.S.2000), por medio de un sistema de clasificación de los niveles de calidad en la fuente y de unos parámetros mínimos de análisis físico-químicos y microbiológicos nos permite conocer los diferentes procesos de tratamiento a emplear.

La calidad de la fuente debe caracterizarse de la manera más completa posible para poder identificar el tipo de tratamiento que necesita y los parámetros principales de interés en periodo seco y de lluvia. Además, la fuente debe cumplir con lo exigido en el Decreto 1594 del 26 de junio de 1984, en sus artículos 37 y 38, o en su ausencia el que lo reemplace. Los análisis de laboratorio y los muestreos deben realizarse de acuerdo con la normatividad vigente (Normas NTC-ISO 5667). En la tabla N° 21 se presenta la clasificación de los niveles de calidad de las fuentes de abastecimiento en función de unos parámetros mínimos de análisis físico-químicos y microbiológicos, y el grado de tratamiento asociado.

Tabla 20.*Calidad de la fuente de abastecimiento.*

Parámetros	Análisis según		Nivel de calidad de acuerdo al grado de contaminación			
	Norma técnica NTC	Standard Method ASTM	1. Fuente aceptable	2. Fuente regular	3. Fuente deficiente	4. Fuente muy deficiente
DBO 5 días	3630					
Promedio mensual mg/L			≤ 1.5	1.5 - 2.5	2.5 – 4	>4
Máximo diario mg/L			1 – 3	03-abr	4 – 6	>6
Coliformes totales (NMP/100 mL)						
Promedio mensual		D-3870	0 – 50	50 - 500	500 – 5000	>5000
Oxígeno disuelto mg/L	4705	D-888	>=4	>=4	>=4	<4
PH promedio	3651	D 1293	6.0 – 8.5	5.0 - 9.0	3.8 - 10.5	
Turbiedad (UNT)	4707	D 1889	<2	feb-40	40 – 150	>= 150
Color verdadero (UPC)			<10	oct-20	20 – 40	>= 40
Gusto y olor		D 1292	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros (mg/L - Cl)		D 512	< 50	50 - 150	150 – 200	300
Fluoruros (mg/L - F)		D 1179	<1.2	<1.2	<1.2	>1.7
GRADO DE TRATAMIENTO						
- Necesita un tratamiento convencional			NO	NO	Sí, hay veces (ver requisitos para uso FLDE : literal C.7.4.3.3)	SI
- Necesita unos tratamientos específicos			NO	NO	NO	SI
- Procesos de tratamiento utilizados			(1)= Desinfección + Estabilización	(2)= Filtración Lenta o Filtración Rápida + (1)	(3)= Pretratamiento + [Coagulación + Sedimentación+ Filtración Rápida] o [Filtración Lenta + (1) Diversas Etapas] + (1)	(4)= (3) + tratamientos específicos

Fuente: (Los Ministros de la Protección Social y del Ambiente, Vivienda resolución 2115, 2007)

Nota. Los análisis con los que se cuenta para realizar la caracterización de la fuente de abastecimiento son: Análisis en época de verano Septiembre 2016 (ejecutado por los autores del proyecto), los análisis realizados por los autores de la investigación se tendrán en cuenta para el balance de la calidad del agua

Tabla 21.

Parámetros para determinar la calidad del agua de la fuente (decreto 1575 de 2007)

Características	Valor	Procedimientos analíticos recomendados	Parámetros de comparación de la calidad de la fuente recomendados según el nivel calidad de la fuente				
	máximo			Admisible	Standard Method ASTM	Acceptable	Regular
		Norma técnica NTC					
MICROBIOLÓGICAS							
Coliformes totales	0			X	X	X	X
UFC/100 cm ³							
Escherichia coli	0		D 5392			X	X
UFC/100 cm ³							
FÍSICAS							
ph	6.5–9.0		D 1293	X	X	X	X
Turbiedad UNT	?2	4707	D 1889	X	X	X	X
Color Aparente UPC	?15			X	X	X	X
Conductividad US/cm	1.000		D 1125	X	X	X	X
Olor y sabor	Acceptable		D 1292	X	X	X	X
QUÍMICAS DE SUSTANCIAS QUE TIENEN RECONOCIDO EFECTO ADVERSO EN LA SALUD HUMANA							
Antimonio – mg/l	0.02		D 3697				X
Arsénico – mg/l	0.01		D 2972				X
Bario – mg/l	0.7		D 4382				X
Cadmio – mg/l	0.003		D 3557				X
Cianuro libre y disociable – mg/l	0.05						X
Cobre – mg/l	1.0		D 1688				X
Cromo total – mg/l	0.05		D 1687				X
Mercurio – mg/l	0.001		D 3223				X
Níquel – mg/l	0.02		D 1886				X
Plomo – mg/l	0.01		D 3559				X
Selenio	0.01		D 3859				X
Thihalometanos Totales	0.2						X
Hydrocarburos Aromáticos Policíclicos (HAP)	0.01						X
QUÍMICAS QUE TIENEN IMPLICACIONES SOBRE LA SALUD HUMANA							
Carbono Orgánico Total – mg/l	5.0						X
Nitritos – mg/l	0.1			X	X	X	X
Nitratos – mg/l	10						X
Fluoruros – mg/l	1.0						X
QUÍMICAS QUE TIENEN CONSECUENCIAS ECONÓMICAS E INDIRECTAS SOBRE LA SALUD HUMANA							
Calcio – mg/l	60			X	X	X	X
Alcalinidad Total – mg/l	200			X	X	X	X
Cloruros – mg/l	250			X	X	X	X
Aluminio – mg/l	0.2						X
Dureza Total – mg/l	300			X	X	X	X
Hierro Total – mg/l	0.3			X	X	X	X
Magnesio – mg/l	36			X	X	X	X
Manganeso – mg/l	0.1					X	X
Molibdeno – mg/l	0.07						X
Sulfatos – mg/l	250			X	X	X	X
Zinc – mg/l	3						X
Fosfatos – mg/l	0.5					X	X

Fuente: RAS 2000

Tabla 22.

Resultado de los análisis realizados a la fuente del Rio Borra.

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	MÉTODO
POTENCIAL DE H	pH	7,13	standard methods 4500 H + B
TURBIEDAD	UNT	63,2	standard methods 2310 B
COLOR APARENTE	UPC	>550	standard methods 2120 A
COLOR REAL	UPC	549	standard methods
CLORUROS	mg/L	0,5	standard methods D 1125
FLORUROS	mg/L	0	standard methods 4500 F
OLOR	mg/L	ausente	
GUSTO	mg/L	ausente	
O.D	mg/L	9,5	standard methods yodimetrico
DBO5	mg/L	1,6	standard methods yodimetrico
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	filtracion por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1000	filtracion por membrana

Fuente: (ServiAnalitica Profesional, 2016)

Potencial de hidrogeno.

El pH es uno de los indicadores de calidad de agua más importante. Es necesario que el pH del agua este controlado cuando entra al sistema de distribución para minimizar la corrosión en la tubería. Si la corrosión no está minimizada la contaminación de agua potable puede ocurrir y el sabor del agua puede alterarse. Es importante que el pH sea seguido en cada nivel de tratamiento del agua para asegurar que es el adecuado. Los análisis hechos a la fuente de abastecimiento manifiestan que este se encuentra en niveles óptimos 7.13 pH. (ministerio de desarrollo economico, 2000)

Turbiedad.

La turbiedad es el parámetro más utilizado para determinar la calidad del agua cruda y tratada. Es el factor que indica si se requiere pretratamiento o únicamente filtración lenta convencional. En general existe una relación entre la turbiedad y la concentración de sólidos suspendidos, de allí la importancia de conocerla, debido a que a mayor concentración de partículas se tiene mayor turbiedad, aunque esa relación no es igual en todas las aguas crudas y tratadas.

La materia en suspensión puede ser arcilla, sílice, materia orgánica, plancton y diferentes microorganismos, además de la precipitación de calcio, hierro y manganeso que pueden obstruir al lecho de arena en el filtro. La turbiedad es considerada en la calidad del agua, por ser un parámetro indicativo del grado de contaminación y por dificultar la desinfección final.

(ministerio de desarrollo economico, 2000)

Color.

Se produce debido a compuestos orgánicos en estado coloidal muy finos y a inorgánicos en solución. El color ocasiona una apariencia desagradable, siendo causante en un medio adecuado para el crecimiento de algas. La resolución 2115 de 2007 estipula un valor límite para el color, según los análisis realizados se encontró que la “fuente es preocupante” en cuanto a su color, ya que el color presente máximo es de 19 (UPC). (Los Ministros de la Protección Social y del Ambiente, Vivienda resolución 2115, 2007)

Cloruros

Los cloruros son una de las sales que están presentes en mayor cantidad en todas las fuentes de abastecimiento de agua y de drenaje. El sabor salado del agua, producido por los cloruros, es variable y dependiente de la composición química del agua, cuando el cloruro está en forma de cloruro de sodio, el sabor salado es detectable a una concentración de 250 mg/L. según los análisis realizados el Rio Borra se encuentran en condiciones excelentes en cuanto a cloruros. (Los Ministros de la Proteccion Social y del Ambiente, VIvienda resolucion 2115, 2007).

Coliformes totales.

Tradicionalmente se los ha considerado como indicadores de contaminación fecal en el control de calidad del agua destinada al consumo humano en razón de que, en los medios acuáticos, los Coliformes son más resistentes que las bacterias patógenas intestinales y porque su origen es principalmente fecal. Por tanto, su ausencia indica que el agua es bacteriológicamente segura. Los resultados obtenidos en los análisis son 1100 UFC, Estos valores nos muestran las altas cargas contaminantes de tipo microbiológico, que indica la presencia de materia fecal en el líquido y que hacen exigente el sistema de tratamiento, para lograr removerlas y reducirlas a los valores admisibles. (Los Ministros de la Proteccion Social y del Ambiente, VIvienda resolucion 2115, 2007)

Coliformes fecales.

Los coliformes fecales se denominan termo tolerantes por su capacidad de soportar temperaturas más elevadas. Esta es la característica que diferencia a coliformes totales y fecales. La capacidad de los coliformes fecales de reproducirse fuera del intestino de los animales homeotermos es favorecida por la existencia de condiciones adecuadas de materia orgánica, pH, humedad etc. En los análisis que se obtuvieron de la fuente, esta muestra valores altamente riesgosos de contenido de coliformes 1100 UFC por lo tanto debe hacerse un seguimiento especial en todos los procesos.

Después de analizar las pruebas y compararlas con lo estipulado en el decreto 2115 de 2007 se puede apreciar que la fuente de abastecimiento cumple con la mayoría de los valores admisibles para determinarla como una fuente segura. (Los Ministros de la Protección Social y del Ambiente, Vivienda resolución 2115, 2007)

Coagulación- floculación- sedimentación

Son tratamientos previos esenciales para muchos sistemas de purificación de agua.

En el proceso convencional de coagulación, floculación y sedimentación, se le añade un coagulante al agua a tratar para crear atracción entre las partículas en suspensión. La mezcla se agüita lentamente para inducir la agrupación de partículas entre sí para formar “flóculos” el agua se traslada entonces a un depósito tranquilo de sedimentación para sedimentar los sólidos. (Los Ministros de la Protección Social y del Ambiente, Vivienda resolución 2115, 2007)

Filtración rápida

Se le considera filtración rápida al paso del fluido a través de un medio poroso que retiene la materia que se encuentra en suspensión. Suelen generalmente estar compuestos de arena, arena + antracita o bien carbón activo en grano. (Los Ministros de la Protección Social y del Ambiente, Vivienda resolución 2115, 2007)

Desinfección

La desinfección del agua tiene por finalidad la eliminación de los microorganismos patógenos contenidos en el agua, que no han sido eliminados en las fases iniciales del tratamiento del agua.

La desinfección es necesaria en los últimos pasos en la planta de tratamiento para prevenir que sea dañina para nuestra salud.

La desinfección se puede hacer por procesos físicos y químicos. Los procesos físicos más utilizados son la luz ultravioleta, fotocátalisis, sonido, calor, rayos gamma, radiación electrónica. Mientras que los compuestos químicos más utilizados para la desinfección del agua son: hipoclorito de sodio, dióxido de cloro, ozono, yodo, metales, permanganato, sales de amonio. (Los Ministros de la Protección Social y del Ambiente, Vivienda resolución 2115, 2007)

La evaluación anterior indica que el sistema sugerido por el decreto 2115 de 2007, corresponde al número (3) que equivale a un tratamiento completo convencional, correspondiente a un pretratamiento + (coagulación + sedimentación + filtración rápida + desinfección) o filtración lenta en diversas etapas + desinfección y estabilización, dicho proceso es empleado para una fuente deficiente. Se concluye entonces que el sistema a diseñar para la población de la Playa de Belén y las veredas Tunal y Rosa Blanca será (un tratamiento completo convencional).

5.3. Objetivo: Diseñar las estructuras de un nuevo sistema de abastecimiento de agua

Diseños de estructuras.

Los diseños de las estructuras para el abastecimiento de agua para el trabajo de investigación incluyen el diseño de: Obras de captación, aducción y conducción, y la red de distribución.

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

Sistema De Captación

Parámetro de diseño

- Localización: Curasica (La Playa de Belén, N. de S.)
- Nivel de complejidad del sistema: Bajo
- Periodo de diseño: 25 años (QMD)
- Capacidad de diseño: Para nivel bajo de complejidad

- $Q_{Dis} = 2 * Q_{MD}$ ($ltsseg$) $Q_{Dis} = 2 * 6.33$ ($ltsseg$)
- $Q_{Dis} = 12.66$ ($ltsseg$) $Q_{Dis} = 0.01266$ (m^3seg)

5.3.1. Diseño de la presa

Ancho de la presa

Debe depender del ancho total de la estructura de captación (RAS 2000). Se asume un ancho:

L_p : 3 m.

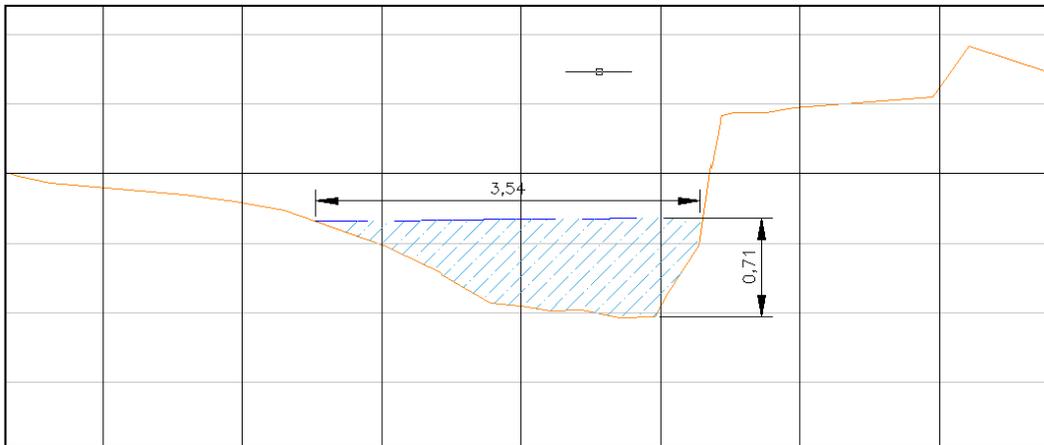


Figura 8 Perfil tipo del Rio

Por lo tanto, la lámina de agua en las condiciones de diseño es:

$$H = \left[\frac{Q_{Dis}}{1.84 * L_p} \right]^{\frac{2}{3}} (m)$$

$$H = \left[\frac{0.01266}{1.84 * 3} \right]^{\frac{2}{3}} (m) = H = 0.017 (m)$$

Dónde:

Q_{Dis} = caudal de diseño

L_p = ancho de la presa

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

$$L_p' = L_p - 0.2 * H \text{ (m)}$$

$$L_p' = 3 - 0.2 * 0.017 \text{ (m)}$$

$$L_p' = 2.9966 \text{ (m)}$$

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

$$0.3 \text{ m/s} < V_r < 3.0 \text{ m/s}.$$

Velocidad del río sobre la presa:

$$V = \frac{Q_{Dis}}{L_p' * H} \text{ (m/seg)}$$

$$V = \frac{0.01266}{2.9966 * 0.017} \text{ (m/seg)}$$

$$V = 0.30 \text{ (m/seg)}$$

Diseño de la rejilla

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

Velocidad del flujo en la rejilla

La velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe ser inferior a 0.15 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes (RAS 2000).

Dimensiones de la rejilla.

El ancho de la rejilla debe depender del ancho total de la estructura de captación. El ancho mínimo de la rejilla es de 0.30 m y la longitud mínima debe ser de 2.974 m.

Las dimensiones se determinan con el fin de facilitar las labores de limpieza y mantenimiento de la estructura.

Separación entre barrotes

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

$$\Phi \text{ barras: } b = \frac{1}{2} = 0.0127 \text{ m}$$

$$N^\circ \text{ barras} = N$$

$$\text{Espacio entre barras (a)} = 0.02 \text{ m}$$

$$N^\circ \text{ espacios} = N + 1$$

El largo de la rejilla se calcula adoptando un ancho de rejilla de 0.50 m.

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

$$A_{neta} = \frac{0.02}{0.02 + 0.0127} * 0.4 * 0.5 = 0.122 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

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

$$N = \frac{0.122}{0.02 * 0.40} = 15 \text{ barras}$$

Condiciones de la rejilla.

$$A_{neta} = a * B * N \text{ (m)}$$

$$A_{neta} = 0.02 * 0.4 * 15 = 0.12 \text{ (m)}$$

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

$$L_r = \frac{0.12 * (0.02 + 0.0127)}{0.02 * 0.4} = 0.491 \text{ (m)} \sim 0.50 \text{ (m)}$$

$$V_b = \frac{Q}{0.9 * A_{neta}} = \frac{0.01266}{0.9 * 0.12} = 0.12 \frac{m}{seg} < 0.15 \frac{m}{seg} \quad CUMPLE$$

5.3.2. Diseño del canal de aducción.

El canal de aducción recoge el agua a través de la rejilla y la transporta a la cámara de recolección. Tiene una pendiente entre 1 y 4%, (para el presente diseño se utiliza una pendiente del 3%), con el fin de dar una velocidad mínima adecuada al flujo y que sea decisivo para realizar las labores de mantenimiento. La longitud de la rejilla, y por lo tanto del canal de aducción es menor que la longitud de la presa.

$$X_s = 0.36 * V_r^{2/3} + 0.6 * H^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 * 0.30^{2/3} + 0.6 * 0.017^{4/7}$$

$$X_s = 0.22m$$

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

$$X_i = 0.18 * 0.30^{4/7} + 0.74 * 0.017^{3/4}$$

$$X_i = 0.125 m$$

El ancho del canal asumido es de 0.40 cm

Dónde:

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

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

V_r = Velocidad del rio (m/seg).

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

B = Ancho del canal de aducción (m).

Niveles de agua en el canal de aducción

Nivel aguas abajo

La altura de la lámina de agua a la entrada tiene que ser igual a la profundidad crítica de la misma, para que el paso a la cámara de recolección se haga en descarga libre

$$h_e = h_c = \left[\frac{Q_{Dis}^2}{g * B^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (m)$$

$$h_e = h_c = \left[\frac{0.01266^2}{9.81 * 0.40^2} \right]^{\frac{1}{3}} = 0.047(m)$$

Dónde:

Q_{Dis} = caudal de diseño (m).

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

B = Ancho del canal en aducción (m).

La velocidad del agua al final del canal será:

$$0.3 \text{ m/s} < V_e < 6 \text{ m/s}$$

$$V_e = \frac{Q_{Dis}}{B * h_e} \quad (m/seg)$$

$$V_e = \frac{0.01266}{0.30 * 0.047} = 0.897(m/seg)$$

$$V_e = 0.897 \text{ m/seg} .$$

Nivel aguas arriba

Al tomar que la totalidad del volumen de agua es captado al inicio del canal, el nivel de la lámina aguas arriba es obtenido por medio del análisis de cantidad de movimiento en el canal.

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

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

$$h_e = h_c$$

$$h_c = \left[\frac{Q^2}{g * B^2} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Dónde:

h_o = profundidad aguas arriba (m)

h_c = profundidad critica (m).

h_e = profundidad aguas abajo (m).

i = pendiente del fondo del canal.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

g = Longitud del canal, longitud de la rejilla más espesor del muro (m).

Se asume una pendiente del canal de 3%.

$L_c = L_r + \text{espesor del muro} = 0.49\text{m} + 0,15 \text{ m} = 0.60\text{m}$

$$h_o = \left[2 * 0.047^2 + \left(0.047 - \frac{0.03 * 0.60}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * 0.03 * 0.60$$

$$h_o = 0.066 \text{ m}$$

Entonces, la altura del canal aguas arriba es igual a la suma de la altura de la lámina de agua más un borde libre de 10 cm.

$$H_o = h_o + BL = 0.066 + 0.10$$

$$H_o = 0.17 \text{ m}$$

$$H_e = h_e + (h_o - h_e) + i * L_c + BL = 0.047 + (0.17 - 0.047) + 0.03 * 0.6 + 0.10$$

$$H_e = 0.30 \text{ m}$$

Diseño de la cámara de recolección

Las dimensiones mínimas de la cámara de recolección pueden determinarse con base a las ecuaciones del alcance de chorro del agua, reemplazando los términos por los de la condición de entrada a la cámara.

$$X_s = 0.36 * V_e^{2/3} + 0.6 * h_e^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 * 0.897^{2/3} + 0.6 * 0.047^{4/7}$$

$$X_s = 0.439 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18 * V_e^{4/7} + 0.74 * h_e^{3/4}$$

$$X_i = 0.18 * 0.897^{4/7} + 0.74 * 0.047^{3/4}$$

$$X_i = 0.24 \text{ m}$$

$$B = X_s + BL = 0.24 + 0.10 = 0.30$$

$$B = 0.30 \text{ m}$$

De los cálculos hidráulicos se establecen las condiciones mínimas de la cámara de recolección. Sin embargo, Por facilidad de acceso y mantenimiento, se adopta una cámara de

0.70 m (en el sentido de la B cámara por 1.0 m de lado de largo. El borde libre de la cámara es de 20 cm y una altura de 1.20m)

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

$$Q_{prom} = Q_{prom\ rio} - Q_D = 0.313 - 0.01266$$

$$Q_{prom} = 30 \text{ lts/seg}$$

$$H = \left[\frac{Q_{prom}}{1.84 * L_p} \right]^{\frac{2}{3}} (m)$$

$$H = \left[\frac{0.30}{1.84 * 2.996} \right]^{\frac{2}{3}} = 0.14(m)$$

$$H = 0.14(m)$$

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

$$Q_{captado} = C_d * A_{neta} * \sqrt{2 * g * H}$$

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

C_d = coeficiente de descarga = 0.3.

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

H = altura lámina de agua sobre la rejilla (m).

$$Q_{captado} = C_d * A_{neta} * \sqrt{2 * g * H} (m^3/seg)$$

$$Q_{captado} = 0.30 * 0.12 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.14}$$

$$Q_{captado} = 0.060 (m^3/seg)$$

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_d (m^3/seg)$$

$$Q_{excesos} = 0.060 - 0.01266$$

$$Q_{excesos} = 0.047(m^3/seg)$$

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

$$H_{excesos} = \left[\frac{Q}{1.84 * B_{camara}} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[\frac{0.047}{1.84 * 1.2} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{excesos} = 0.08m$$

$$V_{excesos} = \frac{Q_{exc.}}{H_{exc.} * B_{camara}} = \frac{0.047}{0.08 * 1.2}$$

$$V_{excesos} = 0.49 m^3/s$$

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

$$x_s = 0.36 * V_{exc.}^{\frac{2}{3}} + 0.60 * H_{exc.}^{\frac{4}{7}}$$

$$x_s = 0.36 * 0.49^{\frac{2}{3}} + 0.60 * 0.08^{\frac{4}{7}}$$

$$x_s = 0.365 m$$

Se adiciona un espacio libre de 15 cm, para que no sacuda el muro y evitar avería de la estructura.

$$Ancho = x_s + BL = 0.365 + 0.15$$

$$\text{Ancho} = 0.5m$$

El vertedero de excesos estará colocado a 0.50 m de la pared de la cámara de recolección.

Diseño tubería de excesos.

Aplicando la ecuación de Hazen – Williams:

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54} \quad (m^3/seg) \quad \therefore C = 150 \text{ PVC}$$

$$D = \left[\frac{Q_{exc}}{0.2785 * C * j^{0.54}} \right]^{\frac{1}{2.63}} \text{ pulg.}$$

$$D = \left[\frac{0.047}{0.2785 * 150 * 0.50^{0.54}} \right]^{\frac{1}{2.63}} = 3.4 \text{ pulgadas}$$

Se plantea instalar tubería: $\phi = 4$ ” PVC RDE 32.5.

Cálculo de la altura de los muros de contención

Para determinar la altura de los muros es necesario conocer el caudal máximo que se presentara en un determinado momento, para esto se utilizó el método racional el cual define:

$$Q_{max} = \frac{C * I * A}{360}$$

C: Coeficiente de escorrentía medio de la cuenca

I: Intensidad media máxima para una duración igual al tiempo de concentración (mm/h)

A: Área total de la cuenca vertiente en la sección de cálculo (Ha)



Figura 9 Cuenca del río hasta el punto de captación

Estudio hidráulico de la cuenca

Se aplica el método racional, para la estimación del caudal y se utilizan las curvas de intensidad, frecuencia y duración, establecidas para Ocaña, se procedió a adelantar el respectivo cálculo.

$$Q = C * I * A$$

Dónde:

- Q = caudal

- C = coeficiente de escorrentía
- I = intensidad de precipitación
- A = superficie de la cuenca

Área

Para el área tributaria sobre el Rio Borra, se asumió la demarcada hasta el punto de captación, desde el punto más alto ubicado en la unión de las quebradas El Pozo y La Chorrera, hasta el punto más bajo dentro del margen del municipio en la zona (bocatoma).

Longitud del cauce principal L= 10.4 Km

Pendiente

Se tomó una pendiente ponderada del cauce principal del rio:

$$S = \frac{220}{10400} = 0.02115\%$$

Coeficiente 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). El coeficiente de escorrentía, C, es función del tipo de suelo, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escorrentía.

Tabla 23.*Coefficiente de escorrentía*

Tipo de superficie	C
Cubiertas	0,75-0,95
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0,70-0,95
Vías adoquinadas	0,70-0,85
Zonas comerciales o industriales	0,60-0,95
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre éstos	0,60-0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,40-0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,3
Laderas sin vegetación	0,6
Laderas con vegetación	0,3
Parques recreacionales	0,20-0,35

$C_{\text{laderas con vegetacion } 65\%} = 0.30$

$C_{\text{laderas sin vegetacion } 25\%} = 0.60$

$C_{\text{promedio}} = 0.35$

Tiempo de concentración

Es el mínimo período de tiempo para alcanzar el caudal máximo a la salida de la cuenca. Este también se puede interpretar como el tiempo que se demora el agua en llegar a la salida de la cuenca desde el punto más alejado. En el caso del método racional, con el fin de calcular el caudal de diseño, haciendo uso de las curvas de IDF.

Se necesita conocer el tiempo de entrada, el cual corresponde al tiempo requerido para que la escorrentía llegue al punto de captación.

El Soil Conservation Service (SCS) estima T_e con base en la velocidad media de escorrentía superficial sobre el área de drenaje y la distancia de recorrido.

$$T_e = \frac{L}{(60 * V_s)}$$

V_s Puede aproximarse por

$$V_s = a * S^{\frac{1}{2}}$$

a = es una constante que depende del tipo de superficie

L = Longitud máxima del cauce (m)

S = Pendiente entre el punto más elevado y el punto de interés (m/m).

Tabla 24.

Constante a de velocidad superficial

Tipo de superficie	a
Bosque con sotobosque denso	0,7
Pastos y patios	2
Áreas cultivadas en surcos	2,7
Suelos desnudos	3,15
Áreas pavimentadas y tramos iniciales de quebradas	6,5

Fuente: RAS 2000

Superficie: 20% cultivos y 80% bosque

$$a = 1.1$$

$$V_s = a * S^{\frac{1}{2}} = 0.7 * 1.1^{\frac{1}{2}} = 0.73$$

$$T_e = \frac{L}{(60 * V_s)} = \frac{10400}{(60 * 0.73)} = 237.44 \text{ min}$$

Intensidad de precipitación.

La intensidad de precipitación en la estimación del caudal pico de aguas lluvias, corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño definido y una duración equivalente al tiempo de concentración de la escorrentía. Para obtener la gráfica de las curvas IDF, se utilizaron las ecuaciones determinadas de HIDROSAN para el estudio del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado en Ocaña, mediante datos obtenidos de la estación pluviométrica de Abrego.

Tabla 25.

Ecuaciones determinadas para la gráfica IDF.

TIEMPO DERETORNO	FORMULA
4	$I_4 = 1069060 (D+88)^{-2.02207}$
5	$I_5 = 1979400 (D+94)^{-2.11586}$
7	$I_7 = 4548340 (D+102)^{-2.24155}$
10	$I_{10} = 12381400 (D+112)^{-2.39415}$
25	$I_{25} = 612271000 (D+153)^{-2.9921}$
50	$I_{50} = 16114800000 (D+187)^{-3.48397}$

Fuente: RAS 2000

D = duración en minuto

Tabla 26.*Periodos de retorno o grado de protección*

Características del área de drenaje	Mínimo (años)	Aceptable (años)	Recomendad (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	5	10
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha *	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha	25	25	50

Se toma 50 años

Para un tiempo de concentración igual a 237.44 min, de la ecuación se obtiene un valor de intensidad de 11.27 mm/hr.

$$I = 11.27 \text{ mm/hr}$$

$$Q_{max} = \frac{C * I * A}{360} = \frac{0.35 * 11.27 * 1044.35}{360} = 11.44 \frac{m^3}{s}$$

$$H_{max_{rio}} = \left[\frac{Q_{max_{rio}}}{1.84 * L} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[\frac{11.44}{1.84 * 4} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{max_{rio}} = 1.3 \text{ m}$$

Se definió que la altura de los muros sería de 1.3 metros, con este cálculo se controla que la estructura no sufra daños en caso de presentarse una precipitación extrema.

Cotas:

- Fondo-Rio: 1294.82 m
- Lamina sobre la presa: 1294.84 m
- Corona de los muros: 1296.42 m

Canal de aducción:

- Fondo agua abajo: 1294.52 m
- Fondo aguas arriba: 1294.80 m
- Lamina aguas arriba: 1294.87 m
- Lamina aguas abajo: 1294.47 m

Cámara de recolección:

- Cresta del vertedero de excesos: 1294.6 m
- Fondo: 1294 m

Tubería de excesos:

- Cota entrada: 1294 m

5.3.3. Diseño de la línea de aducción (bocatoma – desarenador)

En general, las aducciones se realizan a flujo libre o a presión, con el objeto de evitar cualquier posibilidad de contaminación externa del agua. El periodo de diseño de la aducción es de 25 años.

“Siempre que exista almacenamiento en el sistema de acueducto, el caudal de diseño corresponde al caudal máximo diario, en caso contrario será el caudal máximo horario, más la adición de pérdidas”. La aducción se diseña asumiendo que el conducto trabajará a flujo libre, aunque existe la posibilidad de que la tubería se llene completamente haciendo que ésta funcione a presión, por tal razón, se debe garantizar que la tubería solo se llenará el 70%. La fórmula de cálculo tradicional de este tipo de conductos es la de Manning.

Parámetros de diseño

- Caudal de diseño = 6.33 lts/seg
- Longitud = 10 m
- Cota salida bocatoma = 1294 m
- Cota llegada desarenador = 1288 m
- Coeficiente de Manning = 0.009

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (\text{m}^3/\text{seg})$$

En donde:

Q = Caudal (m^3/seg).

A = Área de la sección de flujo (m^2).

$$R = \text{Radio hidráulico} = R = \frac{A}{P} = \frac{\pi * D^2}{4 * \pi * D} = \frac{D}{4}$$

P = Perímetro mojado (m).

D = Diámetro interno real de la tubería (m).

S = Pendiente de la línea de energía (m/m).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

$$S = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{L}$$

$$s = \frac{1294 - 1288}{10} = 0.6 \frac{m}{m} * 100 = 60\%$$

Expresando la ecuación en términos de la dimensión de las características del diámetro interno:

$$Q = \frac{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right) * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} = 0.312 * \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}\right)$$

Y despejando el diámetro de la tubería, tenemos:

$$D = 1.548 * \left(\frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{8}} = 1.548 * \left(\frac{0.009 * 0.01266}{0.604^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 2.23 \text{ pulg.}$$

Según el ras 2000 en el numeral 6.4.4.8. Diámetro mínimo de las tuberías de aducción y conducción, el diámetro mínimo para tuberías para líneas de aducción a flujo libre es de 4" (100 mm), pero este diámetro es mayor que el diámetro necesitado en el proyecto, y ya que este cumple con los parámetros de diseño se asumirá una tubería de 2 1/2" (63.5mm).

$$Q_o = 0.312 \frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} = 0.312 \frac{0.0635^{\frac{8}{3}} * 0.60^{\frac{1}{2}}}{0.009}$$

$$Q_o = 0.01723 \frac{m^3}{seg}$$

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

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{0.01723}{0.003167} = 5.4 \frac{m}{seg} \quad OK$$

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.01266 \text{ m}^3/seg}{0.01723 \text{ m}^3/seg} = 0.7$$

El valor de la relación obtenida, permite garantizar que la tubería se llenará hasta un 70% de su diámetro. De la tabla de relaciones hidráulicas para conductos circulares, se obtienen las relaciones:

Dónde:

V_o = Velocidad a tubo lleno.

d = Lámina de agua.

R = Radio hidráulico al canal de diseño.

R_o = Radio hidráulico a tubo lleno.

$$\frac{V}{V_o} = \frac{0}{5.4} = 0.945 \quad \frac{d}{D} = \frac{0}{0.0635} = 0.692 \quad \frac{R}{R_o} = \frac{0}{0.0635/4} = 1.175$$

$$V = 5.4 * 0.945 = 5.1 \text{ m/seg} \quad OK \quad ; \quad d = 0.0635 * 0.692 = 0.0439 \text{ m}$$

$$R = 0.0158 * 1.175 = 0.0186 \text{ m}$$

$$\tau = \gamma * R * S$$

En donde:

τ = esfuerzo cortante medio N/m^2 .

γ = peso específico del agua $9.81 \text{ kN}/m^3$.

R = Radio hidráulico de la sección del flujo = A/P .

$$\tau = 0.006 * 9.81 * 0.0186 = 10.95 \text{ N}/m^2$$

Este esfuerzo cortante permite el arrastre de la mayor parte de materiales. Se adopta un diámetro de 2 ½ pulgadas, con el fin de evitar ruptura en la conducción por sobrepresión.

Las cotas definitivas y condiciones hidráulicas serán:

Cota de batea a la salida de la bocatoma	= 1294 m
Cota clave a la salida de la bocatoma	= 1294.0635m
Cota de batea a la llegada del desarenador	= 1288 m
Cota clave a la llegada del desarenador	= 1288.0635 m
Cota de la lámina de agua a la llegada del desarenador	= 1288.04 m

5.3.4. Diseño del desarenador.

El desarenador tiene como finalidad sedimentar partículas en suspensión por la acción de gravedad. El desarenador debe situarse cerca de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción. El periodo de diseño del desarenador es en general el mismo de la estructura de captación y puede ampliarse en etapas sucesivas hasta el horizonte de diseño.

Condiciones de la tubería de entrada.

$$\begin{array}{ll}
 Q_d = 0.00633 \text{ m}^3/\text{seg} & Q_o = 0.01723 \text{ m}^3/\text{seg}. \\
 V = 5.1 \text{ m/ seg} & V_o = 5.4 \text{ m / seg} \\
 D = 2 \frac{1}{2} \text{ '' (0.0635 m)} & = 0.0439\text{m}.
 \end{array}$$

Condiciones de diseño del desarenador

- Periodo de diseño = 25 años.
- Remoción de partículas de diámetro (d) = 0.05 mm.
- Porcentaje de remoción = 75 %.
- Temperatura del agua = 20 °C.
- Viscosidad cinemática = 0.01007 cm²/seg.
- Relación longitud: ancho = 4:1
- Cota batea de la tubería de entrada = 1288m.

Calculo de los parámetros de sedimentación

Velocidad de sedimentación. Según fórmula de Stokes:

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

En donde:

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

g = aceleración de la gravedad (981cm/s²).

ρ_s = peso específico de la partícula, arena = 2.65gr

ρ = peso específico del fluido, agua = 1.00gr/cm³).

μ = viscosidad cinemática del fluido (cm²/s), $\mu_{20^\circ\text{C}} = 0.01007 \text{ cm}^2/\text{seg}$.

d = diámetro de las partículas a remover 0.005cm

$$V_s = \frac{981 (2.65 - 1)}{18 \cdot 0.01007} 0.005^2$$

$$V_s = 0.00223 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} = 2.23 \frac{\text{mm}}{\text{seg}}$$

Número de Reynolds

Es un numero adimensional que sirve para caracterizar si un flujo es laminar o turbulento.

$$R_e = \frac{V_s * d}{\mu}$$

$$R_e = \frac{0.223 * 0.005}{0.01007} = 0.11 \leq 1 \quad \text{FLUJO LAMINAR}$$

Período de retención

Tiempo que tarda la partícula en llegar al fondo.

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

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

H = Profundidad útil del desarenador = 150 cm.

V_s = Velocidad de sedimentación = 0.223 cm/seg.

$$T = \frac{150}{0.223} = 672.65 \text{ seg}$$

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

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

$$\rightarrow \theta = 3 * T = 3 * 672.65$$

$$\theta = 2017.94 \text{ seg} = 33.63 \text{ min} \geq 20 \text{ min}$$

(Literal B.4.6.4 RAS)

Chequeo de otras condiciones

Volumen del tanque

$$V = \theta * Q_{diseño}$$

$$V = 2017.94 * 0.00633 = 12.77 \text{ m}^3$$

Área superficial del tanque,

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

$$A_s = \frac{12.77}{1.5} = 8.5 \text{ m}^2$$

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

$$B = \frac{A_s}{4} = \frac{8.5}{4} = 2.1 \text{ m}$$

$$L = \frac{A_s}{B} = \frac{8.5}{2.1} = 4 \text{ m}$$

Volumen del tanque modificado por facilidad de operación y mantenimiento.

$$V = B * L * H = 2.1 * 4 * 1.5 = 12.6 \text{ m}^3$$

$$A_s = \frac{V}{H} = \frac{12.6}{1.5} = 8.5 \text{ m}^2$$

Carga hidráulica superficial para el tanque.

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

q = Carga hidráulica superficial

Q = Capacidad hidráulica del desarenador (m³/seg)

As = Área superficial del tanque (m²)

$$q = \frac{0.00633 * 86400 \text{ seg}}{8.5} = 64.34 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{dia}}$$

Velocidad vertical

$$V_o = \frac{Q_d}{A_s} = \frac{0.00633 \text{ m}^3/\text{seg}}{8.5 \text{ m}^2}$$

$$V_o = 0.00074 \text{ cm/seg}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho'_s - \rho)}} = \sqrt{\frac{0.00074 * 18 * 0.01007}{981 * (2.65 - 1)}}$$

$$d_o = 0.00030 \text{ cm} \leq 0.005 \text{ cm}$$

Se removerán partículas hasta un diámetro igual a 0.0011 mm. Al tener en cuenta las condiciones reales; El diámetro máximo posible de ser removido se aumenta a 0.005 mm.

Velocidad horizontal

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

$$V_h = \frac{Qd}{B * H} * 100$$

En donde:

V_h = Velocidad horizontal en cm /seg.

H = Profundidad efectiva del desarenador = 1.5 m.

$$V_h = \frac{0.00633}{3.15} = 0.0020 \text{ cm/seg}$$

Velocidad horizontal máxima = $V_{h_{max}} = 20 * V_s$

$V_{h_{max}}$ = Velocidad horizontal máxima en cm/seg.

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

$$V_{h_{max}} = 20 * 0.002 = 0.04 \text{ cm/seg}$$

$$V_{h_{max}} > V_h$$

$$0.04 \text{ cm/seg} > 0.0020 \text{ cm/seg}$$

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

Velocidad de re suspensión máxima

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

V_r = Velocidad de resuspensión máxima en cm/seg.

K = Parámetro de sedimentación de arenas = 0.04.

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

g = Aceleración de la gravedad = 981 cm/seg²

ρ_s = Peso específico de la partícula a remover, arena = 2.65 gr/cm³.

ρ = Peso específico del agua = 1 gr/cm³.

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

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * 0.04}{0.03} * 981 * (2.65 - 1) * 0.005}$$

$$V_r = 9.29 \text{ cm/seg}$$

Condiciones de operación de los módulos

Operación inicial en el año 2016.

Caudal de operación = $Q_{md} = 4.87 \text{ lts/seg} = 0.00487 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{8.5}{0.00487 \text{ m}^3/\text{seg}} \left(\frac{1 \text{ min}}{60 \text{ seg}} \right)$$

$$\theta = 29.1 \text{ min} \geq 20 \text{ min}$$

θ = Tiempo que tarda una partícula en entrar y salir del tanque.

V = Volumen del tanque.

Q = Caudal medio diario.

$$q = \frac{Q_d}{A_s} = \frac{0.00633 \text{ m}^3/\text{seg} * 86400 \text{ seg}}{8.5} = \frac{64.31 \text{ m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}$$

$$15 < 64.31 < 80 \text{ (m}^3/\text{m}^2 * \text{día)}. \text{ OK}$$

Cálculo de los elementos del desarenador. Vertedero de salida

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

H_v = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m.

Q = Caudal máximo diario en m³/seg.

B = Base del desarenador en m.

$$H_v = \left(\frac{0.00633}{1.84 * 2.1} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_v = 0.014 \text{ m}$$

$$V_v = \frac{Q}{B * H_v}$$

V_v = Velocidad sobre la cresta del vertedero en m/seg.

Q = Caudal máximo diario en m³/seg.

B = Base del desarenador en m.

H_v = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m.

$$V_v = \frac{0.00633}{2.1 * 0.014}$$

$$V_v = 0.22 \text{ m/seg}$$

Ecuación del alcance horizontal

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

$$X_s = 0.36 * (0.22)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.014)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.18 \text{ m}$$

$$\rightarrow L_v = 0.18 + 0.10 \text{ m}$$

$$L_v = 0.28 \text{ m} \quad \text{Se adopta } L_v = 0.30 \text{ m}$$

Pantalla de salida

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1.5/2 = 0.75 \text{ m}$$

Distancia al vertedero de salida = $15 * H_v = 15 * 0.014 = 0.21 \text{ m}$, se asume un $H_v = 0.30 \text{ m}$ para mantenimiento y limpieza

Pantalla de entrada

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1.5/2 = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la cámara de aquietamiento} = L/4 = 4/4 = 1 \text{ m}$$

Almacenamiento de lodos

Relación longitud: profundidad de lodos = 10

$$\text{Profundidad máxima} = L/10 = 4/10 = 0.40 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad máxima adoptada} = 0.40 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad mínima adoptada} = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Distancia punto de salida a la cámara de aquietamiento} = L/3 = 4/3 = 1.33 \text{ m}$$

$$\text{Distancia punto de salida al vertedero salida} = 2L/3 = 2 * 4/3 = 2.67 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente transversal} = (0.40 - 0.20) / 2.40 = 8.3\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } L/3) = (0.25 - 0.20) / (4/3) = 3.75 \%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } 2L/3) = (0.25 - 0.20) / (2*4/3) = 1.87\%$$

Cámara de aquietamiento

$$\text{Profundidad} = H/3 = 1.5/3 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = B/3 = 2.4/3 = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Largo (adoptado)} = 0.80 \text{ m}$$

Rebose de la cámara de quietamiento

$$Q_{excesos} = Q_o - Q = 0.01723 - 0.00633 = 0.1659 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H_e = \left[\frac{Q_{excesos}}{1.84 * L_e} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[\frac{0.1659}{1.84 * 0.80} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_e = 0.23 \text{ m}$$

$$V_e = \frac{Q_{excesos}}{H_e * L_e} = \frac{0.1659}{0.051 * 0.80}$$

$$V_e = 4.07 \text{ m/seg}$$

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

$$X_s = 0.36 * (4.07)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.051)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 1.03 \text{ m}$$

$$L_r = X_s + 0.10 = 1.03 + 0.10 = 1.13 \text{ m} \approx 1.15 \text{ m}$$

$$\frac{B - ancho}{2} = \frac{2.1 - 0.80}{2} = 0.80 \text{ m}$$

Se adopta como $L_r = 1.15 \text{ m}$

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

$$Q = QMD + 5\% Qmd$$

$$Q = 6.33 + 5\% * 4.87$$

$$Q = 6.57 \text{ lts/seg} = 0.00657 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

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

Pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento

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

$$V1 = 5.1 \text{ m/seg}$$

$$V2 = \frac{0.00633}{1.15 \cdot 0.80} = 0.0069 \text{ m/seg}$$

$$h_m = k \Delta \frac{V^2}{2 * g} \quad \therefore k = 0.2 \text{ debido a la disminución de la velocidad}$$

$$h_m = 0.2 \frac{1.5^2 - 0.0069^2}{2 * 9.81} = 0.023 \text{ m}$$

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación

Tomando $K = 0.10$

$$V1 = 0.0069 \text{ m/seg}$$

$$V2 = V_h = 0.0069 \text{ m/seg.}$$

$$h_m = k \Delta \frac{V^2}{2 * g} \quad \therefore k = 0.1 \text{ debido a la disminución de la velocidad}$$

$$h_m = 0.1 \frac{0.002^2 - 0.0020^2}{2 * 9.81} = 0.00 \text{ m}$$

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

Tubería de excesos. Debido a la magnitud de los caudales del Rio Borra el diámetro es el mínimo de la tubería de excesos en PVC Ø 4’.

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

Cálculo de cotas

Cota clave llegada al desarenador tubería de entrada = 1288 m

Cota de batea de la tubería de entrada = 1288.04 m

Cota lámina de agua en tubería de entrada = 1288.02 m

Cota lámina de agua en cámara de quietamiento = 1287.79 m

Cota fondo de la cámara de quietamiento = 1287.52 m

Cota lámina de agua en zona de sedimentación = 1288.02 m

Cota de la corona de los muros del desarenador = 1288.43 m

Cota inferior de pantallas de entrada y salida = 1287.32 m

Cota del fondo de profundidad útil de sedimentación = 1286.52 m

Cota placa fondo a la entrada y salida del desarenador = 1286.32 m

Cota placa fondo en punto de desagüe = 1286.12 m

Cota de batea de la tubería de lavado = 1286.12 m

Cota clave de la tubería de lavado = 1286.22 m

Cota cresta del vertedero de salida = 1288.006 m

Cota lámina de agua de la cámara de recolección = 1287.86 m

Cota de fondo de la cámara de recolección = 1287.60 m

5.3.5. Línea de conducción (desarenador-tanque).

Es el tramo de tubería que transporta agua desde el desarenador hasta la planta potabilizadora o bien hasta el tanque de almacenamiento, dependiendo de la configuración del sistema de agua potable.

La línea de conducción debe seguir, en lo posible, el perfil del terreno y debe ubicarse de manera que pueda inspeccionarse fácilmente, esta se diseña por gravedad o bombeo, en este caso la línea de aducción es diseñada por gravedad.

Condiciones de diseño

$$Q_d = 6.33 \text{ lts/seg}$$

Cota de la altura máxima de presión: 1800

Cota llegada al tanque: 1290

Longitud del tramo de tubería: 7500 m

$$\vartheta = 1,007 * 10^{-6}$$

$$KS=1.5X10^{-6}$$

$$V^2 = \frac{2 * g * H * D}{F * L}$$

$$V^2 = \frac{2 * 9.81 * 510 * D}{F * 7500}$$

$$V = \sqrt{\frac{1.33D}{F}}$$

$$\frac{1.33 * \sqrt{D}}{V} = \sqrt{F}$$

Donde:

$$V = \frac{Q_d}{A} = \frac{0.00633}{\frac{\pi}{4} * D^2} = \frac{8.0596 \times 10^{-3}}{D^2}$$

$$\frac{1.33 * \sqrt{D}}{\frac{8.0596 \times 10^{-3}}{D^2}} = \sqrt{F}$$

$$165.02 * D^{2.5} = \sqrt{F}$$

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

$$Re = \frac{D}{1.007 \times 10^{-6}} * \frac{1.33 * \sqrt{D}}{\sqrt{F}}$$

$$Re = \frac{1320784.717 * D^{1.5}}{\sqrt{F}}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{Ks}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

$$\frac{1}{165.02 * D^{2.5}} = -2 * \text{Log} \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * D} + \frac{2.51}{1320784.717 D^{1.5}} \right]$$

Se asume un diámetro mínimo de 4" en tubería de PVC; Pues según el Reglamento De Agua Potable Y Saneamiento Básico (RAS2000) el diámetro mínimo de tubería a usar en líneas de aducción y conducción es de 4", para este proyecto se asume de 4" ya que la capacidad de dicha tubería es suficiente para transportar el caudal necesario.

$$Q_d = V * A$$

$$V = \frac{0.00633}{7.85 \times 10^{-3}} = 0.80 \text{ m/seg}$$

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

$$Re = \frac{0.80 * 0.100}{1.007 \times 10^{-6}} = 79443.89$$

$$\frac{1}{\sqrt{F}} = -2 * \text{Log} \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * 0.100} + \frac{2.51}{79443.89 * \sqrt{F}} \right]$$

$$F = 0.0086899$$

Esquema de la línea de conducción desarenador- tanque:

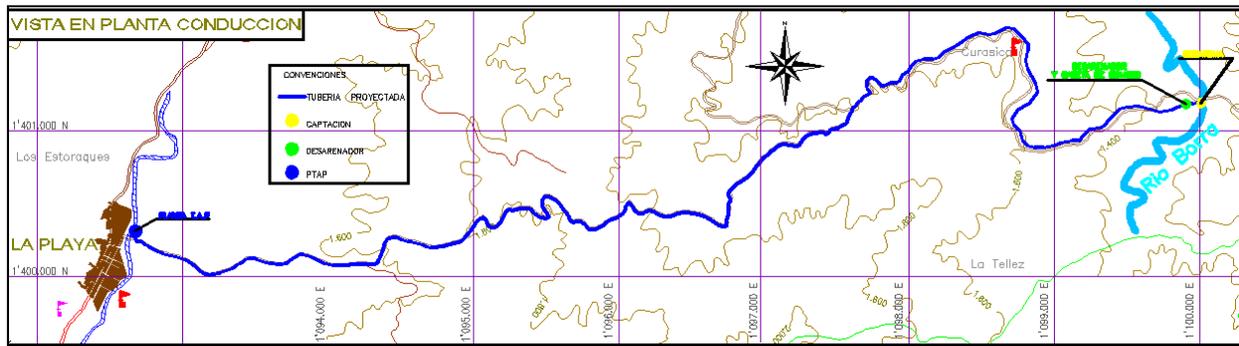


Figura 10 Esquema de la línea de conducción desarenador- tanque

Fuente: Autores investigación

Tabla 27.

Evaluación hidráulica de la línea de conducción captación-desarenador- tanque

Tramo		long (m)	long acum(m)	QMD (M3)	ϕ	ϕ (mm)	Material	Formula	f	J	H	cota del terreno		cota piezometrica		presion final		V (m/s)
inicio	fin											inicio	fin	inicio	fin	Estatica	Dinamica	
1	2	80	80	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	6,2750	502	1800	1298	1799,8984	1297,8984	8,000	7,996	0,78
2	3	130	210	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0154	2	1298	1296	1295,8984	1295,8984	508	507,991	0,78
3	4	160	370	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,1563	25	1296	1271	1270,8984	1270,8984	485	484,983	0,78
4	5	180	550	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0056	1	1271	1270	1269,8984	1269,8984	509	508,975	0,78
5	6	135	685	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0741	-10	1270	1280	1279,8984	1279,8984	520	519,969	0,78
6	7	230	915	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,0783	-18	1280	1298	1297,8984	1297,8984	528	527,959	0,78
7	8	185	1100	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0162	3	1298	1295	1294,8984	1294,8984	507	506,951	0,78
8	9	200	1300	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,0050	-1	1295	1296	1295,8984	1295,8984	511	510,942	0,78
9	10	1000	2300	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0030	3	1296	1293	1292,8984	1292,8984	507	506,897	0,78
10	11	220	2520	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0636	14	1293	1279	1278,8984	1278,8984	496	495,887	0,78
11	12	120	2640	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,0833	-10	1279	1289	1288,8984	1288,8984	520	519,882	0,78
12	13	130	2770	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0923	12	1289	1277	1276,8984	1276,8984	498	497,876	0,78
13	14	145	2915	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-4,3172	-626	1277	1903	1902,8984	1902,8984	1136	1135,870	0,78
14	15	100	3015	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	1,0300	103	1903	1800	1799,8984	1799,8984	407	406,865	0,78
15	16	180	3195	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,2778	50	1800	1750	1749,8984	1749,8984	460	459,857	0,78
16	17	180	3375	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,3333	60	1750	1690	1689,8984	1689,8984	450	449,849	0,78
17	18	170	3545	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	2,4824	422	1690	1268	1267,8984	1267,8984	88	87,841	0,78
18	19	180	3725	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-2,8389	-511	1268	1779	1778,8984	1778,8984	1021	1020,833	0,78
19	20	200	3925	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	2,5300	506	1779	1273	1272,8984	1272,8984	4	3,824	0,78
20	21	200	4125	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,1000	-20	1273	1293	1292,8984	1292,8984	530	529,816	0,78
21	22	250	4375	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0560	14	1293	1279	1278,8984	1278,8984	496	495,804	0,78
22	23	200	4575	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0200	4	1279	1275	1274,8984	1274,8984	506	505,795	0,78
23	24	200	4775	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0400	8	1275	1267	1266,8984	1266,8984	502	501,786	0,78
24	25	180	4955	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0222	4	1267	1263	1262,8984	1262,8984	506	505,778	0,78
25	26	180	5135	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,1444	-26	1263	1289	1288,8984	1288,8984	536	535,770	0,78
26	27	150	5285	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,1400	21	1289	1268	1267,8984	1267,8984	489	488,764	0,78
27	28	200	5485	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,1400	28	1268	1240	1239,8984	1239,8984	482	481,755	0,78
28	29	160	5645	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0313	5	1240	1235	1234,8984	1234,8984	505	504,748	0,78
29	30	220	5865	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,0091	-2	1235	1237	1236,8984	1236,8984	512	511,738	0,78
30	31	100	5965	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,0800	-8	1237	1245	1244,8984	1244,8984	518	517,733	0,78
31	32	150	6115	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,0267	-4	1245	1249	1248,8984	1248,8984	514	513,727	0,78
32	33	200	6315	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,2550	-51	1249	1300	1299,8984	1299,8984	561	560,718	0,78
33	34	180	6495	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,2222	40	1300	1260	1259,8984	1259,8984	470	469,710	0,78
34	35	200	6695	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,0900	-18	1260	1278	1277,8984	1277,8984	528	527,701	0,78
35	36	150	6845	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0133	2	1278	1276	1275,8984	1275,8984	508	507,694	0,78
36	37	250	7095	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	-0,0880	-22	1276	1298	1297,8984	1297,8984	532	531,683	0,78
37	POSITO	100	7195	0,00633	4"	101,6	PVC	DARCY	0,00869	0,0800	8	1298	1290	1289,8984	1289,8984	502	501,678	0,78

Fuente: autores de la investigación.

Desarrollo De La Red Hidráulica De Conducción En El Software Epanet 2.0.

El trazado de la red de distribución se hizo a partir de las condiciones topográficas de la cuenca del Rio Borra la cual fue seleccionada como fuente potencial de suministro del recurso a la población del casco urbano del corregimiento y veredas aledañas.

La ubicación de los nudos y tramos de la tubería se estimaron según el perfil de elevación de la zona el cual extraído de un modelo digital de elevación a 12mtrs de resolución ya procesado en el software ARCGIS10, dado que ninguna de las instituciones consultadas contaban con un levantamiento topográfico del área en estudio y era técnicamente y económicamente inviable para la ejecución de este proyecto.

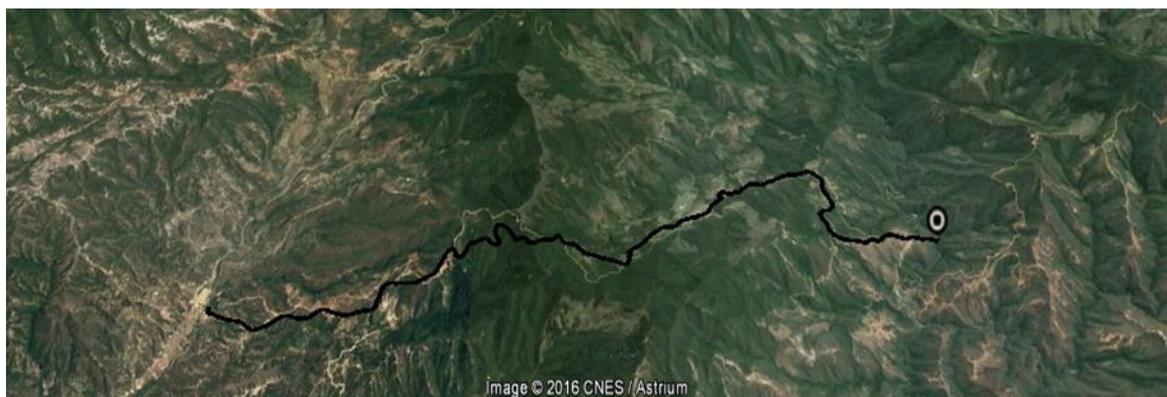


Figura 11 Línea de conducción



Figura 12 Perfil de elevación del trazado propuesto para la tubería de conducción a partir de las cotas extraídas a partir de un modelo digital de terreno TIN y procesado mediante el software SIG ARCGIS 10.3 Licencia académica de La Universidad Francisco D

Fueron ingresados los datos de los valores de la demanda para cada nudo o nodo se adicionaron los valores de demanda base en cada nodo y se tomó un valor de coeficiente de rugosidad de 150 para tubería en PVC, porque este es un material de mayor resistencia a la mayoría de los ácidos, álcalis, soluciones salinas y productos químicos industriales, inmunes a los gases y líquidos corrosivos de los sistemas de desagüe, tienen una alta resistencia a la tensión y al impacto soportando presiones muy altas, convirtiéndolas así en tuberías ideales para el transporte de agua.

Se procedió a determinar la relación diámetro espesor (RDE) requerido para cada tramo de tubería, cuando la presión es estática en cada nodo, es decir, cuando la demanda base es cero y se realizaron varias simulaciones, donde en cada una de ellas se modificó el diámetro de las tuberías de la red, hasta obtener la simulación más cercana que se ajustara a los criterios de velocidad de flujo (0,5 – 2,5 m/s) y presiones requeridas en cada nodo.

La simulación, permitió que se pudiera evaluar las presiones, velocidades, diámetros y caudales, logrando una distribución eficiente del agua en la zona; potencialmente beneficiando a los usuarios del proyecto.

Las presiones requeridas para cada uno de los nodos se calcularon a partir de los resultados de la cabeza dinámica total (CDT), las cotas de cada nodo se relacionan en la siguiente tabla:

Tabla 28.*Conducción Red- nodos*

ID NODO	COTA (m)	ID NODO	COTA (m)
CONEXIÓN 2	1294	CONEXIÓN 16	1293
CONEXIÓN 3	1288	CONEXIÓN 17	1279
CONEXIÓN 4	1285	CONEXIÓN 18	1289
CONEXIÓN 5	1289	CONEXIÓN 19	1277
CONEXIÓN 6	1800	CONEXIÓN 20	1903
CONEXIÓN 7	1298	CONEXIÓN 21	1800
CONEXIÓN 8	1296	CONEXIÓN 22	1750
CONEXIÓN 9	1270	CONEXIÓN 23	1690
CONEXIÓN 10	1270	CONEXIÓN 24	1268
CONEXIÓN 11	1280	CONEXIÓN 25	1789
CONEXIÓN 12	1285	CONEXIÓN 26	1273
CONEXIÓN 13	1298	CONEXIÓN 27	1293
CONEXIÓN 14	1295	CONEXIÓN 28	1279
CONEXIÓN 15	1296	CONEXIÓN 29	1275
CONEXIÓN 16	1293	CONEXIÓN 30	1267

Tabla 28.*Conducción Red- nodos. Continuación*

ID NODO	COTA (m)
CONEXIÓN 31	1263
CONEXIÓN 32	1289
CONEXIÓN 33	1268
CONEXIÓN 34	1240
CONEXIÓN 35	1235
CONEXIÓN 36	1237
CONEXIÓN 37	1245
CONEXIÓN 38	1249
CONEXIÓN 39	1300
CONEXIÓN 40	1260
CONEXIÓN 41	1278
CONEXIÓN 42	1276
CONEXIÓN 43	1298

Conexiones o también llamados nudos – nodos

Las conexiones o nodos son puntos de la red por donde se unen las líneas de conducción y es por aquí donde entra y sale el agua los insumos básicos para el diseño de estos nodos o conexiones usadas para el desarrollo de este diseño fueron los siguientes:

- Cota
- Demanda hídrica (Régimen de evaluación desde la red).
- Calidad de agua inicial

Las tuberías o líneas de conducción

Esta son las líneas que conducen el agua de un punto a otro de la red el software EPANET, intuye que todas las tuberías de la red se encuentran llenas completamente en todo momento y la dirección del caudal va desde el extremo con altura piezométrica (Energía interna por unidad de peso del agua), mayor hacia el extremo de conducción de menor altura y la cual sigue siempre el sentido de la disminución de la altura, los parámetros hidráulicos de mayor importancia para el diseño de las tuberías son:

- Nudos de entrada y de salida
- Diámetro
- Longitud
- Coeficiente de rugosidad

En la siguiente tabla se muestra el número de los tramos tubería y las longitudes de cada uno de estos tramos, la red de conducción se diseñó con un total de 40 tramos dispuestos a lo largo de la línea topográfica del perfil del terreno

Tabla 29.

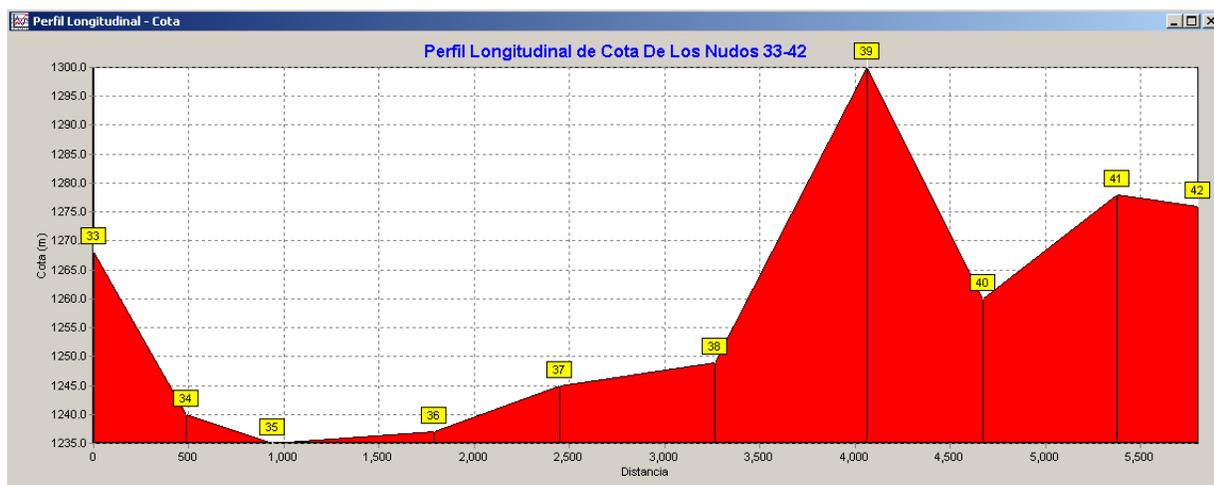
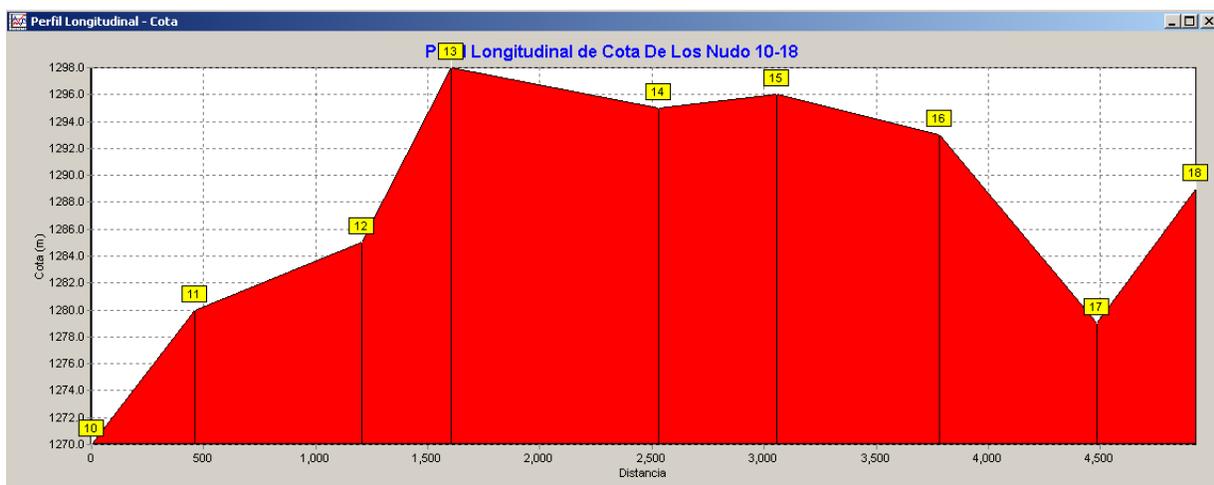
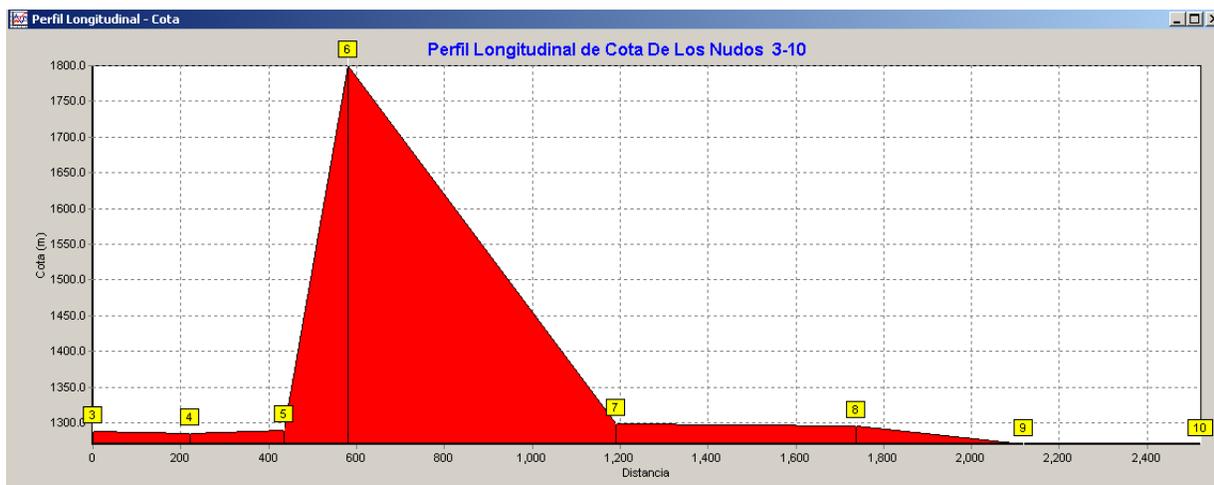
Líneas de conducción

ID LINEA	LONG (m)	DIAM. (mm)	RUGOSIDAD
TUBERIA 1	100	100	0.1
TUBERIA 2	150	100	0.2
TUBERIA 3	80	100	0.3
TUBERIA 4	80	100	0.4
TUBERIA 5	50	100	0.5
TUBERIA 6	130	100	0.6
TUBERIA 7	160	100	0.7
TUBERIA 8	180	100	0.8
TUBERIA 9	135	100	0.9
TUBERIA 10	230	100	0.10
TUBERIA 11	185	100	0.11
TUBERIA 12	200	100	0.12
TUBERIA 13	1000	100	0.13
TUBERIA 14	220	100	0.14
TUBERIA 15	120	100	0.15

Tabla 29.*Líneas de conducción. Continuación*

ID LINEA	LONG (m)	DIAM. (mm)	RUGOSIDAD
TUBERIA 16	130	100	0.1
TUBERIA 17	145	100	0.1
TUBERIA 18	100	100	0.1
TUBERIA 19	180	100	0.1
TUBERIA 20	180	100	0.1
TUBERIA 21	170	100	0.1
TUBERIA 22	180	100	0.1
TUBERIA 23	200	100	0.1
TUBERIA 24	250	100	0.1
TUBERIA 25	230	100	0.1
TUBERIA 26	200	100	0.1
TUBERIA 27	180	100	0.1
TUBERIA 28	180	100	0.1
TUBERIA 29	150	100	0.1
TUBERIA 30	200	100	0.1
TUBERIA 31	200	100	0.1
TUBERIA 32	160	100	0.1
TUBERIA 33	100	100	0.1
TUBERIA 34	150	100	0.1
TUBERIA 35	200	100	0.1
TUBERIA 36	180	100	0.1
TUBERIA 37	200	100	0.1
TUBERIA 38	150	100	0.1
TUBERIA 39	250	100	0.1
TUBERIA 40	100	100	0.1

Graficas de perfiles longitudinales



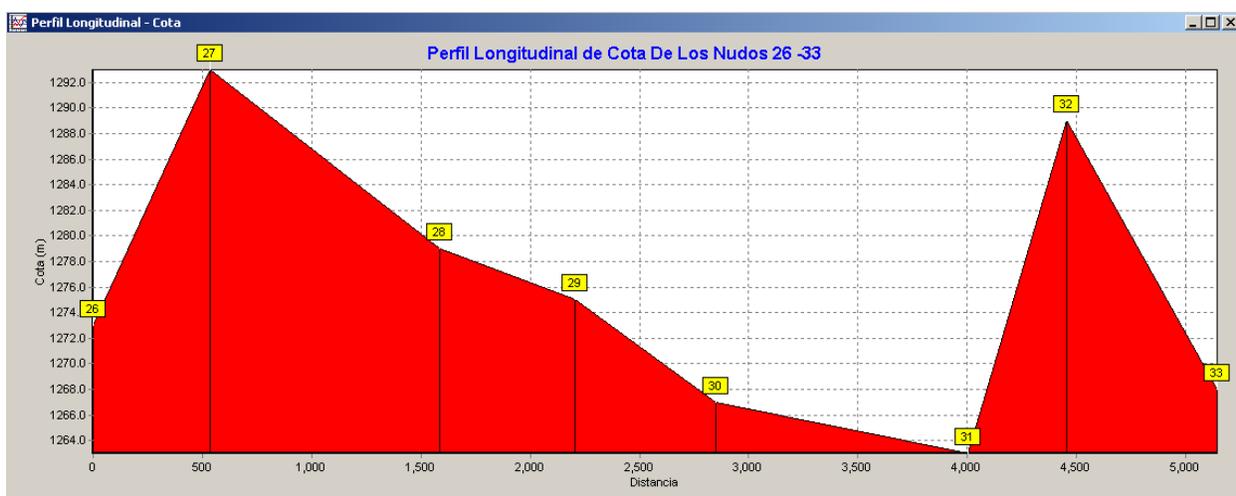
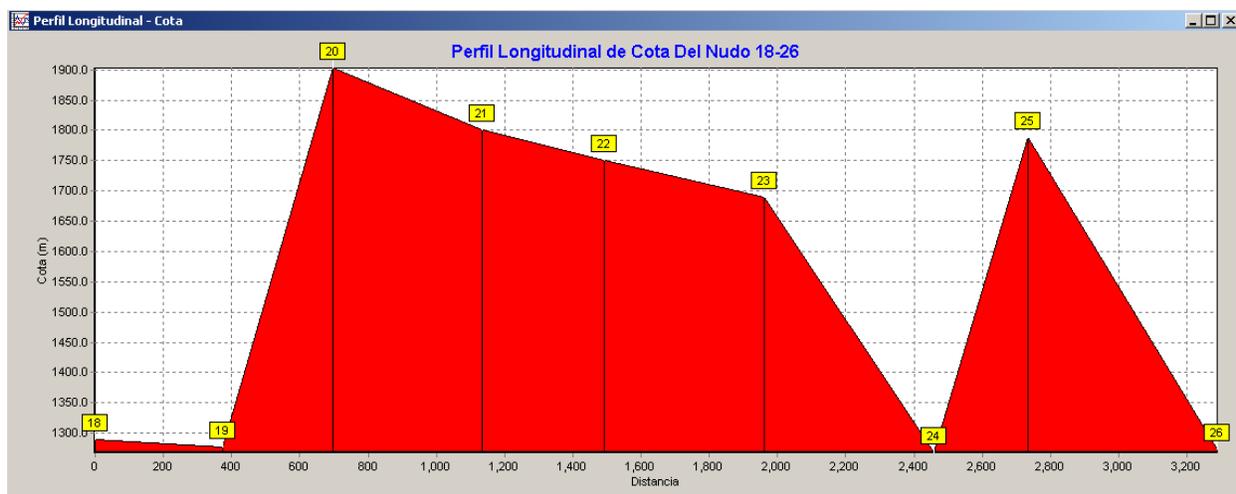


Figura 15 Perfil Longitudinal de las cotas de la tubería de conducción desde el nudo 3 hasta el nudo 10 fuentes.
Elaboración propia

Plano de Red (Longitudes y cotas)

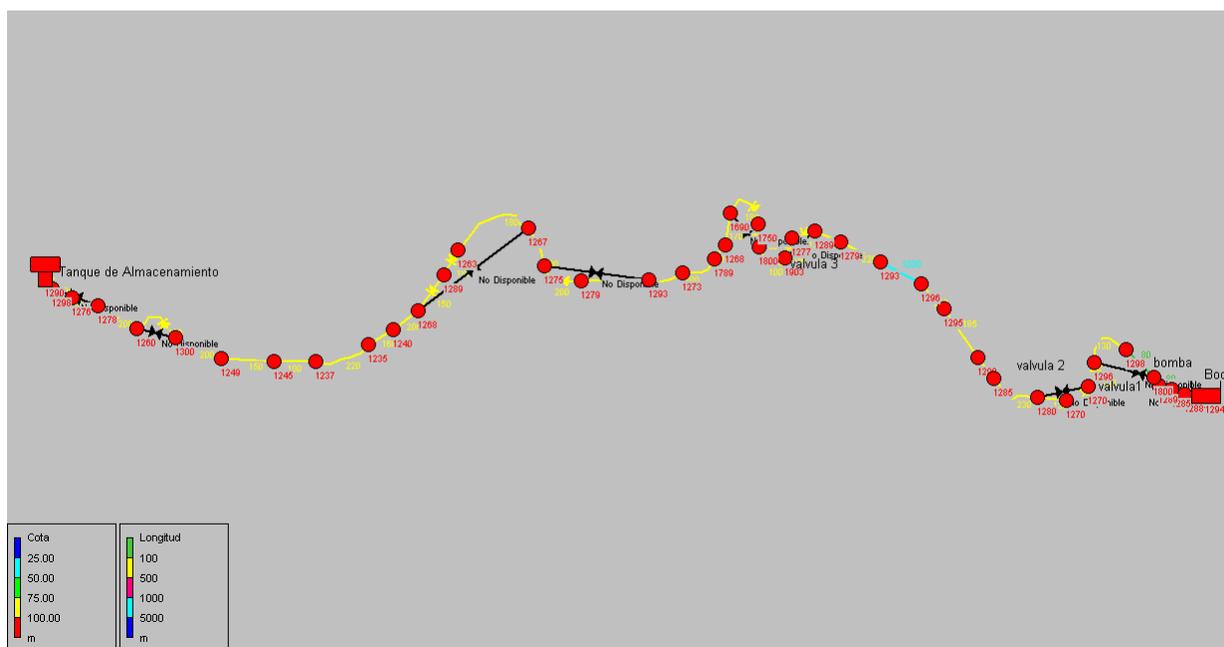
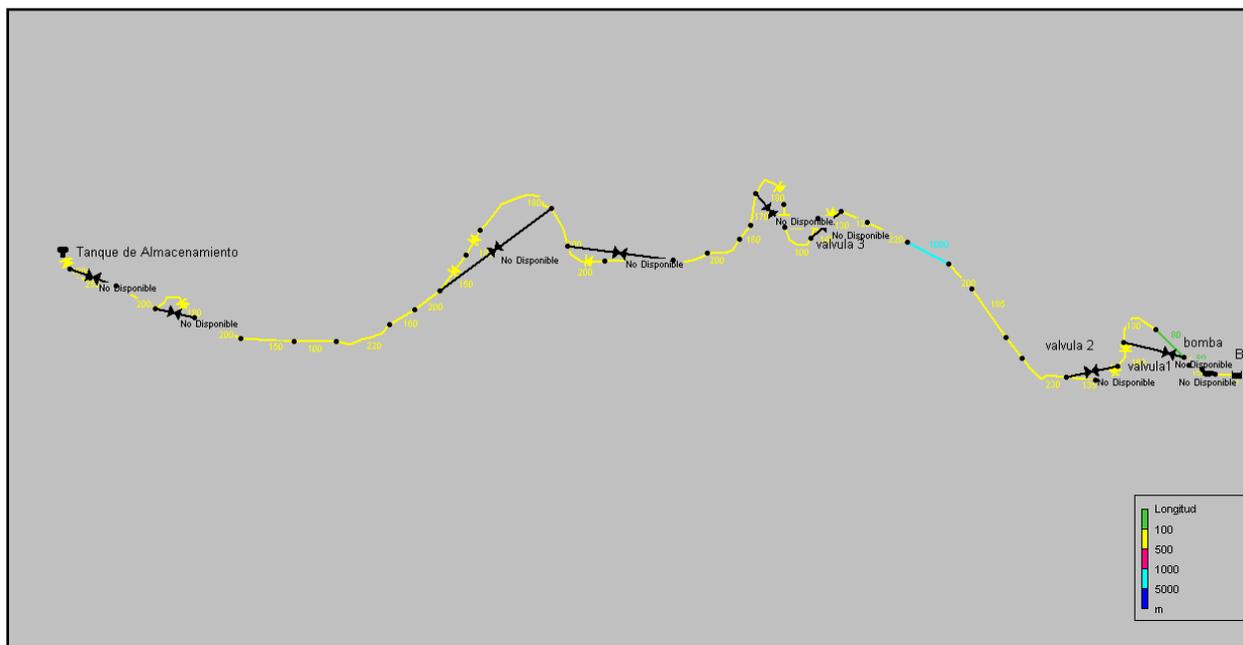
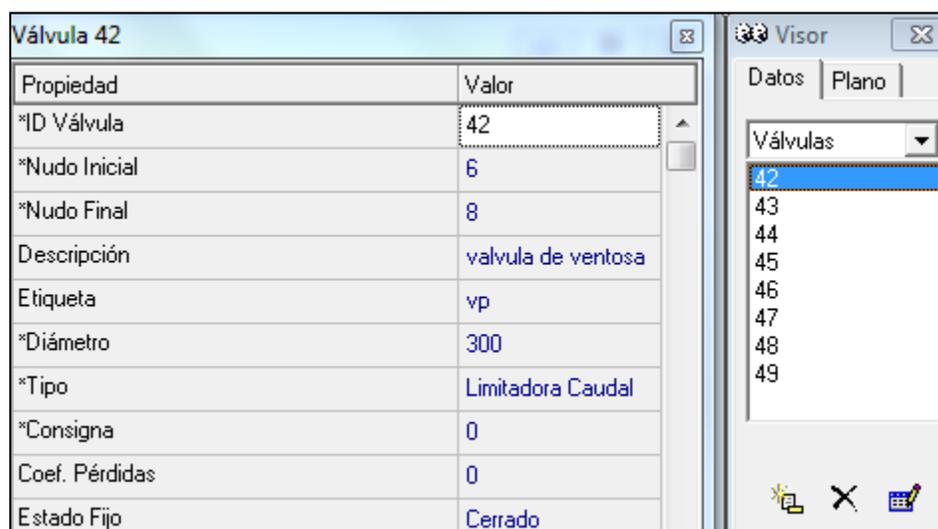


Figura 16 . Muestra el esquema de la red de distribución las longitudes de cada uno de las tuberías en la línea de conducción sugerida, fuente, elaboración Propia.

Válvulas



Propiedad	Valor
*ID Válvula	42
*Nudo Inicial	6
*Nudo Final	8
Descripción	valvula de ventosa
Etiqueta	vp
*Diámetro	300
*Tipo	Limitadora Caudal
*Consigna	0
Coef. Pérdidas	0
Estado Fijo	Cerrado

Válvulas
42
43
44
45
46
47
48
49

Figura 17 Válvulas utilizadas en la conducción.

Nota. Dada la topografía de la zona se utilizarán válvulas que ayuden al normal funcionamiento de la misma, así como labores de mantenimiento y regulación de las presiones, para el diseño se utilizaron un total de 5 ventosas y 3 válvulas de purga.

5.3.6. Diseño del Tanque de almacenamiento

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

El objetivo principal de dicho tanque es almacenar agua durante el tiempo en que el suministro es mayor que la demanda, de tal manera que en los periodos en que la situación sea contraria, es decir, el consumo de la población sobrepasa el suministro de agua, se complete el

faltante con el agua almacenada inicialmente. En general un tanque regulador se diseña para cumplir con las siguientes funciones:

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

En este caso en especial el sistema de acueducto cuenta con un tanque regulador semienterrado construido sobre el terreno, a cuatro metros de la salida de la planta de tratamiento, la capacidad de este tanque es de 180 m³.

Condiciones de diseño:

- Periodo de diseño: 25 años
- Población de diseño: 2190 habitantes.
- Caudal máximo diario: $6.33\text{L/s} = 0.00633\text{ m}^3/\text{s} = 546,912\text{ m}^3/\text{día}$.
- Cota de descarga de la tubería en el tanque: 1290.
- Cota de la lámina de agua en el tanque (nivel de agua máximo):1289.5
- Suministro por gravedad a un tanque superficial.

Determinación del volumen del tanque: Considerando los datos de consumo de la población y su distribución horaria tomados en el Macro medidor (Anexo 2), se obtiene el siguiente cuadro de datos: 113

Tabla 30*Datos de consumo*

Cuadro 15. Suministro por Gravedad Hora	Consumo (m ³ /h)	Σ %C	%S	Σ %S	Δ (S-C)	$\Sigma \Delta$ (S-C)	V (%)
1	2	3	4	5	6	7	8
0-1	3	1,422	4,167	4,167	2,745	2,745	19,285
1-2	3	2,844	4,167	8,333	2,745	5,49	22,03
2-3	3	4,265	4,167	12,5	2,745	8,235	24,775
3-4	3	5,687	4,167	16,667	2,745	10,979	27,52
4-5	3	7,109	4,167	20,833	2,745	13,724	30,265
5-6	10	11,848	4,167	25	-0,573	13,152	29,692
6-7	17	19,905	4,167	29,167	-3,89	9,261	25,802
7-8	18	28,436	4,167	33,333	-4,364	4,897	21,438
8-9	17	36,493	4,167	37,5	-3,89	1,007	17,548
9-10	16	44,076	4,167	41,667	-3,416	-2,409	14,131
10-11	16	51,552	4,167	45,833	-3,31	-5,719	10,821
11-12	17	59,609	4,167	50	-3,89	-9,609	6,931
12-13	15	66,718	4,167	54,167	-2,942	-12,552	3,989
13-14	16	74,301	4,167	58,333	-3,416	-15,968	0,573
14-15	10	79,041	4,167	62,5	-0,573	-16,541	0
15-16	8	82,832	4,167	66,667	0,375	-16,165	0,375
16-17	9	87,097	4,167	70,833	-0,099	-16,264	0,276
17-18	6	89,941	4,167	75	1,323	-14,941	1,6
18-19	3	91,363	4,167	79,167	2,745	-12,196	4,344
19-20	4	93,259	4,167	83,333	2,271	-9,925	6,615
20-21	4	95,154	4,167	87,5	2,271	-7,654	8,886
21-22	4	97,05	4,167	91,667	2,271	-5,383	11,157
22-23	1	97,524	4,167	95,833	3,693	-1,691	14,85
23-24	5	99,894	4,167	100	1,797	0,106	16,647

Fuente: Autores del proyecto

Columna 1: Intervalos de tiempo

Columna 2: Consumo horario

Columna 3: Sumatoria de consumo horario (columna 2). Curva integral del consumo

Columna 4: Suministro horario continuo = $100\%/24$ horas.

Columna 5: Sumatoria del suministro horario continuo (columna 4). Curva integral del suministro

Columna 6: Suministro horario continuo (columna 4) - Consumo horario (columna 2). Déficit horario, + acumula, - descarga.

Columna 7: Sumatoria Déficit horario (columna 6). Déficit acumulado. Se observan puntos de máximo déficit (16.541%) y máximo sobrante (13.724%). El volumen del tanque es la suma de los dos valores anteriores (30.265%).

Columna 8: Volumen horario de agua en el tanque. $V_{n-1} -$ columna 6. Suponiendo el volumen grafica de la curva integral del consumo y la curva integral del suministro se presenta en la siguiente figura: igual a cero en el punto de máximo déficit (hora: 14-15), se obtiene el volumen mL a solución

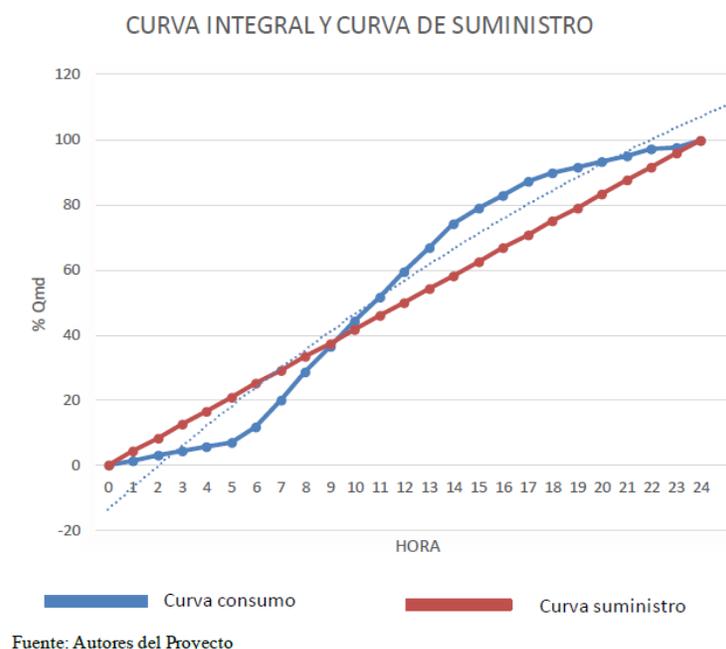


Figura 18 Cálculo Gráfico del volumen del tanque superficialísimo en el punto de máximo sobrante (hora: 4-5).

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

$$V_{reg}=1.2 \times 546,912 \times 0.30265=198.628 \text{ m}^3.$$

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

$$Q_i = \frac{3.86}{60} \sqrt{\frac{P}{1000}} \left(1 - 0.01 \sqrt{\frac{P}{1000}} \right)$$

$$Q_i = \frac{3.86}{60} \sqrt{\frac{2190}{1000}} \left(1 - 0.01 \sqrt{\frac{2190}{1000}} \right)$$

$$Q_i=0.094 \frac{\text{m}^3}{\text{sg}}$$

Dónde:

Q_i = Caudal de incendio requerido

P = Número de habitantes

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

Q_i ,

$$V_i=0.094 \text{ m}^3/\text{s} \times 7200=676.8 \text{ m}^3$$

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

$$V=0.25*198.628=49.657 \text{ m}^3$$

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

$$V_{total}=V_i=676.8 \text{ m}^3$$

Sin embargo, y considerando que el sistema cuenta con un tanque superficial con capacidad de 110 m³, se utilizara el volumen restante para dimensionar un nuevo tanque de almacenamiento, por lo tanto el volumen que requiere almacenarse será igual a 676.8 m³.

Pre dimensionamiento del tanque superficial:

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

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

Dónde:

H = profundidad (m)

V = volumen (cientos de m³)

k = constante en función de la capacidad (tabla 30)

Tabla 31.

Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento

V (CIENTOS DE M3)	K
<3	2
4 - 6.	1,8
7 - 9.	1,5
10 - 13.	1,3
14 - 16.	1
>17	0,7

Fuente: (Cualla R. A., 2003)

$$\text{Volumen del Tanque} = 566.8 \text{ m}^3 = 5.668 \times 10^2 \text{ m}^3$$

De acuerdo con la tabla 26 la constante de la capacidad de almacenamiento del tanque es: k = 1.8

$$H = \frac{V}{3} + k \quad H = \frac{5.668}{3} + 1.8 = 3.689 \text{ m}$$

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

$$B = \sqrt{\frac{V}{H}} = \sqrt{\frac{566.8 \text{ m}^3}{3.689 \text{ m}}} = 12.40 \text{ m}$$

El tanque tendrá 12.50 metros de ancho y 12.50 metros de largo por 3.70 metros de profundidad, para un volumen total de 578.125 m³, que garantiza la reserva del caudal entrante.

Cotas y niveles del agua en el tanque

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

$$H_{reg} = \frac{V}{B \times L}$$

$$H_{reg} = \frac{198.628}{12.5 \times 12.5} = 1.27 \text{ m}$$

Cota del nivel de agua máximo en el tanque	= 1289.5 m.s.n.m
Cota del nivel de agua mínimo en el tanque = 1289.5 – 1.27	= 1288.23 m.s.n.m
Cota del fondo del tanque = 1289.5 – 3.70	= 1285.8 m.s.n.m
Cota de la corona de los muros = 1289.5 + 0.80	= 1290.3 m.s.n.m

Tubería de desagüe: se utilizara una tubería de desagüe de 4” pulgadas.

Comentario: el sistema cuenta con un tanque de almacenamiento con capacidad de 180 m³, el cual está en buen estado y cuenta con las especificaciones de diseño recomendadas, sin embargo, dicho tanque no es capaz de abastecer a toda la comunidad en épocas de sequía, el caudal se reduce considerablemente y el almacenamiento se vuelve más lento, por lo cual se hace necesario hacer racionamientos en el municipio, la empresa mantiene un ritmo de servicio

distribuido así: durante la noche y parte de la madrugada se llena el tanque de almacenamiento, en este punto se cierra una de las válvulas que deja al municipio sin servicio, hasta lograr el nivel de agua requerido para abastecer y se comienza el abastecimiento de la zona durante las horas de mayor demanda, aproximadamente oscila el tiempo de servicio a 4 horas, hasta llegar al nivel mínimo de agua permitido en el tanque y se procede a dejar llenar de nuevo el tanque almacenador, para comenzar el día siguiente con el mismo proceso de abastecimiento.

5.3.7. Válvulas

Diseño de purgas.

Son válvulas instaladas lateralmente, en todos los puntos bajos del trazado, para facilitar las labores de limpieza de la tubería. Su dimensionamiento no obedece a cálculos, sino a las recomendaciones establecidas en normas de diseño y las cuales indican que para una tubería tuberías principales con un diámetro de $\text{Ø}100\text{ mm}$, deben tener una tubería de derivación se hace por medio de una te cuyo diámetro mínimo es de 2".

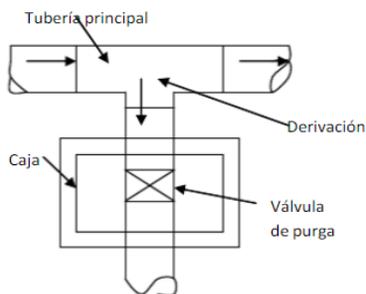


Figura 19 Esquema válvula de purga

Diseño de ventosas.

Según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS 2000 se recomienda que para tuberías con diámetro interno real menor o igual que 100 mm, el diámetro mínimo sea de 50 mm y para tuberías con diámetro interno real mayor que 100 mm el diámetro mínimo de la ventosa sea de 75 mm. Por lo general las ventosas se instalan en los puntos altos, pero debe verificarse su necesidad según las siguientes condiciones, pues en un perfil de tubería no todos los puntos altos necesitan de la ubicación de ventosas. Con los datos de cota de ubicación de la ventosa y cota aguas abajo de la línea de tubería, así como diámetro de la tubería y caudal, permite la verificación de la velocidad de remoción hidráulica del aire en el tramo descendente aguas abajo, o sea, determinar si en ese punto alto se necesita la ubicación de una ventosa.

En general la verificación de la remoción hidráulica del aire en un tramo descendente aguas debajo debe ser efectuado con las siguientes expresiones:

$$V_c = Y * \sqrt{g * D}$$

$$3P - 2.1 * P^2$$

$$P = \sqrt{(\sin \theta)}$$

Dónde:

g = Aceleración de la gravedad en m/seg²

V_c = Velocidad crítica de remoción de aire en m/seg

D = Diámetro de la tubería en metros

Θ = Angulo del tramo descendente aguas abajo con la horizontal

Para que haya la remoción hidráulica de aire, es necesario que la velocidad mínima operacional sea igual o superior a la velocidad crítica V_c . En caso de no existir la remoción hidráulica será necesaria la instalación de ventosas para la remoción mecánica del aire.

5.3.8. Diseño de la bomba de succión

Alternativa No. 1. Estación de bombeo directa

Periodo de Diseño = 25 años

Caudal máx. Diario = 9,49 Lts / Sg

Número de horas de bombeo al día = 15 horas

Altura = 1261.98 m.s.n.m.

Temperatura = 14° C

C = 150 PVC

Caudal de diseño:

$$\frac{\text{Numero de horas de bombeo}}{24} = \frac{15 \times 100}{24} = 62,5 \%$$

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{0,00949 \text{ m}^3/\text{sg}}{62,5\%} = 0,015 \text{ m}^3/\text{sg} \approx 15 \text{ Lts}/\text{sg}$$

Tubería de Impulsión:

$$D_i = 1,3 \times \sqrt[1/2]{Q} = 1,3 \left(\sqrt[1/2]{0,015} \right) = 0,15 = 5,9" \approx 6" = 0,1524 \text{ m}$$

Velocidad en la Tubería:

$$V_i = \frac{Q}{A} = \frac{0,015 \times 4}{\pi * (0,1524^2)} = 0,82 \text{ m/sg}$$

Debe estar entre 1 a 3 m / sg

Tomamos $D_i = 4'' = 0,1016 \text{ m}$

$$V_i = \frac{0,015 (4)}{\pi * (0,1016^2)} = 1,85 \text{ m/sg} \quad \text{OK!}$$

Sumergencia: $2,5 D_s + 0,1$

$$2,5 (0,1016) + 0,1 = 0,35 \text{ m}$$

Altura Dinámica de Elevación

- Altura estática total (succión + impulsión)

Altura estática de succión = $0,72 \text{ m}$

Altura de Impulsión = $1800 - 1288 = 512$

Altura total = $0,72 + 512 = 512,72 \text{ m}$

Perdidas en la succión ($D_s = 4'' = 0,1016$)

Válvula de Pie con coladera $L. E = 23 \text{ m}$

Codo de Radio largo $90^\circ = 2,1 \text{ m}$

Longitud tubo recta = $0,72 + 0,35 + 0,5 = 1,57 \text{ m}$

Longitud equivalente total = $23 + 2,1 + 1,57 = 26,67 \text{ m}$

Hazen - Williams

$$Q = 0,2787 C D^{2,63} J^{0,54}$$

$$J = 0,001151 \text{ m/m}$$

Perdidas en la succión = $0,001151 \times 26,67 \text{ m} = 0,031 \text{ m}$

Perdidas por succión ($D = 4'' = 0,1016 \text{ m}$)

Expansión concéntrica ($12 D$) $L. E. = 1,2 L$

Válvula retención horizontal = 12,9

Válvula de cortina = 0,70

Codo de radio largo 90° (2 codos) = 4,2

Te con cambio de dirección = 6,7

Tubería = 513

Longitud equivalente total = 538.72 m

Perdidas en impulsión = $0,001151 * 53872 = 0,62 \text{ m}$

Altura velocidad de descarga (V_i)

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{1,85^2}{2 (9,81)} = 0,168 \text{ m}$$

Altura dinámica de elevación = $512,72 + 0,168 + 0,62 + 0,031 = 513,54 \approx 514 \text{ m}$

Tipo De Bomba (Comercial):

Empresa: Flowserve

Código: 508292143

Bomba sumergible

Líquido:

- Líquido bombeado: Agua

- Temp. Líquido: 16 °C

Datos eléctricos:

- Potencia hidráulica: 75.5 kW
- Velocidad de la bomba: 3.550 rpm
- Potencia nominal: 108 kW
- Potencia máxima: 132 kW
- Potencia del conductor: 200 CV / 149 Kw

Net-Positive-Suction-Head (Altura De Aspiración Neta Positiva, Cavitación)

- NPSH = 2,5 m

Eficiencia de la bomba:

- Bomba eta = 69.8 %

Alternativa No. 2. Rebombeo

Número de horas de bombeo al día = 15 horas

C = 150 PVC

Caudal de diseño:

$$\frac{\text{Numero de horas de bombeo}}{24} = \frac{15 \times 100}{24} = 62,5 \%$$

$$Q \text{ diseño} = \frac{0,00949 \text{ m}^3/\text{sg}}{62,5\%} = 0,015 \text{ m}^3/\text{sg} \approx 15 \text{ Lts}/\text{sg}$$

Tubería de Impulsión:

$$D_i = 1,3 x^{\frac{1}{2}} \sqrt{Q} = 1,3 \left(1^{\frac{1}{2}}\right) \sqrt{0,015} = 0,15 = 5,9" \approx 6" = 0,1524 m$$

Velocidad en la Tubería:

$$V_i = \frac{Q}{A} = \frac{0,015 \times 4}{\pi * (0,1524^2)} = 0,82 m/sg$$

Debe estar entre 1 a 3 m / sg

Tomamos $D_i = 4" = 0,1016 m$

$$V_i = \frac{0,015 (4)}{\pi * (0,1016^2)} = 1,85 m/sg \quad OK!$$

Sumergencia: $2,5 D_s + 0,1$

$$2,5 (0,1016) + 0,1 = 0,35 m$$

Altura Dinámica de Elevación

- Altura estática total (succión + impulsión)

Altura estática de succión = $0,72 m$

Altura de Impulsión = $1769.84 - 1288 = 481.8$

Altura total = $0,72 + 512 = 482.5 m$

Perdidas en la succión ($D_s = 4" = 0,1016$)

Válvula de Pie con coladera $L. E = 23 m$

Codo de Radio largo $90^\circ = 2,1 m$

Longitud tubo recta = $0,72 + 0,35 + 0,5 = 1,57 m$

Longitud equivalente total = $23 + 2,1 + 1,57 = 26,67 m$

Hazen – Williams

$$Q = 0,2787 C D^{2,63} J^{0,54}$$

$$J = 0,001151 \text{ m/m}$$

Perdidas en la succión = $0,001151 \times 26,67 \text{ m} = 0,031 \text{ m}$

Perdidas por succión ($D = 4'' = 0,1016 \text{ m}$)

Expansión concéntrica ($12 D$) $L. E. = 1,2 L$

Válvula retención horizontal = $12,9$

Válvula de cortina = $0,70$

Codo de radio largo 90° (2 codos) = $4,2$

Te con cambio de dirección = $6,7$

Tubería = $482,5$

Longitud equivalente total = 507 m

Perdidas en impulsión = $0,001151 * 507 = 0,58 \text{ m}$

Altura velocidad de descarga (V_i)

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{1,85^2}{2 (9,81)} = 0,168 \text{ m}$$

Altura dinámica de elevación = $482,5 + 0,168 + 0,62 + 0,031 = 483,3 \approx 484 \text{ m}$

Tipo de bomba (comercial):

Empresa: Grundfos

Código: 15B70019

Bomba sumergible multicelular para suministro de agua sin tratar, descenso del nivel freático y aumento de presión.

Líquido:

- Líquido bombeado: Agua
- Temperatura máxima del líquido: 40 °C
- Temp. Líquido: 20 °C
- Densidad: 998.2 kg/m³

Datos eléctricos:

- Potencia nominal - P2: 60 HP
- Potencia (P2) requerida por la bomba: 60 HP
- Tipo de arranque: directo

Net-Positive-Suction-Head (Altura De Aspiración Neta Positiva, Cavitación)

- NPSH = 5.3 m

Eficiencia de la bomba:

- Bomba $\eta = 75.3 \%$

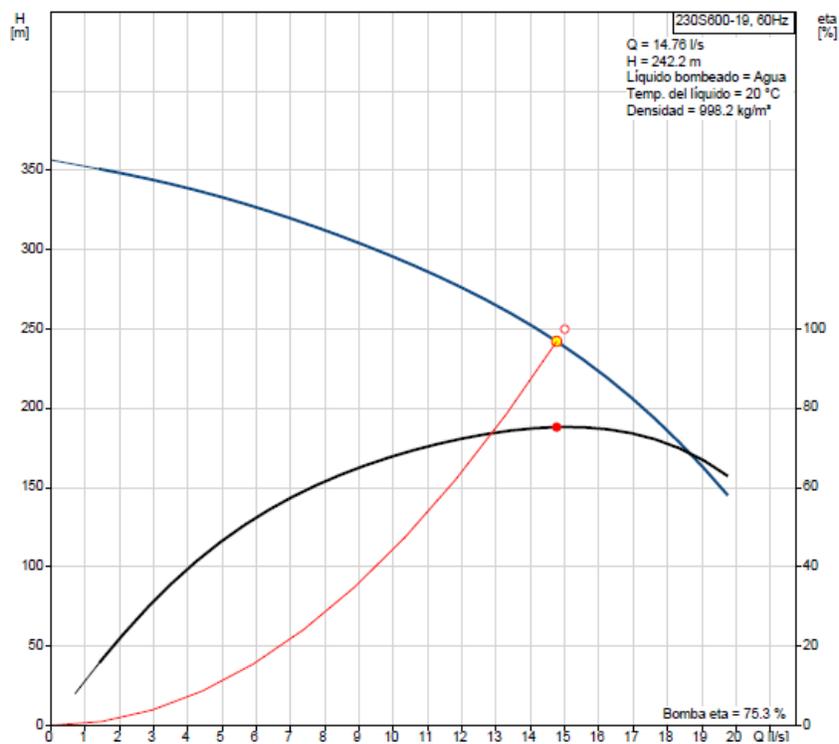


Figura 20 Curva General De La Bomba

Alternativa a utilizar

Se elegirá la alternativa No. 2 “Rebombeo”, pues esta garantiza un mejor funcionamiento del proyecto, mejora las condiciones de mantenimiento y asegura la efectividad de la función eléctrica del mismo, además de esto, se disminuyen costos al ser una empresa Colombiana.

5.3.9. Diseño de la red de distribución

La distribución del agua potable desde el tanque de almacenamiento hasta los usuarios de realiza mediante un sistema de tuberías interconectadas con flujo a presión, conocido como red de distribución.

Este sistema incluye además de las tuberías, los nodos, las válvulas de control, las válvulas reguladoras de presión, las ventosas, las acometidas domiciliarias y todos los demás accesorios y estructuras complementarias necesarios para la correcta operación del sistema.

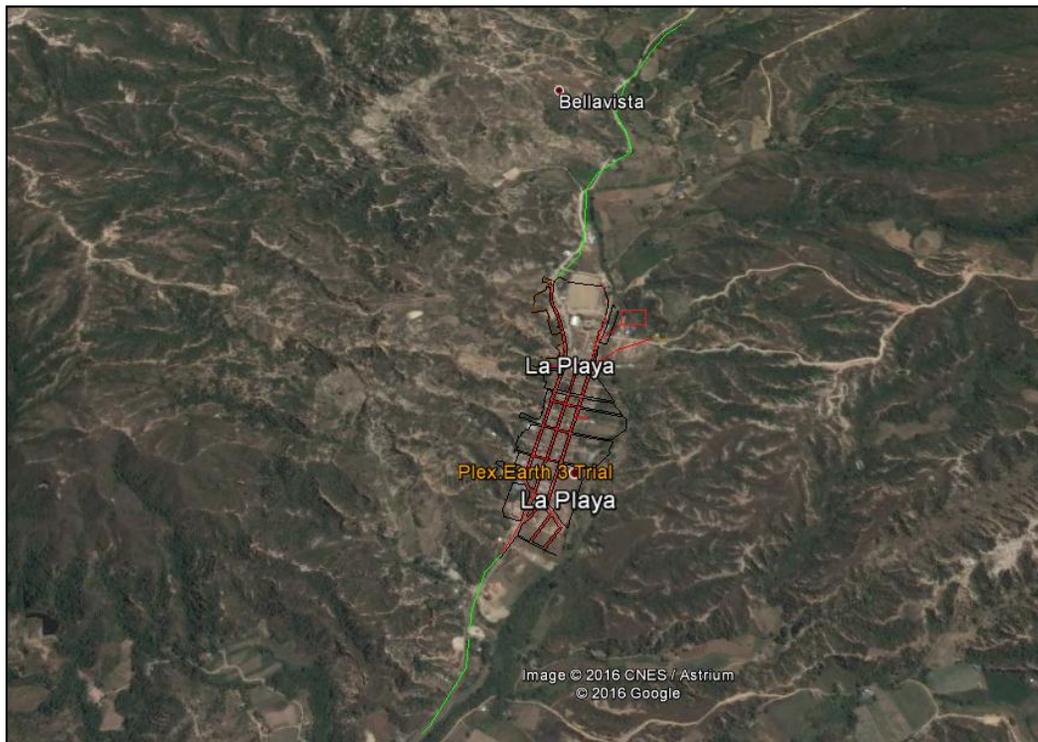


Figura 21 Vista en planta de la red de distribución

Fuente: autores del proyecto

Caudal de diseño

El RAS 2000 estipula para el caudal de diseño lo siguiente:

- Para el nivel bajo de complejidad, el caudal de diseño será el caudal máximo horario (QMH).

- Para los niveles medio y medio alto de complejidad, el caudal de diseño debe ser el caudal máximo horario (QMH) o el caudal medio diario (Qmd) más el caudal de incendio, el que resulte mayor de cualquiera de los dos.
- Para el nivel alto de complejidad, el caudal de diseño debe ser el caudal máximo horario (QMH).

Por tanto, la red de distribución será diseñada utilizando como parámetro el QMH futuro y puntualizando cargas para futuro desarrollo, además, deberá estar en capacidad de atender la demanda de dicha población. La red se proyecta de tal forma que se amplía la cobertura inmediata de servicio a las poblaciones aledañas y con capacidad para atender la demanda futura a un período no menor de 25 años.

Trazado de la red

El trazado de la red se extiende con el fin de garantizar el servicio como lo son las veredas El Tunal y Rosa Blanca, se toma como base la red existente pues esta se encuentra en buen estado, teniéndose en cuenta las recomendaciones generales del trazado de la red (B.7.3.1.1 RAS):

Para todos los Niveles de Complejidad del Sistema, y hasta donde sea posible el diseño de la red de distribución debe tener como objetivo la instalación en terrenos de propiedad pública, evitando interferencias con complejos industriales, vías de tráfico intenso, redes eléctricas, tuberías principales de la red de gas, colectores del sistema de alcantarillado, instalaciones

aeroportuarias, etc. En particular, para todos los Niveles de Complejidad del Sistema deben cumplirse los siguientes requisitos:

El trazado se debe hacer, en lo posible, en áreas públicas evitando adquisiciones o expropiaciones de terrenos particulares y zonas verdes. En caso que la red de distribución deba instalarse atravesando zonas privadas, se debe constituir una servidumbre a favor de la Persona Prestadora del Servicio Público de Agua Potable del municipio. Preferiblemente se deben ubicar las redes de distribución debajo de las zonas peatonales (andenes).

En todos los casos se debe llevar la red de distribución hasta el frente del lote, asegurando que se abarque la totalidad del frente de dicho lote.

El trazado de la red de distribución debe evitar interferencias con aquellos servicios públicos domiciliarios cuya red sea de difícil relocalización o presente dificultades técnicas importantes.

Las tuberías principales de la red de distribución deben ubicarse cerca de los grandes consumidores y de las áreas de mayor consumo específico.

El trazado debe evitar alineamientos junto a quebradas o cañadas que formen parte del sistema de drenaje urbano natural de los municipios objeto del diseño, debido a que allí particularmente deben existir concentraciones de redes de alcantarillado de aguas lluvias y aguas residuales, así como la presencia de suelos aluviales y suelos con niveles freáticos adicionales.

Adicionalmente, en las zonas cercanas a las quebradas en municipios con topografías quebradas, se pueden presentar problemas importantes de inestabilidad de suelos que deben ser considerados.

Siempre deben buscarse rutas con topografía suave, evitando piezas y accesorios especiales.

Durante la ejecución de la obra, el trazado debe minimizar los desvíos e interrupciones del tráfico.

El trazado también debe propender por minimizar la cantidad de rotura y reconstrucción de pavimentos.

El trazado debe reducir al mínimo las interferencias con las redes de servicios públicos existentes durante el período de construcción.

En lo posible, debe evitarse ubicar tuberías nuevas en las calles que ya tengan instaladas tuberías de acueducto de diámetros mayores que 200 mm. A menos que las tuberías existentes sean parte de la red de conducciones.

Presiones en la red de distribución

Según el numeral B.7.4.6 RAS; Para todos los Niveles de Complejidad del Sistema, desde la etapa de diseño se deben tener en cuenta los siguientes requisitos referentes a las presiones en los nodos de la red de distribución:

Tabla 32.*Presiones mínimas según el nivel de complejidad*

Nivel de complejidad	Presión Mínima (Kpa)	Presión Mínima (metros)
Bajo	98,1	10
Medio	98,1	10
Medio alto	147,2	15
Alto	147,2	15

Fuente: TABLA B.7.4. RAS 2000

La presión dinámica mínima, para los Niveles de Complejidad del Sistema Bajo y Medio debe ser de 98.1 KPa (10 M.C.A.).

Configuraciones hidráulicas del sistema.

Hidráulicamente se pueden establecer redes abiertas, redes cerradas o redes mixtas. Para el proyecto la red distribución es de tipo “red mixta” por contar con una sección de tuberías cerrada y otra abierta.

Redes mixtas

Un sistema mixto es aquel en el cual existe una distribución en malla en el centro de la población y ramificada para los barrios o zonas extremas. El buen funcionamiento y la razonable duración de la red de distribución obligan a que los valores de la Presión, en la misma, queden dentro de límites recomendables.

5.3.10. Diseño de la red

- El diseño se modeló sobre el programa de dominio público Epanet
- Diseño: QMH: 9.49 L/s
- Cota del tanque de distribución: 1286 m
- V tanque: 180 M3

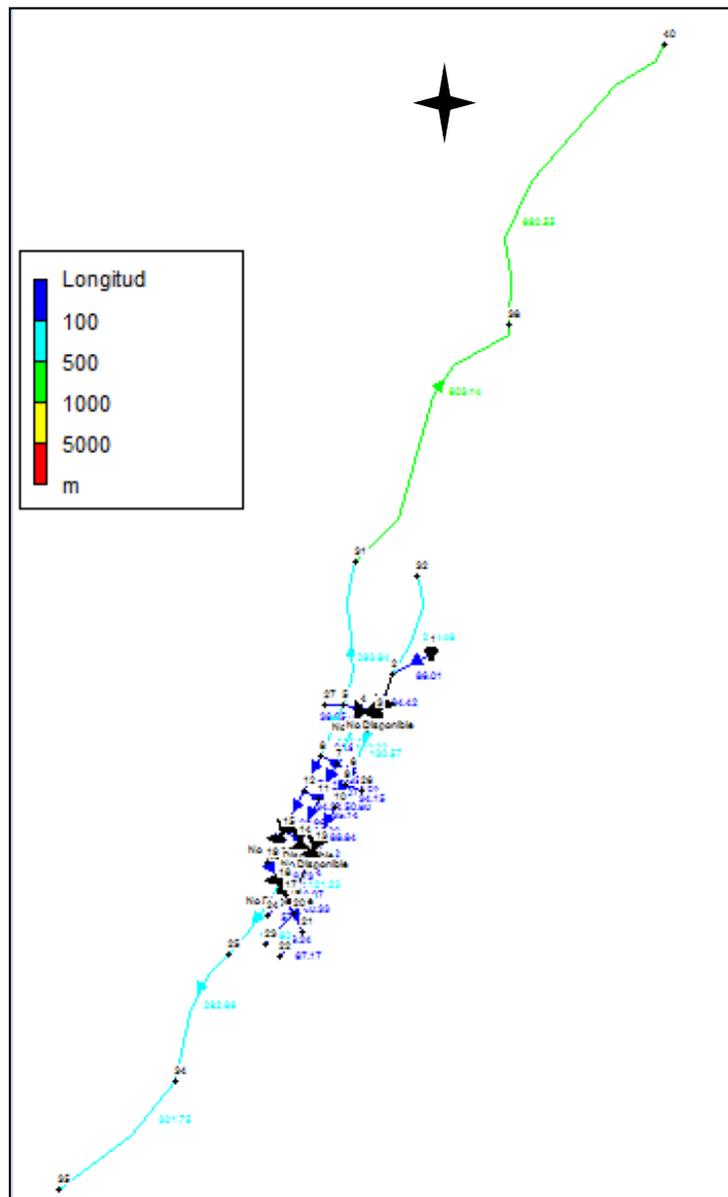
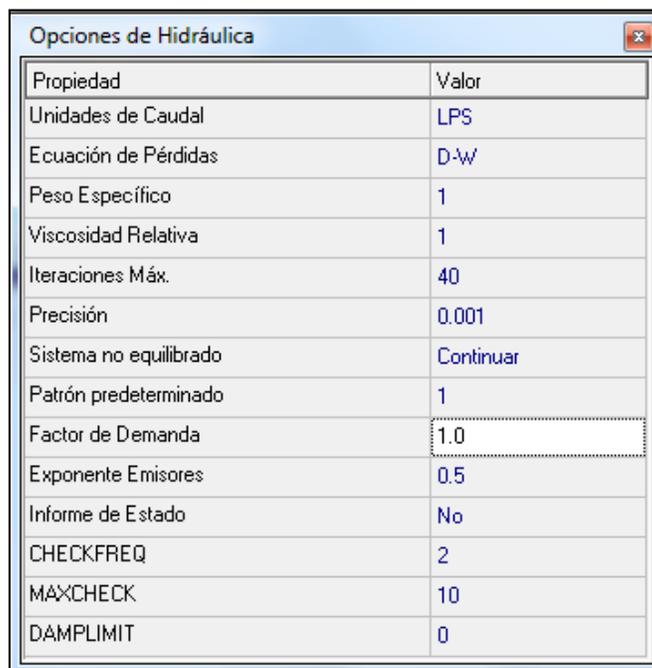


Figura 22 Esquema de la red de distribución

Fuente: autores del proyecto.

Datos de entrada



Propiedad	Valor
Unidades de Caudal	LPS
Ecuación de Pérdidas	D-W
Peso Específico	1
Viscosidad Relativa	1
Iteraciones Máx.	40
Precisión	0.001
Sistema no equilibrado	Continuar
Patrón predeterminado	1
Factor de Demanda	1.0
Exponente Emisores	0.5
Informe de Estado	No
CHECKFREQ	2
MAXCHECK	10
DAMPLIMIT	0

Figura 23 Valores hidráulicos en Epanet

Tabla 33

Presiones y demanda de los nodos en la red de distribución

Presiones y demanda a través de EPANET				
ID NUDO	Cota (m)	Demanda (LPS)	Altura (m)	Presion (m)
Conexión 2	1242	0,16	1287,66	45,66
Conexión 3	1241	0,16	1287,66	46,66
Conexión 4	1244	0,05	1285,49	41,5
Conexión 5	1248	0,32	1282,18	34,18
Conexión 6	1238	0,16	1281,35	43,35
Conexión 7	1239	0,16	1281,29	42,29
Conexión 8	1241	0,16	1281,13	40,13
Conexión 9	1237	0,32	1280,55	43,55
Conexión 10	1235	0,15	1279,48	44,48
Conexión 11	1236	0,15	1279,48	43,48
Conexión 12	1241	0,15	1279,48	38,48
Conexión 13	1234	0,32	1277,85	43,85
Conexión 14	1237	0,32	1277,85	40,85
Conexión 15	1241	0,32	1277,85	36,85

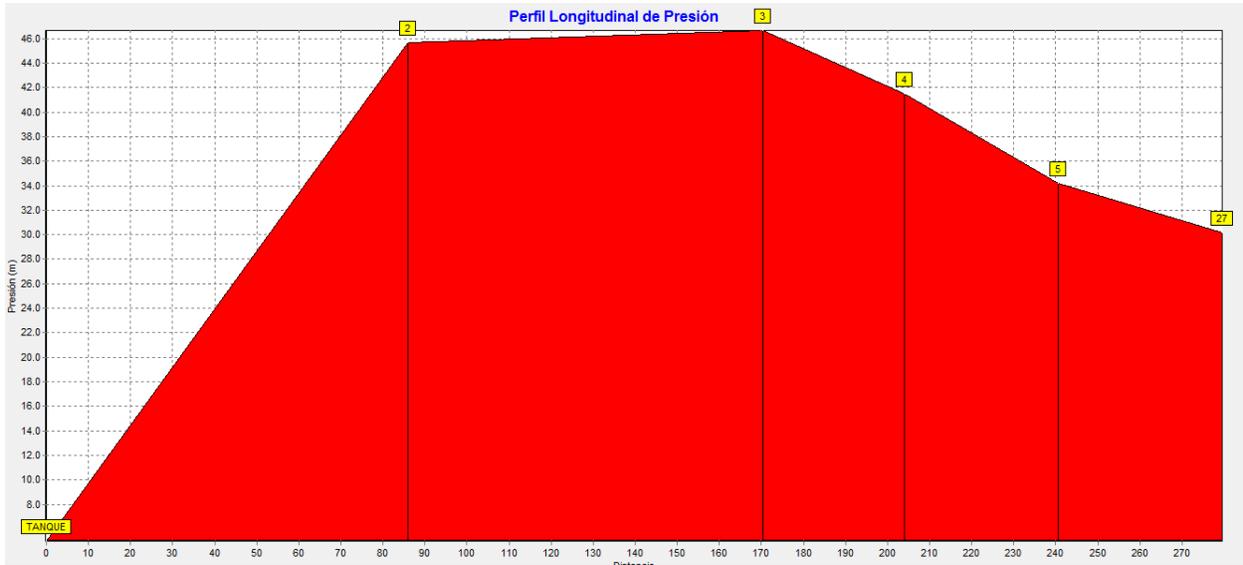
Continuación tabla 33

Presiones y demanda a traves de EPANET				
ID NUDO	Cota (m)	Demanda (LPS)	Altura (m)	Presion (m)
Conexión 16	1234,00	0,32	1276,56	42,56
Conexión 17	1234,00	0,16	1276,54	42,54
Conexión 18	1234,00	0,32	1276,53	42,53
Conexión 19	1234,00	0,32	1276,90	42,90
Conexión 20	1228,00	0,16	1276,50	48,50
Conexión 21	1228,00	0,16	1276,47	48,47
Conexión 22	1227,00	0,10	1276,47	49,47
Conexión 23	1227,00	0,10	1276,49	49,49
Conexión 24	1233,00	0,10	1276,54	43,54
Conexión 25	1231,00	1,12	1270,48	39,48
Conexión 26	1235,00	0,05	1280,55	45,55
Conexión 27	1252,00	0,10	1282,17	30,17
Conexión 31	1255,00	1,12	1287,52	17,52
Conexión 32	1247,00	0,10	1287,65	40,65
Conexión 34	1232,00	1,12	1267,65	35,65
Conexión 35	1220,00	0,10	1267,63	47,63
Conexión 38	1256,00	1,12	1266,94	10,94
Conexión 40	1265,00	0,05	1266,92	1,92
Deposito Tanque	1284,00	-9,50	1289,00	5,00

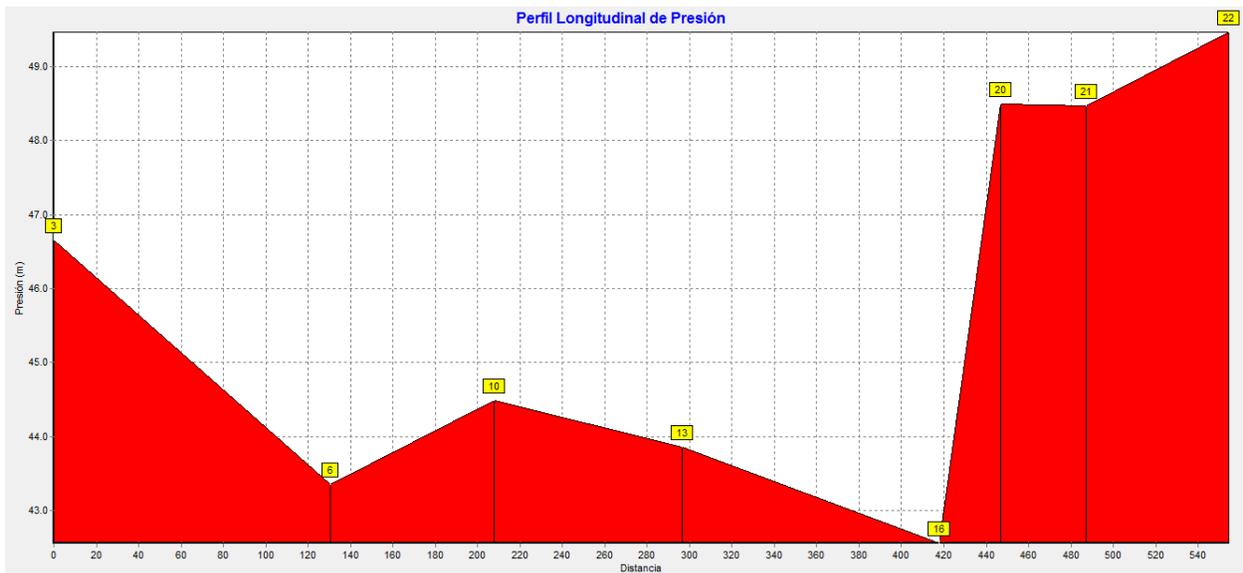
Fuente: autores del proyecto

Perfiles longitudinales

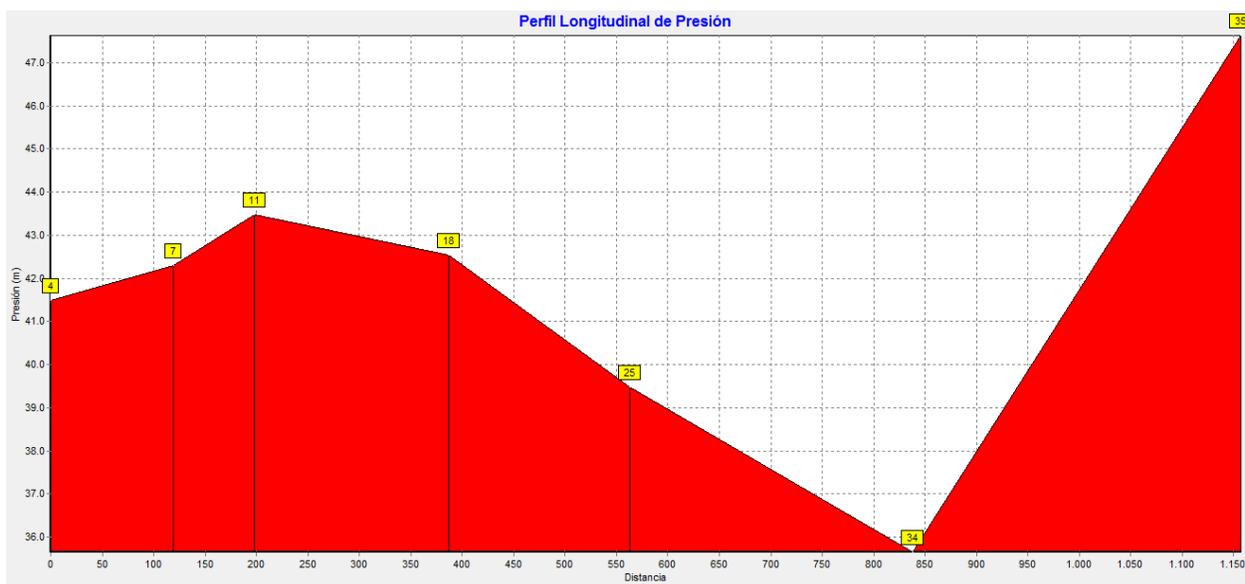
P1:



P2:



P3:



P4:

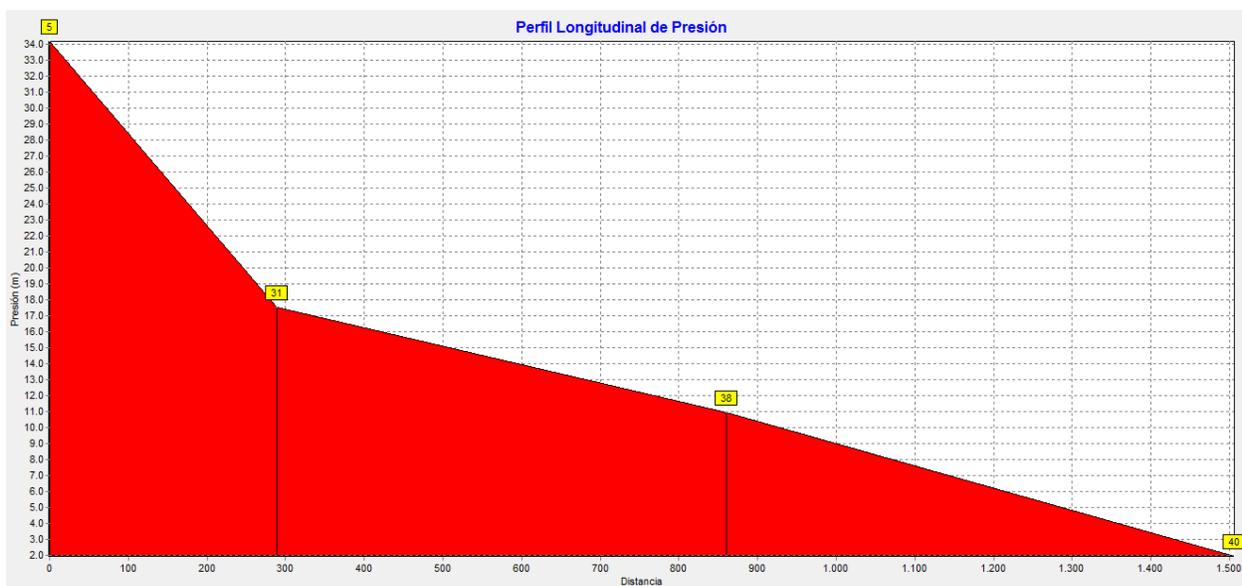
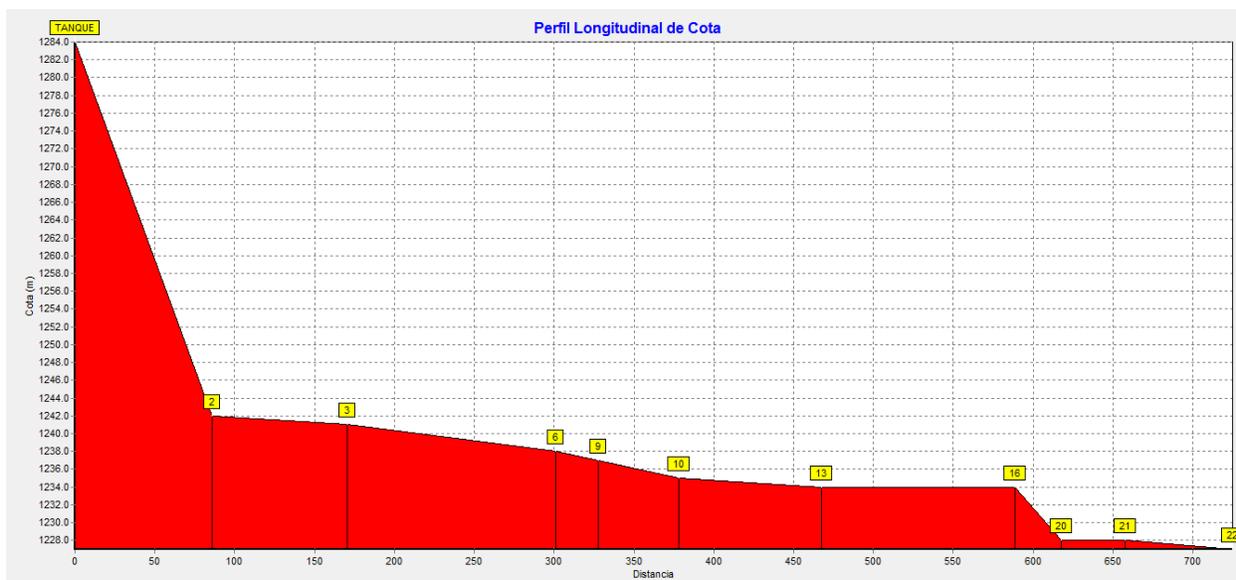


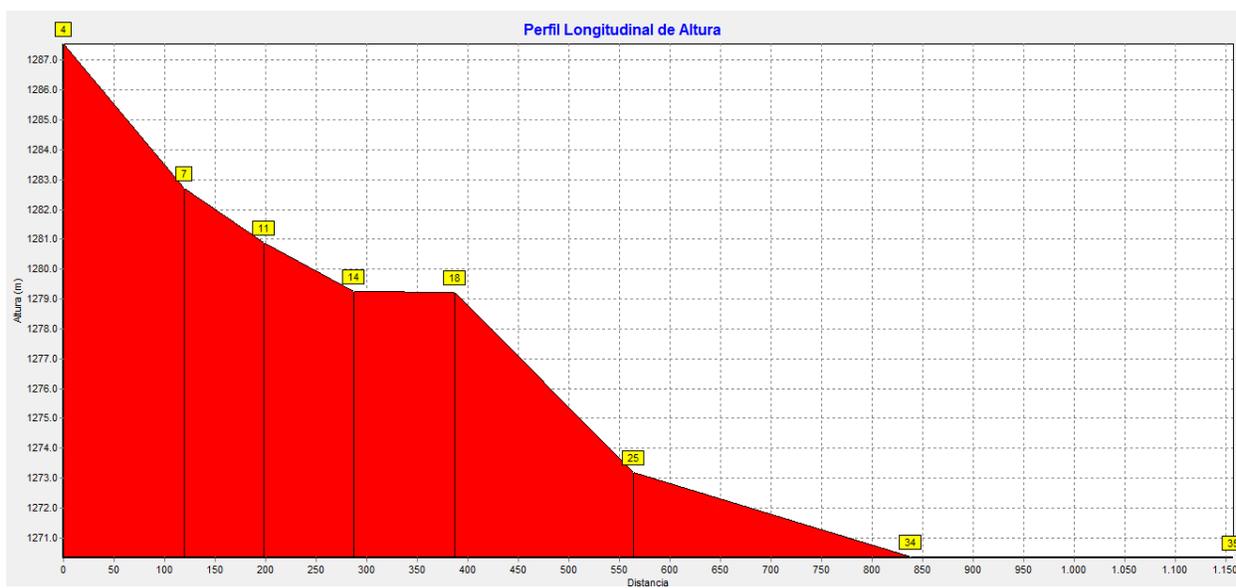
Figura 24 Perfiles de presión en los nodos

Perfiles de alturas

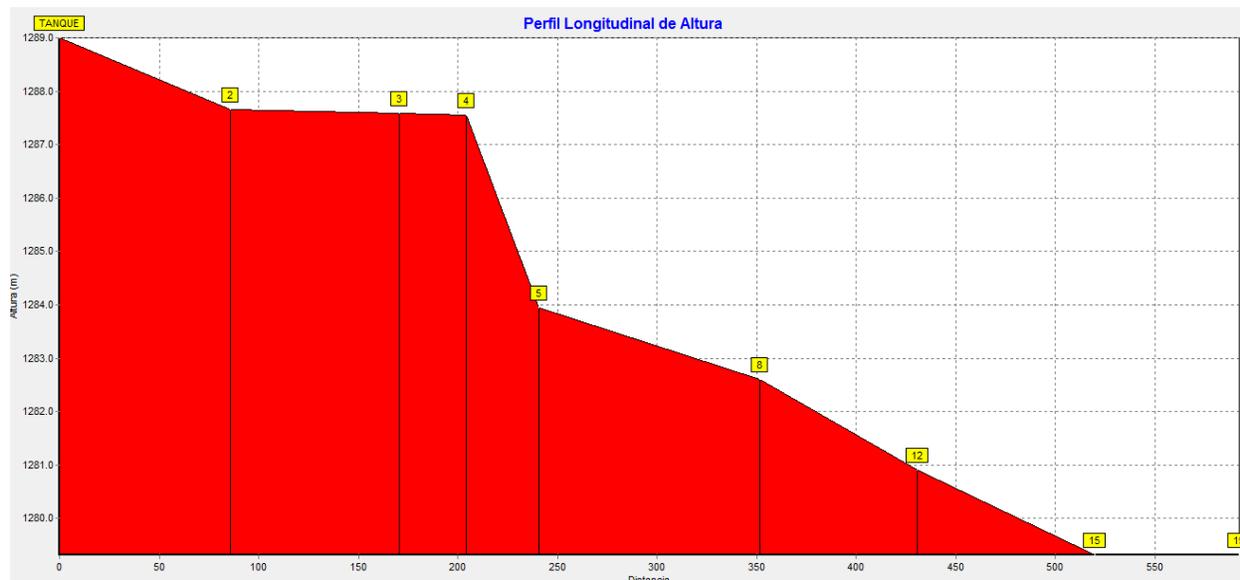
P1:



P2:



P3:



P4:

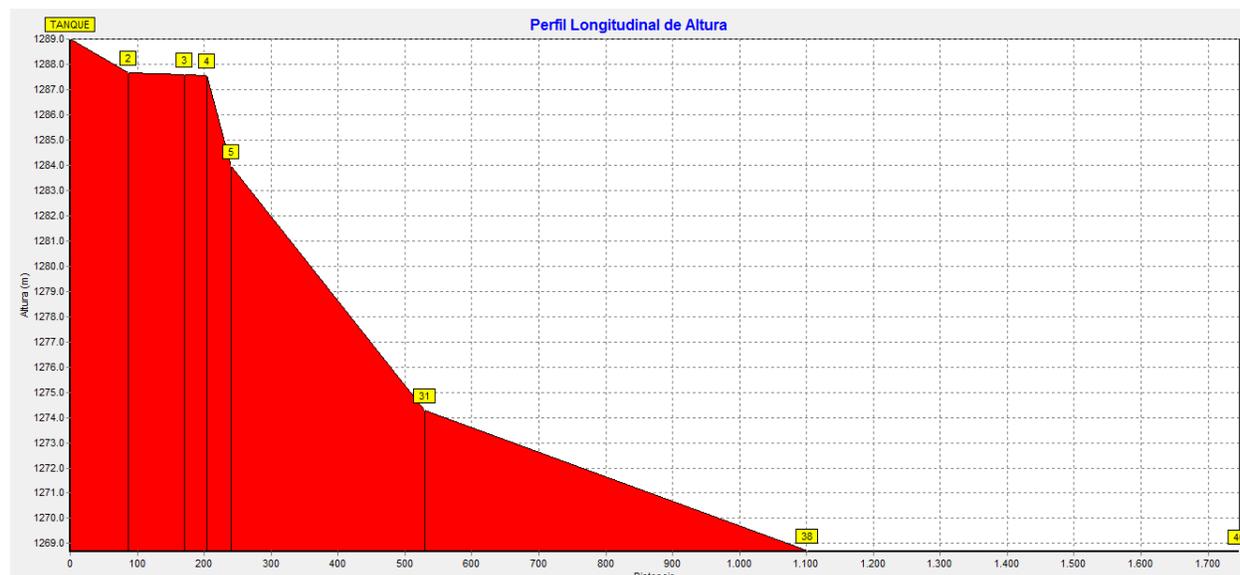


Figura 25 Perfiles de alturas

Tabla 34

Red- tuberías

ID Linea	Red de tuberías					
	Longitud (m)	Diametro (mm)	Caudal (LPS)	Velocidad (m/sg)	Pérd. Unit. (m/km)	Facor de friccion
Tuberia 3	86,01	101,00	9,50	1,19	15,16	0,022
Tuberia 4	36,51	51,00	3,87	1,90	90,91	0,025
Tuberia 5	38,95	51,00	0,10	0,05	0,07	0,029
Tuberia 6	111,16	51,00	-1,17	0,57	9,38	0,029
Tuberia 7	34,98	51,00	-0,78	0,38	4,42	0,030
Tuberia 8	119,20	51,00	-2,37	1,16	35,29	0,026
Tuberia 9	130,57	51,00	2,79	1,37	48,34	0,026
Tuberia 10	35,24	51,00	0,46	0,22	1,67	0,033
Tuberia 11	26,52	51,00	2,17	1,06	29,98	0,025
Tuberia 12	79,17	51,00	1,79	0,88	20,85	0,027
Tuberia 13	79,07	51,00	1,88	0,92	22,82	0,027
Tuberia 14	35,14	51,00	-0,02	0,01	0,01	0,095
Tuberia 15	34,34	51,00	0,03	0,02	0,02	0,084
Tuberia 16	88,96	51,00	1,68	0,82	18,35	0,027
Tuberia 17	89,08	51,00	1,68	0,82	18,32	0,027
Tuberia 18	88,84	51,00	1,68	0,82	18,34	0,027
Tuberia 19	35,22	51,00	0,10	0,05	0,07	0,029
Tuberia 20	36,57	51,00	0,04	0,02	0,03	0,061
Tuberia 22	13,39	51,00	-0,42	0,20	1,42	0,034
Tuberia 24	45,92	51,00	-1,08	0,53	8,06	0,029
Tuberia 27	50,80	51,00	-1,80	0,88	21,04	0,027
Tuberia 28	34,15	51,00	-0,05	0,02	0,03	0,051
Tuberia 29	57,71	51,00	0,10	0,05	0,07	0,029
Tuberia 30	28,97	51,00	0,52	0,25	2,11	0,033
Tuberia 31	40,33	51,00	0,26	0,13	0,61	0,038
Tuberia 32	67,17	51,00	0,10	0,05	0,07	0,029
Tuberia 33	86,24	51,00	0,10	0,05	0,07	0,029
Tuberia 34	176,62	51,00	2,33	1,14	34,24	0,026
Tuberia 35	293,84	51,00	2,29	1,12	32,85	0,026
Tuberia 36	209,48	64,00	0,10	0,03	0,03	0,033
Tuberia 38	603,14	51,00	1,17	0,57	9,26	0,029
Tuberia 39	692,55	51,00	0,05	0,02	0,03	0,052
Tuberia 40	282,66	51,00	1,22	0,59	10,02	0,028
Tuberia 41	321,75	51,00	0,10	0,05	0,07	0,029
Tuberia 2	84,42	64,00	0,00	0,00	0,00	0,000
Tuberia 21	33,67	64,00	6,29	1,96	64,26	0,021
Tuberia 23	72,51	51,00	1,40	0,69	13,08	0,028
Tuberia 25	99,74	51,00	1,41	0,69	13,24	0,028
Tuberia 26	121,23	51,00	1,26	0,62	10,69	0,028
Tuberia 46	28,73	51,00	-0,16	0,08	0,25	0,042

Tabla 35

Red- válvulas

ID Línea	Diametro (mm)	Caudal (LPS)	Velocidad (m/sg)	Pérd. Unit. (m/km)
Válvula UNO	64,00	-5,97	1,86	0,04
Valvula DOS	64,00	-8,65	2,69	0,07
Válvula TRES	64,00	0,77	0,38	0,00
Valvula CUATRO	64,00	1,94	0,95	0,01
Válvula CINCO	64,00	1,16	0,57	0,00
Valvula SEIS	64,00	-0,12	0,06	0,00

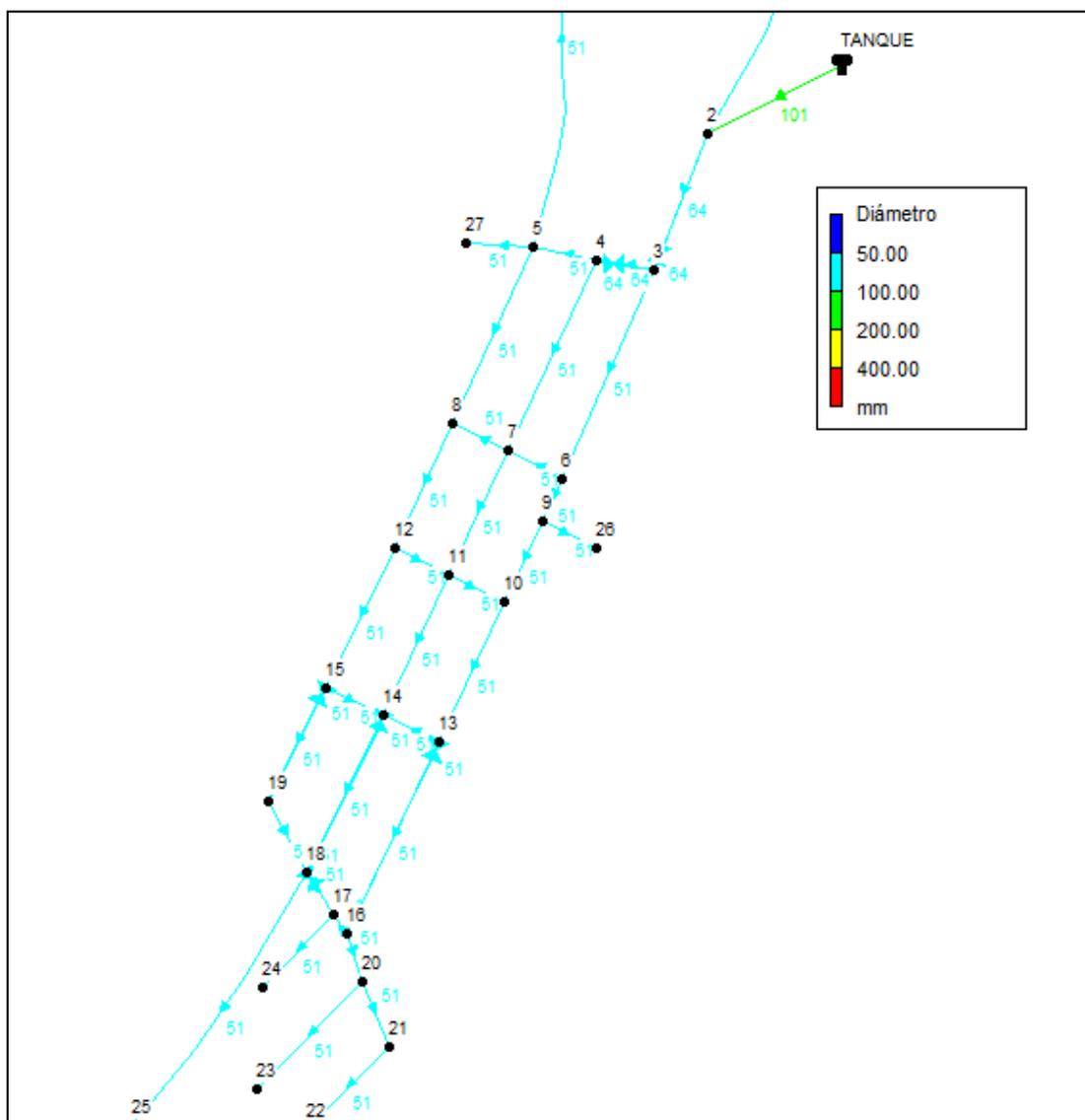


Figura 26 Diámetros de la red

5.4. Objetivo: análisis de costos y ciclos de vida del nuevo sistema de abastecimiento de agua

Definición

El Análisis de Ciclo de Vida (ACV), es una herramienta de gestión medioambiental cuya finalidad es analizar de forma objetiva, metódica, sistemática y científica, el impacto ambiental originado por un proceso/producto durante su ciclo de vida completo. En el análisis se tienen en cuenta las etapas de extracción y procesado de las materias primas, producción, transporte, distribución, uso, reutilización, mantenimiento, reciclado y disposición final.

La norma UNE-EN ISO 14040 (Gestión Ambiental. Análisis del Ciclo de Vida. Principios y marco de referencia) define el Análisis de Ciclo de Vida como una técnica que trata los aspectos medioambientales y los impactos ambientales potenciales a lo largo del ciclo de vida de un producto. Fuente: (Romero, 2015)

5.4.1. Gestión del agua

Este concepto significa decidir cómo se van a distribuir los servicios del agua en el seno de la sociedad, de modo que se designa quién recibirá el agua, de qué manera y cuánta cantidad.

Así, los objetivos perseguidos por dicha gestión se reparten entre:

- Los marcados por la legislación
- Objetivos particulares: población total

A su vez, existe una serie de restricciones impuestas por las leyes y por el medio ambiente. A pesar de ello, se aspira a la satisfacción máxima de todos y cada uno.

Marco institucional de la gestión y la planificación del agua

Se basa en los llamados Consejos del Agua, que se encargan de la planificación y comprenden la normativa nacional e internacional. Gracias a ellos, los Organismos de Cuenca llevan a cabo la verdadera gestión, teniendo en cuenta las peticiones de los ciudadanos, desde aquí, se toman las decisiones definitivas y se materializan las actuaciones.

Los principios ordenadores de la administración del agua se reúnen en:

- Principios de funcionamiento de la Administración Hidráulica.
- Principios de conservación del medio ambiente.
- Principios de la gestión del agua.

Todos estos componentes proponen unos objetivos de planificación y gestión del recurso agua, de modo que se satisfagan las demandas, se armonice el desarrollo regional y sectorial y se incrementen las disponibilidades para todos los ciudadanos.

5.4.2. Características de la fuente de abastecimiento Rio Borra.

El total de agua del que dispone un núcleo de población, se consignará según su suficiencia. En el caso del Rio Borra, los aforos califica la disponibilidad de agua como

SUFICIENTE, por lo que se entiende que no existen restricciones. La población que se desea abastecer con la alternativa del Rio Borra es de 1340 habitantes de los cuales requieren un caudal máximo horario de 9.49 lt /sg. Actualmente el Rio cuenta con un caudal de 313.2 lt/sg y el impacto generado al medio es contribuyente con la necesidad que la comunidad requiere. Es más positiva la contribución del rio a la comunidad, que la afectación al medio que lo contiene, ya que se le extrae agua en cantidades mínimas con la que el rio transporta frecuentemente, es por ese motivo que la clasificación en cantidad es suficiente.

El ciclo integral del agua urbana abarca las siguientes fases:

- Captación de los recursos hídricos.
- Potabilización
- Canalización y almacenamiento en depósitos de cabecera.
- Distribución en la red urbana hasta los consumidores finales
- Recogida de aguas residuales (saneamiento) y su depuración
- Reutilización, en su caso, del agua residual depurada o descarga al medio natural

Mantenimiento preventivo

Para continuar con el análisis del ciclo de vida y en pro de la prevención y buen funcionamiento del sistema, se recomienda unas acciones permanentes en las componentes, tales como:

La captación de la fuente

- Inspeccionar mensualmente, en época lluviosa para conocer el estado de limpieza y detectar posibles problemas.
- Eliminar la maleza, vegetación, tierra, piedras y cualquier objeto que pueda obstruir el paso del agua o contaminarla.
- Construir drenajes para evitar que el agua se empoce y se contamine.
- Estar atentos a derrumbes o deslaves que puedan afectar los tanques.
- Verificar el manejo adecuado de los accesorios.

La línea de conducción

- Verificar que no hayan deslizamientos ni hundimientos en la tierra.
- Revisar que no haya humedad en las líneas y reparar de inmediato cualquier fuga de agua.
- Asegurar el buen funcionamiento de las válvulas de purga para evitar la presencia de sedimentos.
- Mantener el flotador en buen estado de funcionamiento.
- Mantener la tubería protegida pasos elevados, quebradas y puentes.

Válvulas

- Verificar que funcionen adecuadamente para evitar que las altas presiones produzcan daños; que abran y cierren; que no haya rupturas y que estén limpias.

Desarenador

- Verificar los movimientos de las válvulas.
- Mantener válvulas y accesorios libres de sedimentos.

Tanque de distribución

- Mantener en buen estado la escalera, que lleva a la parte de arriba del tanque y la tapa de visita.
- Mantener el tanque limpio y lleno.
- Verificar el estado de las válvulas de limpieza y los tubos de salida y distribución.
- Controlar el funcionamiento de las válvulas de entrada y salida y el llenado y vaciado.
- Mantener libre de sedimentos

Redes de distribución

- Verificar el buen estado de operación de toda la red.
- Revisar las válvulas.
- Llevar registro de medición de presión, daños y acciones de mantenimiento.
- Revisión y reparación de fugas.(Martínez, 2010)

5.4.3. Análisis de costos

Alternativa no. 1

Tabla 36.

Análisis de costos para la solución de abastecimiento, Playa de Belén

ANÁLISIS COSTOS DIRECTOS - SOLUCIÓN DE ABASTECIMIENTO- LA PLAYA DE BELÉN N DE S					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN ÍTEM	UNIDAD/CANTIDA	Vr. UNITARIO	Vr. PARCIAL	
01. . . .	SISTEMA DE ACUEDUCTO				
01.01. . . .	ACTIVIDADES PRELIMINARES				
01.01.01. .	Campamento	GL	1 \$	2.152.687,50	\$ 2.152.687,50
01.01.02. .	Localización y replanteo	M	6978 \$	820,16	\$ 5.723.076,48
01.01.03. .	Descapote y limpieza	Ha	1,4 \$	308.333,50	\$ 431.666,90
01.02. . . .	BOCATOMA				
01.02.01. .	Desvío provisional del río	M3	3,6 \$	405.000,00	\$ 1.458.000,00
01.02.02. .	Excavación en conglomerado 0-2m	M3	3,3 \$	167.324,50	\$ 552.170,85
01.02.03. .	Excavaciones bocatoma y cámara de deriva	M3	5,07 \$	22.500,01	\$ 114.075,05
01.02.04. .	Concreto 3000 psi impermeabilizado	M3	9,67 \$	568.655,14	\$ 5.498.895,20
01.02.05. .	Lleno compactado con material del sitio	M3	2,51 \$	27.225,00	\$ 68.334,75
01.02.06. .	Reja de captación 0,50x0,70 diam 1/2"	UND	1 \$	72.849,50	\$ 72.849,50
01.02.07. .	Ccto ciclópeo para dique 2500 psi	M3	2,07 \$	263.490,00	\$ 545.424,30
01.02.08. .	Acero Fy=60.000 psi	KG	654 \$	13.804,38	\$ 9.028.064,52
01.02.09. .	Válvula de Salida al desarenador 3"	UND	1 \$	153.737,50	\$ 153.737,50
01.02.10. .	Tubería limpieza bocatoma D=4"	ML	3 \$	32.391,00	\$ 97.173,00
01.03. . . .	DESARENADOR				
01.03.01. .	Excavación en Tierra 0-2M	M3	16,45 \$	7.137,50	\$ 117.411,88
01.03.02. .	Excavación en Roca	M3	7,05 \$	22.500,01	\$ 158.625,07
01.03.03. .	Relleno con material del sitio	M3	5,12 \$	6.554,13	\$ 33.557,15
01.03.04. .	Afirmado e=0,10	M2	10,71 \$	28.807,08	\$ 308.523,83
01.03.05. .	Válvula de cierre 3"	UND	3 \$	138.250,00	\$ 414.750,00
01.03.06. .	Tubería de desagüe 4" pvc	ML	8 \$	32.391,00	\$ 259.128,00
01.03.07. .	Concreto 3000 psi impermeabilizado	M3	2,82 \$	568.655,14	\$ 1.603.607,49
01.03.08. .	Acero de refuerzo Fy=60.000 psi	KG	442 \$	13.804,38	\$ 6.101.535,96
01.04. . . .	CONDUCCIÓN Y ADUCCIÓN				
01.04.01. .	Excavación Zanja 0,60x0,50 M	M3	2100 \$	22.500,01	\$ 47.250.021,00
01.04.02. .	Relleno con material excavado	M3	1994 \$	6.554,13	\$ 13.068.935,22
01.04.03. .	Suministro de tubería 3" RDE 21 PVC	ML	100 \$	36.386,32	\$ 3.638.632,00
01.04.04. .	Suministro de tubería 4" RDE 21 PVC	ML	6900 \$	44.652,75	\$ 308.103.975,00
01.04.05. .	Suministro válvula ventosa 4"	UND	2 \$	800.000,00	\$ 1.600.000,00
01.04.06. .	Suministro válvulas de compuerta purga	UND	4 \$	609.000,00	\$ 2.436.000,00
01.05. . . .	SISTEMA DE BOMBEO				
01.05.01. .	Caseta de Bombeo	UND	1 \$	9.347.480,20	\$ 9.347.480,20
01.05.02. .	Bomba Centrífuga 200 hp FLOWSERVE	UND	2 \$	150.000.000,00	\$ 300.000.000,00

Continuación tabla 36

01.06. . . .	TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
01.06.01. . .	Localización y replanteo	M	156,25 \$	820,16 \$	128.150,00
01.06.02. . .	Excavación	M3	642,12 \$	7.137,50 \$	4.583.131,50
01.06.03. . .	Ccto columnas y paredes	M3	48,23 \$	568.655,14 \$	27.426.237,40
01.06.04. . .	Ccto placa de cimentación	M3	27,39 \$	568.655,14 \$	15.575.464,28
01.06.05. . .	Refuerzo fy=60.000 psi	KG	18876,22 \$	13.804,38 \$	260.574.513,84
01.06.06. . .	Accesorios	UND	1 \$	485.405,00 \$	485.405,00
01.07. . . .	REDES DE ACUEDUCTO				
01.07.01. . .	Tubo PVC rde 21 3"	ML	86,01 \$	36.386,32 \$	3.129.587,38
01.07.02. . .	Tubo PVC rde 21 2"	ML	4116,97 \$	18.573,88 \$	76.468.106,74
01.07.03. . .	Tubo PVC rde 21 2 1/2"	ML	327,57 \$	27.970,81 \$	9.162.398,23
01.07.04. . .	Acometidas domiciliarias	UND	702 \$	225.646,88 \$	158.404.109,76
01.07.05. . .	Medidores agua potable	UND	702 \$	140.250,00 \$	98.455.500,00
02.07. . . .	INSTALACIÓN DE VÁLVULAS				
02.07.01. . .	Válvulas de regulación 2"	UND	6 \$	361.450,00 \$	2.168.700,00
02.07.02. . .	Caja para válvulas	UND	6 \$	130.520,17 \$	783.121,02
02.07.03. . .	Hidrante 3"	UND	1 \$	2.753.787,26 \$	2.753.787,26
				SUB-TOTAL \$	1.380.436.550,76
				ADMINISTRACIÓN (10%) \$	138.043.655,08
				IMPREVISTOS (3%) \$	41.413.096,52
				UTILIDAD (10%) \$	138.043.655,08
				IVA (19%) \$	26.228.294,46
				TOTAL \$	1.724.165.251,90

Alternativa 2

Tabla 37.

Análisis de costos para la solución de abastecimiento, Playa de Belén

ANÁLISIS COSTOS DIRECTOS - SOLUCIÓN DE ABASTECIMIENTO- LA PLAYA DE BELÉN N DE S					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN ÍTEM	UNIDAD/CANTIDAD	Vr. UNITARIO	Vr. PARCIAL	
01.	SISTEMA DE ACUEDUCTO				
01.01. . . .	ACTIVIDADES PRELIMINARES				
01.01.01. . .	Campamento	GL	1 \$	2.152.687,50 \$	2.152.687,50
01.01.02. . .	Localización y replanteo	M	6978 \$	820,16 \$	5.723.076,48
01.01.03. . .	Descapote y limpieza	Ha	1,4 \$	308.333,50 \$	431.666,90
01.02. . . .	BOCATOMA				
01.02.01. . .	Desvío provisional del río	M3	3,6 \$	405.000,00 \$	1.458.000,00
01.02.02. . .	Excavación en conglomerado 0-2m	M3	3,3 \$	167.324,50 \$	552.170,85
01.02.03. . .	Excavaciones bocatoma y cámara de deriva	M3	5,07 \$	22.500,01 \$	114.075,05
01.02.04. . .	Concreto 3000 psi impermeabilizado	M3	9,67 \$	568.655,14 \$	5.498.895,20
01.02.05. . .	Lleno compactado con material del sitio	M3	2,51 \$	27.225,00 \$	68.334,75
01.02.06. . .	Reja de captación 0,50x0,70 diam 1/2"	UND	1 \$	72.849,50 \$	72.849,50
01.02.07. . .	Ccto ciclópeo para dique 2500 psi	M3	2,07 \$	263.490,00 \$	545.424,30
01.02.08. . .	Acero Fy=60.000 psi	KG	654 \$	13.804,38 \$	9.028.064,52
01.02.09. . .	Válvula de Salida al desarenador 3"	UND	1 \$	153.737,50 \$	153.737,50
01.02.10. . .	Tubería limpieza bocatoma D=4"	ML	3 \$	32.391,00 \$	97.173,00
01.03. . . .	DESARENADOR				
01.03.01. . .	Excavación en Tierra 0-2M	M3	16,45 \$	7.137,50 \$	117.411,88
01.03.02. . .	Excavación en Roca	M3	7,05 \$	22.500,01 \$	158.625,07
01.03.03. . .	Relleno con material del sitio	M3	5,12 \$	6.554,13 \$	33.557,15
01.03.04. . .	Afirmado e=0,10	M2	10,71 \$	28.807,08 \$	308.523,83

Continuación tabla 37

01.03.05. . .	Válvula de cierre 3"	UND	3	\$	138.250,00	\$	414.750,00
01.03.06. . .	Tubería de desagüe 4" pvc	ML	8	\$	32.391,00	\$	259.128,00
01.03.07. . .	Concreto 3000 psi impermeabilizado	M3	2,82	\$	568.655,14	\$	1.603.607,49
01.03.08. . .	Acero de refuerzo Fy=60.000 psi	KG	442	\$	13.804,38	\$	6.101.535,96
01.04. . . .	CONDUCCIÓN Y ADUCCIÓN						
01.04.01. . .	Excavación Zanja 0,60x0,50 M	M3	2100	\$	22.500,01	\$	47.250.021,00
01.04.02. . .	Relleno con material excavado	M3	1994	\$	6.554,13	\$	13.068.935,22
01.04.03. . .	Suministro de tubería 3" RDE 21 PVC	ML	100	\$	36.386,32	\$	3.638.632,00
01.04.04. . .	Suministro de tubería 4" RDE 21 PVC	ML	6900	\$	44.652,75	\$	308.103.975,00
01.04.05. . .	Suministro válvula ventosa 4"	UND	2	\$	800.000,00	\$	1.600.000,00
01.04.06. . .	Suministro válvulas de compuerta purga	UND	4	\$	609.000,00	\$	2.436.000,00
01.05. . . .	SISTEMA DE BOMBEO						
01.05.01. . .	Caseta de Bombeo	UND	1	\$	9.347.480,20	\$	9.347.480,20
01.05.02. . .	Bomba + motor 60 HPgrundfos	UND	4	\$	33.964.468,00	\$	135.857.872,00
01.06. . . .	TANQUE DE ALMACENAMIENTO						
01.06.01. . .	Localización y replanteo	M	156,25	\$	820,16	\$	128.150,00
01.06.02. . .	Excavación	M3	642,12	\$	7.137,50	\$	4.583.131,50
01.06.03. . .	Ccto columnas y paredes	M3	48,23	\$	568.655,14	\$	27.426.237,40
01.06.04. . .	Ccto placa de cimentación	M3	27,39	\$	568.655,14	\$	15.575.464,28
01.06.05. . .	Refuerzo fy=60.000 psi	KG	18876,22	\$	13.804,38	\$	260.574.513,84
01.06.06. . .	Accesorios	UND	1	\$	485.405,00	\$	485.405,00
01.07. . . .	REDES DE ACUEDUCTO						
01.07.01. . .	Tubo PVC rde 21 3"	ML	86,01	\$	36.386,32	\$	3.129.587,38
01.07.02. . .	Tubo PVC rde 21 2"	ML	4116,97	\$	18.573,88	\$	76.468.106,74
01.07.03. . .	Tubo PVC rde 21 2 1/2"	ML	327,57	\$	27.970,81	\$	9.162.398,23
01.07.04. . .	Acometidas domiciliarias	UND	702	\$	225.646,88	\$	158.404.109,76
01.07.05. . .	Medidores agua potable	UND	702	\$	140.250,00	\$	98.455.500,00
02.07. . . .	INSTALACIÓN DE VÁLVULAS						
02.07.01. . .	Válvulas de regulación 2"	UND	6	\$	361.450,00	\$	2.168.700,00
02.07.02. . .	Caja para válvulas	UND	6	\$	130.520,17	\$	783.121,02
02.07.03. . .	Hidrante 3"	UND	1	\$	2.753.787,26	\$	2.753.787,26
						\$	SUB-TOTAL \$ 1.216.294.422,76
						\$	ADMINISTRACIÓN (10%) \$ 121.629.442,28
						\$	IMPREVISTOS (3%) \$ 36.488.832,68
						\$	UTILIDAD (10%) \$ 121.629.442,28
						\$	IVA (19%) \$ 23.109.594,03
						\$	TOTAL \$ 1.519.151.734,03

Conclusiones

En el transcurso de la investigación, se lograron evaluar las estructuras existentes, evidenciándose que el principal problema es la fuente de abastecimiento, determinando así, la utilización del Rio Borra como alternativa de solución.

Los análisis de calidad realizados al Rio en estudio, indica que el sistema sugerido por el Decreto 2115 de 2007, indica la utilización de un sistema completo convencional de potabilización, dicho proceso es empleado para una fuente deficiente. Se concluye entonces que el sistema de potabilización para la población de la Playa de Belén y las veredas Tunal y Rosa Blanca será: Pre tratamiento + (coagulación + Sedimentación + filtración rápida) o (Filtración lenta diversas etapas)+ Desinfección y estabilización.

Las aducciones se realizan a flujo libre o a presión, en tubería PCV de 4 pulgadas, con el objeto de evitar cualquier posibilidad de contaminación externa del agua.

En el diseño de los elementos del sistema de acueducto se aplicaron los parámetros estipulados en el RAS 2000 (Proyecto de Resolución 2015), la Resolución 2320 de 2009, Resolución 2115 de 2007 y el Decreto 1575 del 2007.

Para el proyecto titulado Alternativa De Solución Para El Sistema Agua Potable A Través Del Rio Borra, Para El Municipio De La Playa Y Veredas Aledañas, la red distribución es de tipo “red mixta” por contar con una sección de tuberías cerrada y otra abierta.

Las presiones dinámicas obtenidas en la red de distribución cumplen con los parámetros mínimos establecidos por la norma.

Debido a la topografía de la zona la línea de conducción contará con ventosas y purgas a las cuales se les debe realizar mantenimiento continuo.

Es necesaria la implementación de dos estaciones de bombeo debido a la localización del tanque de almacenamiento, pues el Rio se encuentra en una zona baja en comparación con el punto más alto de la conducción, además de esto se toma esta alternativa por cuestiones de mantenimiento, economía y seguridad en la funcionalidad del sistema, lo que asegura la continuidad del servicio a la población.

Recomendaciones

Se deben implementar mecanismos de repoblación de árboles y zonas de protección en el nacimiento de la quebrada, con el fin de garantizar en el futuro, una buena calidad de agua y en las cantidades óptimas para suplir las necesidades de la comunidad, ya que, ninguna fuente podría tener sostenibilidad en el futuro, mientras el municipio de la playa no realice ninguna actividad para evitar la deforestación en estas zonas.

Se debe realizar un estudio ambiental, zonas arriba de la captación para evitar posible contaminación por parte de los químicos utilizados en los cultivos.

Se requiere concientizar a la población, a que el uso del agua tratada es solo para el consumo humano y formular una alternativa para el sistema de riego de la población, ya que este es su principal inconveniente.

El mantenimiento e inspección de las estructuras, de las líneas de aducción y de conducción debe ser periódico y debe estar a cargo de un personal que tenga conocimientos en la materia.

El tanque de almacenamiento deberá instalarse en las mismas instalaciones de la planta de tratamiento y en su interior deberá llevar un acabado en baldosa para evitar la contaminación de las paredes y tapa en concreto.

Se recomienda realizar más de dos aforos o muestreos, para determinar la calidad de la fuente, ya que las condiciones varían en el transcurso del día.

Referencias Bibliográficas

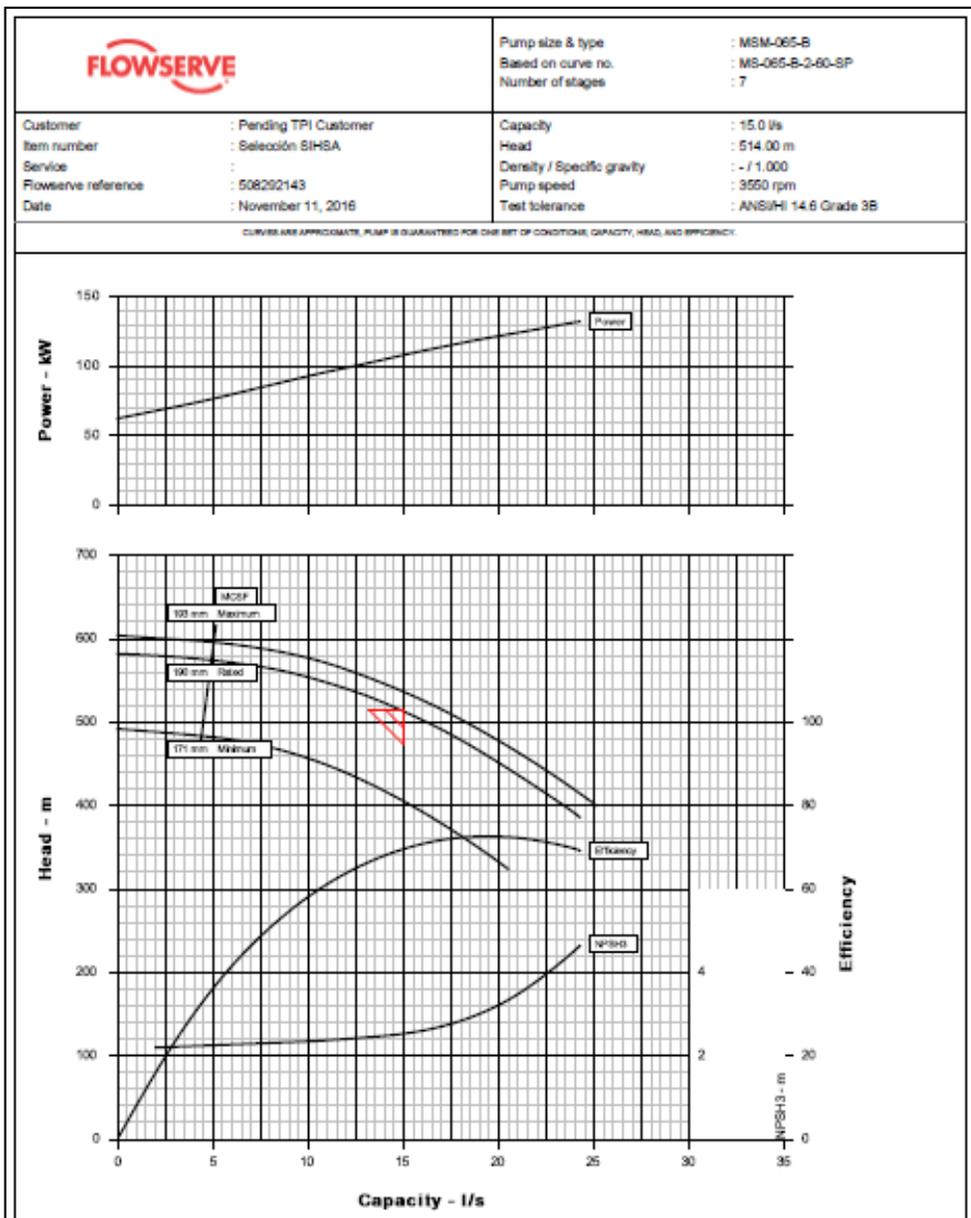
- administracion publica, c. d. (2014). *evaluacion integral de prestadores* . bogota: septiembre superservicios .
- AEQUITECTURA, A. (10 de 2 de 2016). Obtenido de <http://www.arqhys.com/construccion/bocatoma-estructura-hidraulica.html>
- Aliota, C. J. (02 de febrero de 2016). *Agua Potable* . Obtenido de Tratamiento del Agua : http://www.elaguapotable.com/tratamiento_del_agua.htm
- AQUACULTURE, I. C. (s.f.). *INTRODUCCION A LA CAPTACION*. Alabama : Alex Bocek.
- Ascanio, V. O. (2012-2015). *Plan de S alud Territorial*. La Playa de Belen, Norte de Santander: Alcaldia Municipal.
- Belén, A. M. (10 de 02 de 2016). *Sitio Oficial de la Playa de Belén*. Obtenido de Gobierno Participativo: http://laplayadebelen-nortedesantander.gov.co/informacion_general.shtml
- Carrera, P. F. (s.f.). Obtenido de <http://www.proyectosfindecarrera.com/definicion/instalacion-domiciliaria-agua-potable.htm>
- chow, v. t. (1994). *HIDROLOGIA AMBIENTAL*. Obtenido de METODOS DE ESTIMACION DE CAUDALES: <file:///D:/USUARIO%20NUEVO/Downloads/MEDICION%20DE%20CAUDAL.pdf>
- chow, v. t. (2004). *Hidraulica de Canales*. Santa Fe de Bogotá: Nomos S.A.
- CHOW, V. T. (s.f.). *hidraulica de canales abiertos*. Mc Graw Gil.
- CivilGeek. (2010). *civilgeek*. Recuperado el 2016, de <http://civilgeeks.com/2010/10/08/obras-de-captacion-sistema-de-agua-potable/>
- civilgeeks. (2016). *civilgeeks*. Obtenido de <http://civilgeeks.com/2010/10/07/dotacion-sistema-de-agua-potable/>
- Colombia, C. d. (1994). Ley 142 de 1994.
- Coorserplay. (2015). *Coorseplay*. la Playa de Belen: servicios publicos .
- corponor, r. y. (2016). *aforo Rio Borra*. Ocaña: corponor.
- CPE, F. (4 de 3 de 2013). *Eduteka*. Obtenido de <http://www.eduteka.org/proyectos.php/2/17899>
- Cualla, R. A. (1995). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillado*. Bogota: Escuela Colobiana de Ingenieria.
- Cualla, R. A. (2003). *Elemento de diseño para acueductos y alcantarillar*. Bogota: 2da edicion.
- DANE. (2009). *Departamento Adminstrativo Nacional de Estadistica de poblacion* . Bogotá: departamento de documentacion y editorial banco de la republica.

- Distancia, U. A. (10 de 02 de 2016). *Universidad Abierta y a Distancia*. Obtenido de http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358002/Abastecimiento_Contenido_en_linea/glosario.html
- Donald, F. M. (2002). *Mecanica de Fluidos e Hidraulica*. Florida: Mc Graw Gil.
- Economico, C. M. (2000). *Reglamento Tecnico del Sector de Agua Potable y saneamiento Basico*. Bogota .
- Ecured. (10 de 2 de 2016). Obtenido de http://www.ecured.cu/Aguas_superficiales
- G., P. I. (s.f.). *FLUJO DE FLUIDOS EN FASE LIQUIDA: Tubos, válvulas y accesorios*. Obtenido de <http://es.scribd.com/doc/30049510/Tema-Tubos-Tuberias-y-Accesorios#scribd>
- IGAC. (76). *carta general 76-IV-C del IGAC*. La Playa de Bélen: IGAC.
- IGAC. (86). *Carta General 86-II-A del IGAC, escala 1:25.000. LA PLAYA DE BELEN : ALCALDIA MUNICIPAL DE LA PLAYA DE BELEN .*
- Julio, O. G. (2011). Aguas Subterráneas—Acuíferos. *Cartilla Tecnica*, 44.
- Los Ministros de la Proteccion Social y del Ambiente, VIvienda resolucion 2115. (2007). *Resolución 2115*. Santa Fe de Bogota: republica de colombia.
- Maria, C. C. (2006). *repositorio la salle*. Recuperado el Enero de 2016, de <http://repository.lasalle.edu.co/bitstream/handle/10185/15488/40011086.pdf?sequence=2>
- Martínez, A. M. (2010). *Operacion y Mantenimiento de sistema de abastecimiento de agua*. BOGOTA: ANAM, MINSA.
- ministerio de Ambiente, V. y. (2009). *resolucion 2320*. Bogota: ministerio de ambiente, vivienda y territorio.
- ministerio de desarrollo economico, c. (2000). *RAS-2000*. Bogotá, D.C: reglamento tecnico del sector de agua potable y saneamiento basico.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2011). *Resoluciones para el Ras-2000*. Santa Fé de Bogota, Cundinamarca, Colombia.
- Municipal, C. (08 de Junio de 2012). *Plan de Desarrollo del Municipio de la Playa de Belén*. Obtenido de Acuerdo N°006 de 2012: <http://www.laplayadebelen-nortedesantander.gov.co/apc-aa-files/65333261323635303937306361623036/acuerdo-y-diagnostico.pdf>
- Ovallos, S. E. (2000). *Esquema de Ordenamiento Territorial .* La Playa de Belén: Alcaldia Municipal de la Playa de Belén.
- Pereira, A. y. (13 de 09 de 2014). *Aguas y Aguas*. Obtenido de http://www.aguasyaguas.com.co/calidad_agua/index.php/es/home-es-es/10-contenido/12-captacion-y-aduccion-del-agua

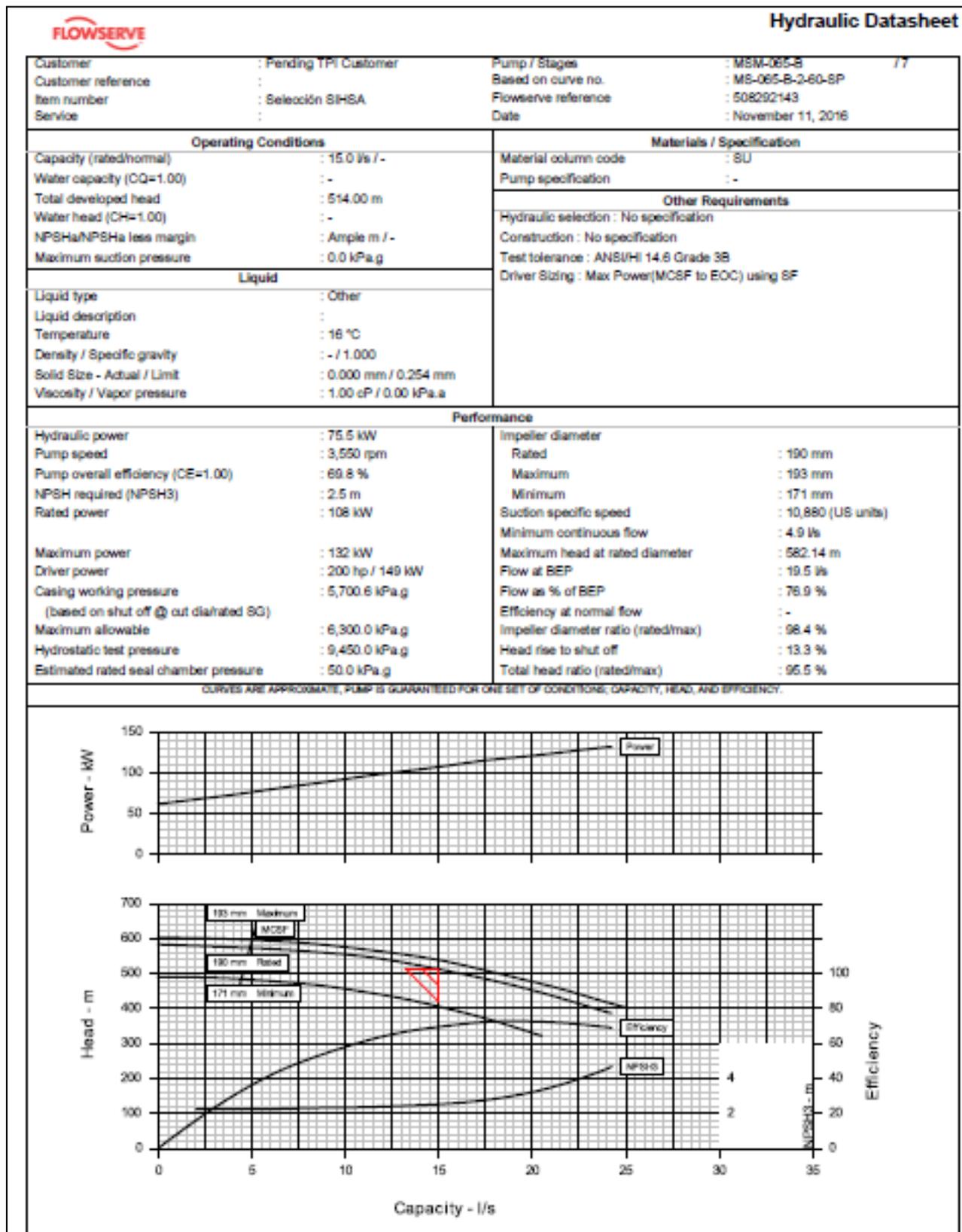
- Pittman, R. A. (1997). *Agua Potable para Poblaciones Rurales*. Lima: Asociacion Servicios Educativos Rurales.
- Ramos, M. I. (s.f.). *Lineas de Conduccion* . Obtenido de <http://es.scribd.com/doc/55239266/Lineas-de-Conduccion-Informe#scribd>
- RAS. (2000). *RAS*. bogota.
- Riego, T. S. (s.f.). *SISTEMAS DE RIEGO AUTOMATIZADOS*.
- Romero, T. (2015). *Analisis del ciclo de vida* . Obtenido de Herramienta de Gestion Ambiental : http://api.eoi.es/api_v1_dev.php/fedora/asset/eoi:45560/componente45558.pdf
- Sanabria, A. (2010). *Operación y mantenimiento de Sistemas de abastecimiento de agua*.
- ServiAnalitica Profesional, S. (1 de septiembre de 2016). resultados de pruebas de calidad. *ServiAnalitica Profesional S.A.S*. Ocaña, Norte de Santander, Colombia.
- Silvia Garavito, L. F. (2013). *Diseño de acueductos y alcantarillados*. Antioquia y Santafe de bogota: Escuela Nacional de Ingenieria Julio Garabito.
- Social, E. M. (10 de 03 de 1998). DECRETO 475. Bogota, Colombia.
- SOCIAL, M. D. (9 de 05 de 2007). *DECRETO NÚMERO 1575 DE 2007*. Obtenido de https://www.minambiente.gov.co/images/normativa/decretos/2007/dec_1775_2007.pdf
- UNESCO. (10 de 02 de 2016). *UNESCO*. Obtenido de http://www.unesco.org/water/wwd2006/index_es.shtml
- Web, D. (s.f.). Obtenido de <http://www.femica.org/diccionario/index2.php?strSearch=a>

Apéndices

Apéndice A.1. Especificaciones de la bomba “



Alternativa No.1”



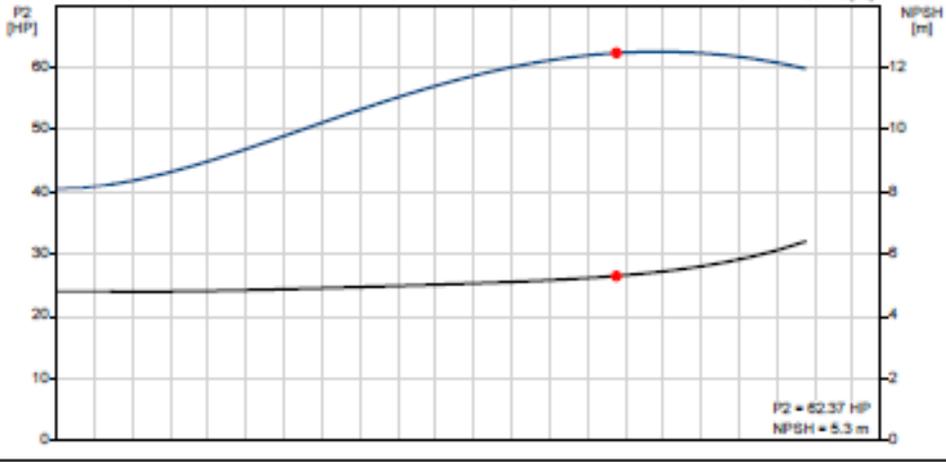
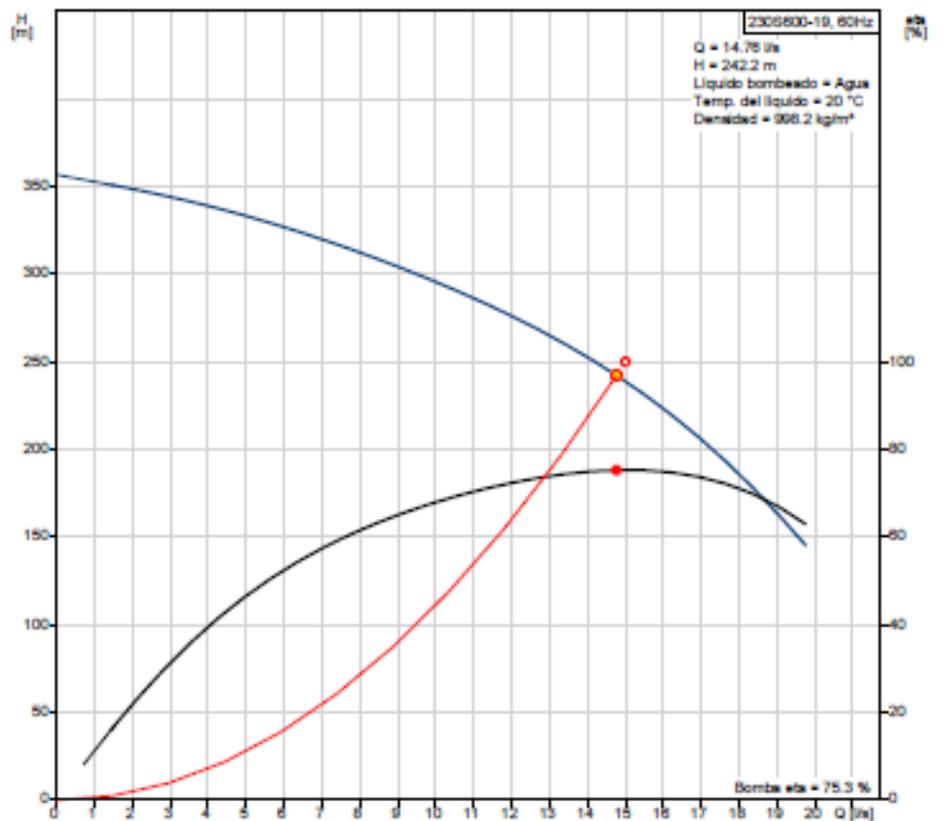
Apéndice A.2. Especificaciones de la bomba “Alternativa No.2”

GRUNDFOS 		Empresa: Grundfos Colombia Creado Por: Carolina Alba Teléfono: (57) 1 2913429 E-m: dalba@grundfos.com Datos: 07/02/2017
Pozición	Contar	Descripción
	1	<p>2303800-18</p>  <p style="text-align: center;"><i>Advertir la foto puede diferir del actual producto</i></p> <p>Código: 15B70019 Bomba sumergible multicelular para suministro de agua sin tratar, descenso del nivel freático y aumento de presión. La bomba es adecuada para aplicaciones con líquidos agresivos.</p> <p>Toda la bomba es de Acero Inoxidable DIN W.-Nr. EN 1.4301.</p> <p>Líquido: Líquido bombeado: Agua Temperatura máxima del líquido: 40 °C Temp. líquido: 20 °C Densidad: 998.2 kg/m³</p> <p>Técnico: Velocidad para datos de bomba: 3450 rpm Caudal real calculado: 14.76 l/s Altura resultante de la bomba: 342.2 m Tolerancia de curva: ISO9906:2012 3B</p> <p>Materiales: Bomba: Acero inoxidable EN 1.4301 AISI 304 Impulsor: Acero inoxidable EN 1.4301 AISI 304</p> <p>Instalación: Descarga: 3"NPT Diámetro del motor: 8 Inch</p> <p>Datos eléctricos: Potencia nominal - P2: 60 HP Potencia (P2) requerida por la bomba: 60 HP Tipo de arranque: directo</p> <p>Otros: Estado ErP: Prod. independiente (directiva EuP) Peso neto: 54.8 kg Peso bruto: 106 kg Volumen: 0.393 m³</p>



Empresa: Grundfos Colombia
 Creado Por: Carolina Alba
 Teléfono: (57) 1 2913429
 E-m.: dalba@grundfos.com
 Datos: 07/02/2017

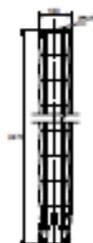
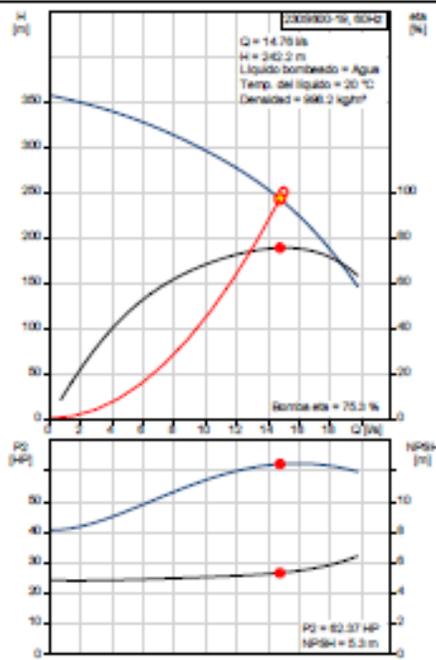
15B70019 230S600-19 60 Hz

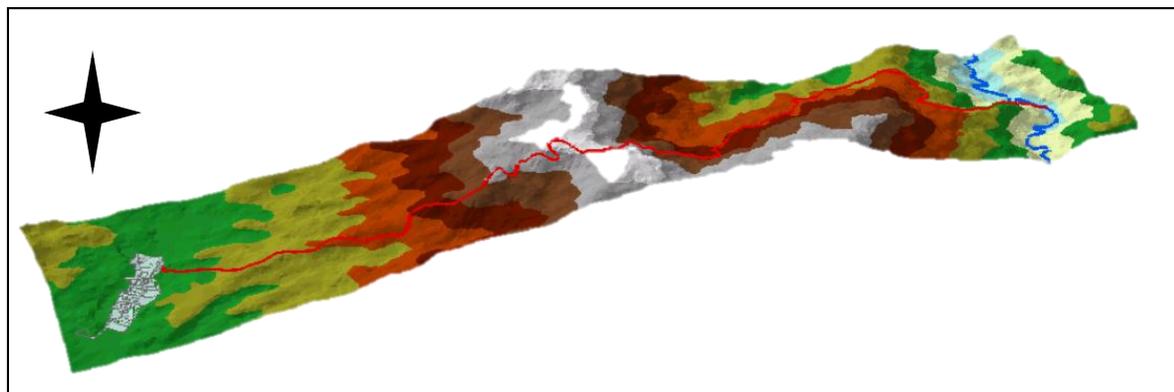


GRUNDFOS

Empresa: Grundfos Colombia
Creado Por: Carolina Alba
Teléfono: (57) 1 2913429
E-m: dalba@grundfos.com
Datos: 07/02/2017

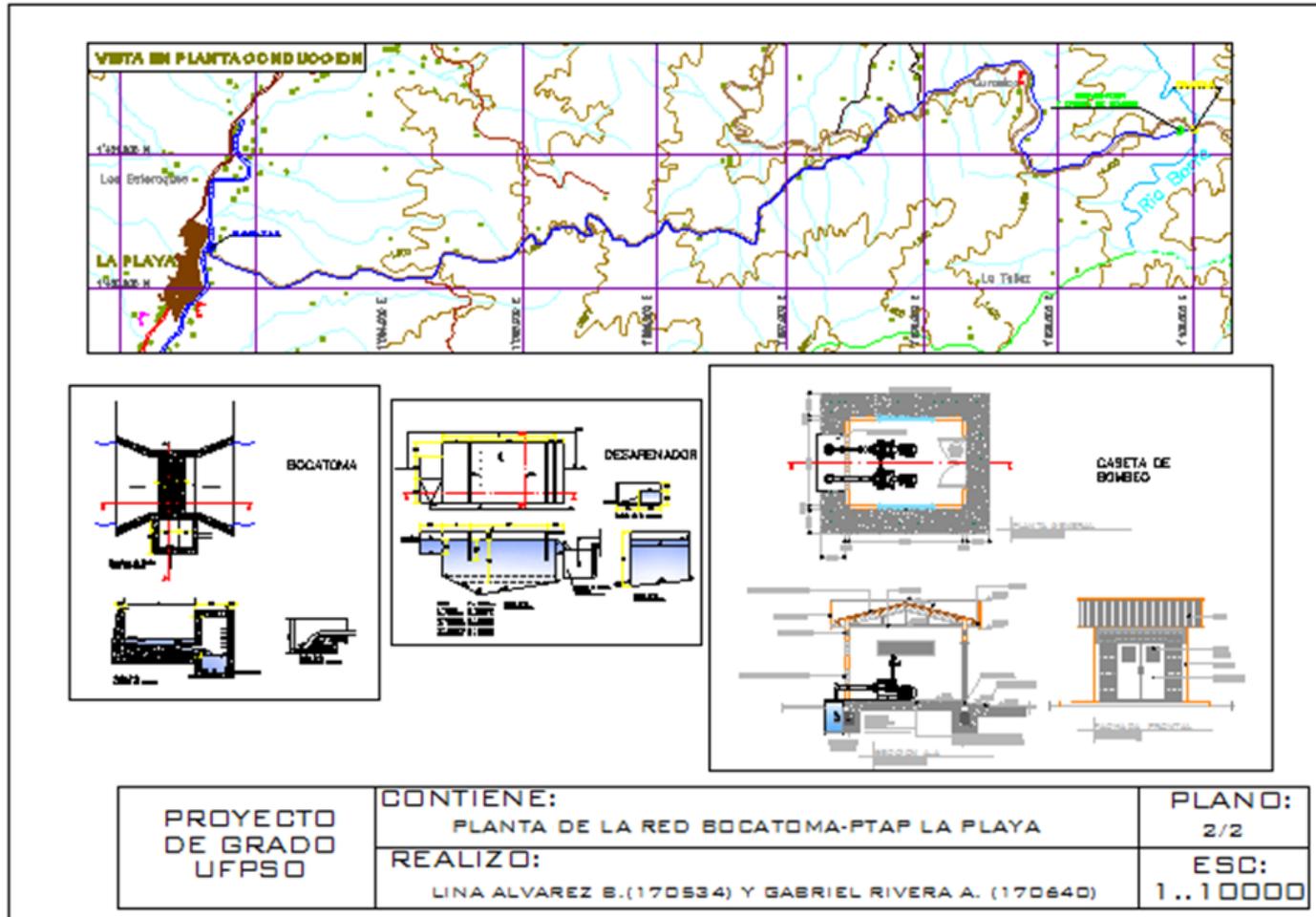
Descripción	Valor
Información general:	
Producto:	2308800-19
Código:	15B70019
Número EAN:	5700991829727
Precio:	Bejo pedido
Técnico:	
Velocidad para datos de bomba:	3450 rpm
Caudal real calculado:	14.76 l/s
Altura resultante de la bomba:	242.2 m
Impulsor reducido:	NONE
Tolerancia de curva:	ISO9906 2012 3B
Etapas:	19
Modelo:	B
Válvula:	YES
Materiales:	
Bomba:	Acero inoxidable EN 1.4301 AISI 304
Impulsor:	Acero inoxidable EN 1.4301 AISI 304
Instalación:	
Descarga:	3"NPT
Diámetro del motor:	8 inch
Líquido:	
Líquido bombeado:	Agua
Temperatura máxima del líquido:	40 °C
Temp. líquido:	20 °C
Densidad:	998.2 kg/m ³
Datos eléctricos:	
Aplic. motor:	GRUNDFOS
Potencia nominal - P2:	60 HP
Potencia (P2) requerida por la bomba:	60 HP
Tipo de arranque:	directo
Otros:	
Estado EIP:	Prod. independiente (directiva EUP)
Peso neto:	54.8 kg
Peso bruto:	106 kg
Volumen:	0.393 m ³
Area de ventas:	Namreg



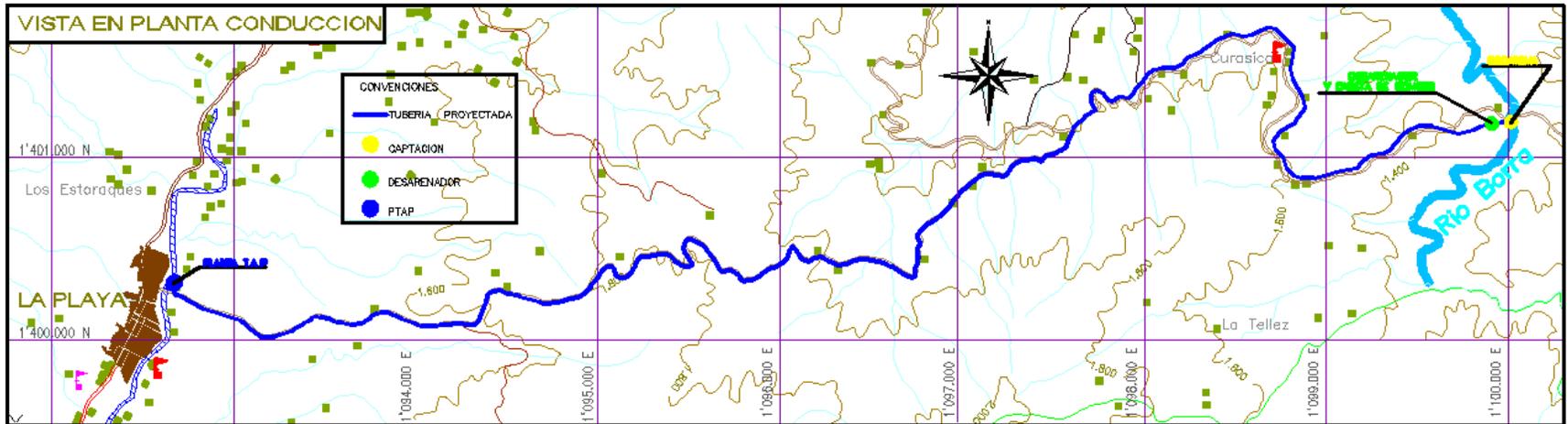
Apéndice B. topografía de la zona asistida por ArcGIS

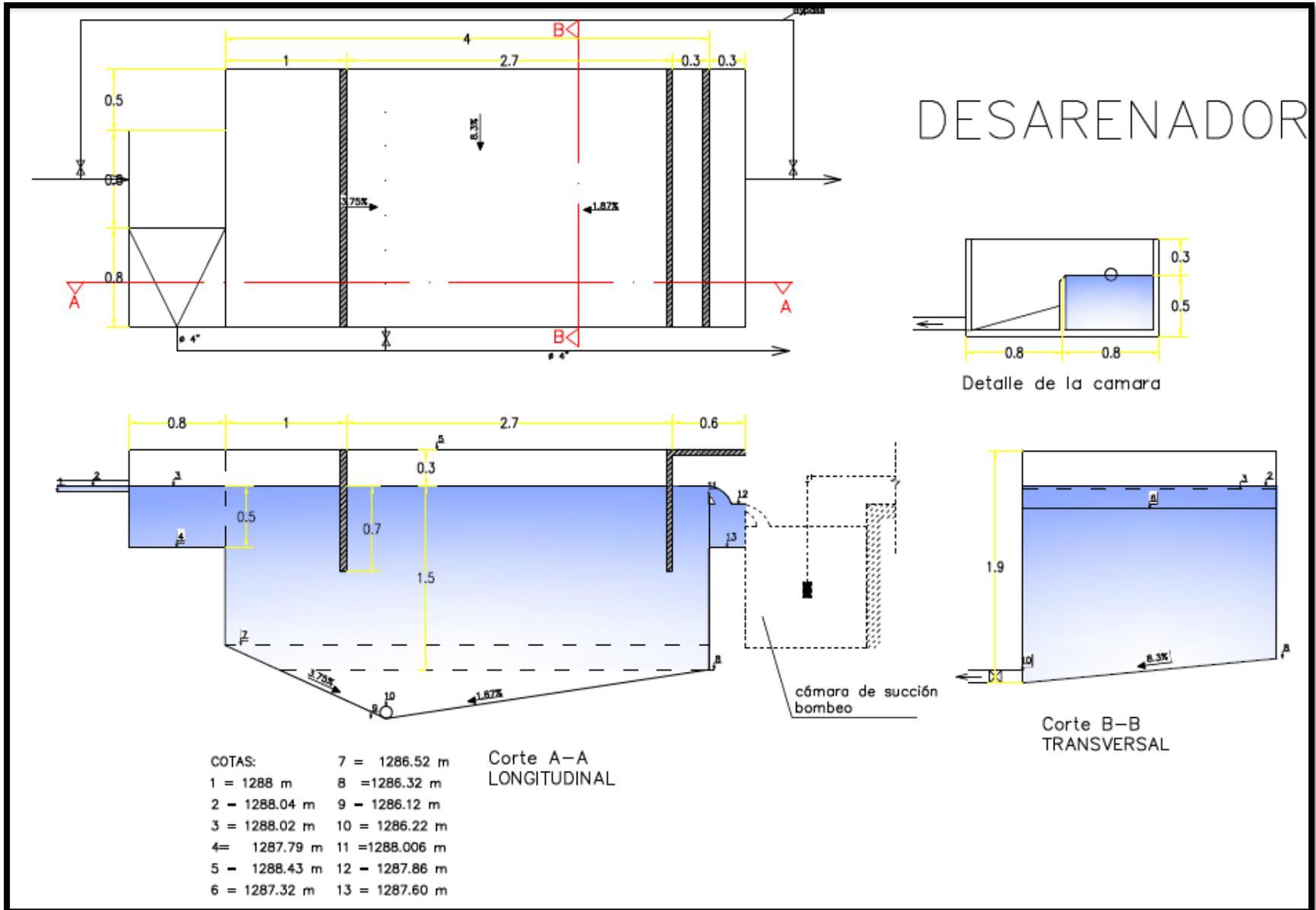
Apéndice 1. Planos

Bocatoma- planta de tratamiento



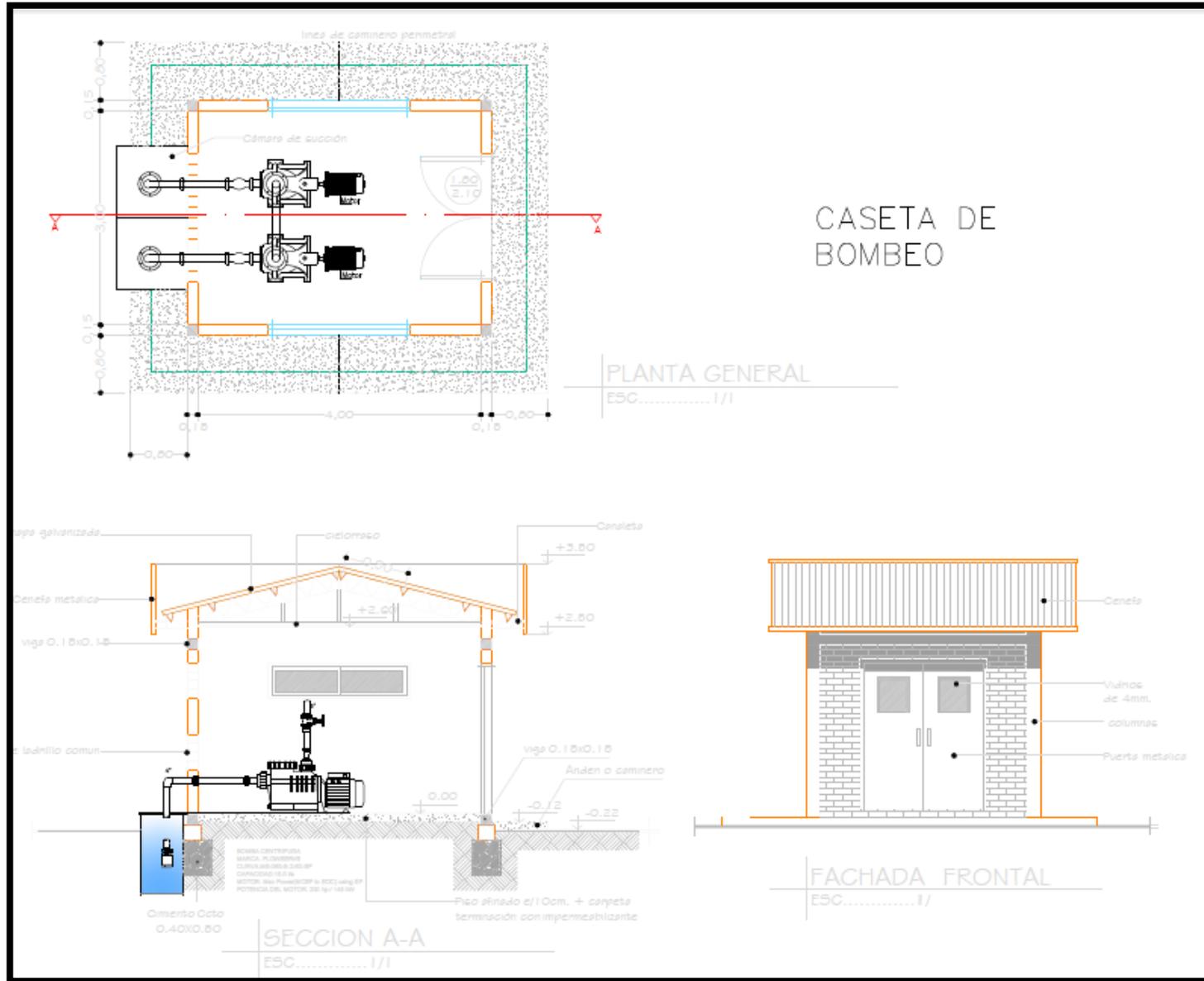
Detalle vista en planta conducción



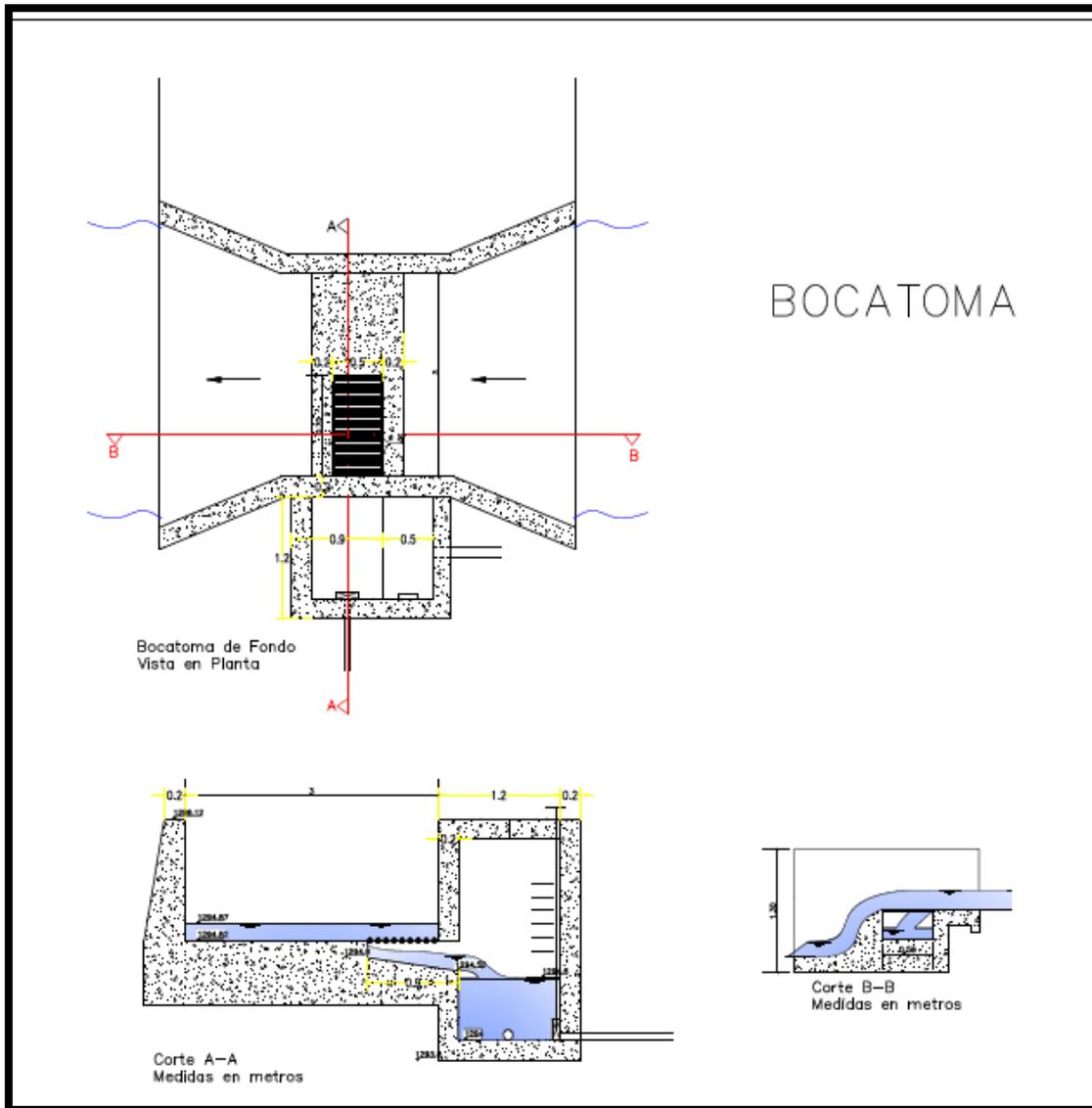


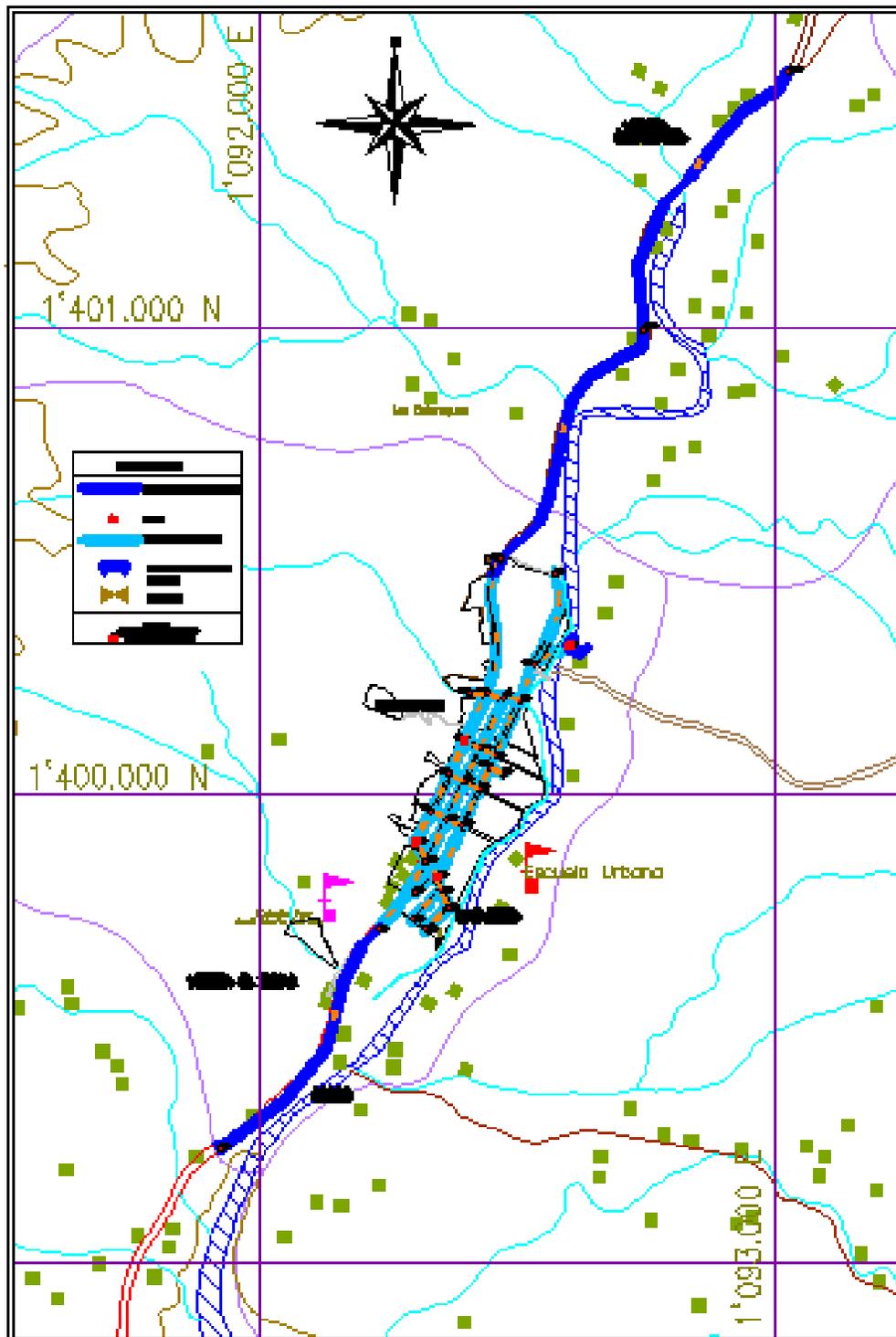
Detalle desarenador.

Detalle Caseta de bombeo



Detalle Bocatoma



Red de distribución

Apéndice 2. Lectura del Macro medidor del Tanque de Almacenamiento

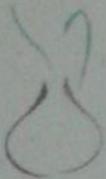
DATOS DE SALIDA DEL MACROMEDIDOR DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
FECHA	HORA	LECTURA	FUNCIONARIO
21-10-2016	12:05 Am	331968	Agustin Herrero
21-10-2016	1:00 Am	331971	
21-10-2016	2:00 Am	331975	
21-10-2016	3:00 Am	331979	
21-10-2016	4:00 Am	331983	o
21-10-2016	5:00 Am	331987	
21-10-2016	6:10 Am	331995	
21-10-2016	7:00 Am	332005	Alberto Vergel G.
21-10-2016	8:00 Am	332015	
21-10-2016	9:00 Am	332026	
21-10-2016	10:02 Am	332038	
21-10-2016	11:00 Am	332050	
21-10-2016	12:00 MD	332064	o
21-10-2016	1:00 Pm	332082	
21-10-2016	2:01 Pm	332101	
21-10-2016	3:00 Pm	332115	
21-10-2016	4:00 Pm	332128	
21-10-2016	5:00 Pm	332140	
21-10-2016	6:07 Pm	332152	
21-10-2016	7:00 Pm	332163	Agustin Herrero
21-10-2016	8:08 Pm	332172	
21-10-2016	9:00 Pm	332178	
21-10-2016	10:00 Pm	332184	
21-10-2016	11:00 Pm	332189	
21-10-2016	12:00 Pm	332191	
22-10-2016	1:00 Am	332193	
22-10-2016	2:00 Am	332195	o
22-10-2016	3:00 Am	332198	
22-10-2016	4:00 Am	332200	
22-10-2016	5:01 Am	332204	
22-10-2016	6:02 Am	332213	
22-10-2016	7:00 Am	332223	Alberto Vergel G.
22-10-2016	8:00 Am	332241	
22-10-2016	9:00 Am	332260	
22-10-2016	10:10 Am	332278	
22-10-2016	11:00 Am	332293	
22-10-2016	12:00 MD	332309	
22-10-2016	1:00 Pm	332322	o
22-10-2016	2:00 Pm	332334	
22-10-2016	3:00 Pm	332349	
22-10-2016	4:00 Pm	332360	
22-10-2016	5:00 Pm	332370	
22-10-2016	6:06 Pm	332381	

DATOS DE SALIDA DEL MACROMEDIDOR DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
FECHA	HORA	LECTURA	FUNCIONARIO
22-10-2016	7:00 Pm	332394	Agustin Herrera
22-10-2016	8:00 Pm	332405	
22-10-2016	9:00 Pm	332413	
22-10-2016	10:00 Pm	332421	o
22-10-2016	11:00 Pm	332422	
22-10-2016	12:00 Pm	332423	
23-10-2016	01:00 Am	332424	
23-10-2016	02:00 Am	332425	o
23-10-2016	03:00 Am	332428	
23-10-2016	04:00 Am	332431	
23-10-2016	05:00 Am	332435	
23-10-2016	06:00 Am	332444	o
23-10-2016	07:00 Am	332456	Alberto Vergel G.
23-10-2016	08:00 Am	332472	
23-10-2016	09:00 Am	332488	
23-10-2016	10:00 Am	332506	
23-10-2016	11:00 Am	332524	
23-10-2016	12:00 M	332542	o
23-10-2016	01:00 Pm	332560	
23-10-2016	02:00 Pm	332575	
23-10-2016	03:00 Pm	332582	
23-10-2016	04:00 Pm	332594	o
23-10-2016	05:00 Pm	332606	
23-10-2016	06:00 Pm	332615	
23-10-2016	07:00 Pm	332626	Agustin Herrera
23-10-2016	08:00 Pm	332636	
23-10-2016	09:00 Pm	332644	
23-10-2016	10:00 Pm	332651	
23-10-2016	11:00 Pm	332656	
23-10-2016	12:00 Pm	332659	o
24-10-2016	01:00 Am	332662	
24-10-2016	02:00 Am	332664	
24-10-2016	03:00 Am	332667	
24-10-2016	04:00 Am	332670	o
24-10-2016	05:00 Am	332673	
24-10-2016	06:00 Am	332678	
24-10-2016	07:00 Am	332699	Alberto Vergel G.
24-10-2016	08:00 Am	332715	
24-10-2016	09:00 Am	332733	
24-10-2016	10:00 Am	332753	o
24-10-2016	11:00 Am	332776	
24-10-2016	12:00 M	332794	
24-10-2016	01:00 Pm	332817	o

DATOS DE SALIDA DEL MACROMEDIDOR DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
FECHA	HORA	LECTURA	FUNCIONARIO
24-10-2016	2:00 Pm	332820	
24-10-2016	3:00 Pm	332827	
24-10-2016	4:00 Pm	332844	
24-10-2016	5:00 Pm	332860	
24-10-2016	6:00 Pm	332881	
24-10-2016	7:00 Pm	332882	
24-10-2016	8:00 Pm	332891	Agustin Herero
24-10-2016	9:00 Pm	332897	
24-10-2016	10:00 Pm	332903	
24-10-2016	11:00 Pm	332905	
24-10-2016	12:00 Pm	332908	
25-10-2016	1:01 Am	332911	
25-10-2016	2:00 Am	332914	
25-10-2016	3:00 Am	332917	
25-10-2016	4:00 Am	332920	
25-10-2016	5:00 Am	332923	
25-10-2016	6:00 Am	332933	
25-10-2016	7:00 Am	332950	Estiven Ovalles
25-10-2016	8:03 Am	332968	
25-10-2016	9:00 Am	332985	
25-10-2016	10:00 Am	333001	
25-10-2016	11:30 Am	333017	
25-10-2016	12:00 MD	333034	
25-10-2016	1:00 Pm	333049	
25-10-2016	2:10 Pm	333065	
25-10-2016	3:00 Pm	333075	
25-10-2016	4:00 Pm	333083	
25-10-2016	5:00 Pm	333092	
25-10-2016	6:00 Pm	333098	
25-10-2016	7:00 Pm	333101	
25-10-2016	8:10 Pm	333105	Alberto Vergel g
25-10-2016	9:00 Pm	333109	
25-10-2016	10:00 Pm	333113	
25-10-2016	11:00 Pm	333114	
25-10-2016	12:00 Pm	333119	
26-10-2016	1:00 Am	333122	
26-10-2016	2:00 Am	333126	
26-10-2016	3:00 Am	333130	
26-10-2016	4:00 Am	333134	
26-10-2016	5:00 Am	333138	
26-10-2016	6:00 Am	333142	
26-10-2016	7:00 Am	333145	
26-10-2016	8:00 Am	333157	Estiven Ovalles

DATOS DE SALIDA DEL MACROMEDIDOR DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
FECHA	HORA	LECTURA	FUNCIONARIO
26-10-2016	9:00 Am	333172	
26-10-2016	10:00 Am	333187	
26-10-2016	11:00 Am	333209	
26-10-2016	12:00 MD	333234	
26-10-2016	1:00 Pm	333250	o
26-10-2016	2:00 Pm	333268	
26-10-2016	3:00 Pm	333286	
26-10-2016	4:00 Pm	333300	
26-10-2016	5:00 Pm	333314	
26-10-2016	6:00 Pm	333326	
26-10-2016	7:00 Pm	333336	Alberto Vergel G.
26-10-2016	8:00 Pm	333346	
26-10-2016	9:00 Pm	333357	
26-10-2016	10:00 Pm	333367	
26-10-2016	11:00 Pm	333377	
26-10-2016	12:00 Pm	333388	
27-10-2016	1:00 Am	333398	o
27-10-2016	2:00 Am	333404	
27-10-2016	3:00 Am	333418	
27-10-2016	4:00 Am	333429	
27-10-2016	5:00 Am	333439	
27-10-2016	6:00 Am	333455	
27-10-2016	7:00 Am	333465	Estiver Ovallos
27-10-2016	8:00 Am	333485	
27-10-2016	9:00 Am	333500	
27-10-2016	10:00 Am	333515	
27-10-2016	11:00 Am	333534	
27-10-2016	12:00 MD	333550	
27-10-2016	1:00 Pm	333572	o
27-10-2016	2:00 Pm	333592	
27-10-2016	3:00 Pm	333608	
27-10-2016	4:00 Pm	333628	
27-10-2016	5:00 Pm	333642	
27-10-2016	6:00 Pm	333660	
27-10-2016	7:00 Pm	333680	Alberto Vergel G.
27-10-2016	8:00 Pm	333694	
27-10-2016	9:00 Pm	333708	
27-10-2016	10:00 Pm	333720	
27-10-2016	11:00 Pm	333732	o
27-10-2016	12:00 Pm	333740	

Apéndice 3. Análisis fisicoquímicos y microbiológicos del Rio Borra



ServiAnalitica Profesional SAS

NIT. 900 476 024 -4

RESULTADOS ANALISIS FISICOQUIMICOS Y MICROBIOLÓGICOS

MATRIZ DE LA MUESTRA: Agua Cruda.

TIPO DE MUESTRA: Puntual **LUGAR:** Vía Curasica

TOMADA POR: Lina Marcela Álvarez Bayona y Gabriel Rivera Álvarez

HORA: 7:00 am **FECHA:** 01/SEP/16

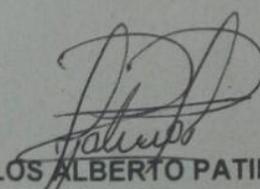
SITIO: Rio Borra

SOLICITANTE: Lina Marcela Álvarez Bayona y Gabriel Rivera Álvarez

ANALISIS SOLICITADOS: Ver tabla

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	METODO
POTENCIAL DE H	pH	7,13	Standard Methods 4500 H + B
TURBIEDAD	UNT	63,2	Standard Methods 2310 B
COLOR APARENTE	UPC	>550	Standard Methods 2120 A
COLOR REAL	UPC	549	Standard Methods
CLORUROS	mg/L	0,5	Standard Methods D 125
FLUORUROS	mg/L	0	Standard Methods 4500 F
OLOR	mg/L	Ausente	
GUSTO	mg/L	Ausente	
O.D.	mg/L	9,5	Standard Methods Yodimetrico
DBO ₅	mg/L	1,6	Standard Methods Yodimetrico
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana

Análisis fisicoquímicos y microbiológicos de aguas



CARLOS ALBERTO PATIÑO P.
Químico

ServiAnalitica Profesionales SAS
NIT 900.476.024-4
Dirección calle 12 A N° 8 - 30
Celular 301 656 6273

Apéndice 4. Datos proporcionados por Cooserplay.



Administración Pública Cooperativa
de Servicios Públicos de La Playa de Belén
NIT: 900.088.786-3

**LA GERENTE DE LA ADMINISTRACION PÚBLICA COOPERATIVA DE SERVICIOS PUBLICOS DE LA PLAYA,
COOSERPLAY
CON NIT 900.088.786-3**

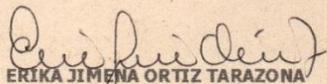
CERTIFICA

-Que a la fecha la empresa realiza la prestación del servicio de acueducto a 338 usuarios del sector urbano y algunas viviendas aledañas del sector rural del Municipio de La Playa.

-Que existen 301 solicitudes de disponibilidad de los servicios por parte de:

SOLICITANTE	DIRECCION	N. VIVIENDAS
SUBDIRECTIVA ASINORT LA PLAYA	Avenida Los Fundadores	50
RAFAEL ALFONSO LEON VELASQUEZ	Avenida Los Fundadores	30
ROSA TORRES CARRASCAL	Avenida Los Fundadores	50
NELSON PACHECO	Carrera primera con calle Segunda	30
ASDRUBAL PAEZ OVALLOS	Carrera primera con calle Tercera	20
GERMAN CLARO LOZANO	Carrera primera con calle Cuarta	10
OLIVIA ACOSTA	Carrera primera con calle Quinta	10
APROVISOC ASOCIACION DE VIVIENDA	Kilómetro 1 vía Curacica	50
BENJAMIN PACHECO CARRASCAL	Kilómetro 1 vía Curacica	10
HERNAN AREVALO	Vía Rosa Blanca	10
AMADO TORRADO	Carrera Tercera Avenida Los Estoraques	12
CECILIA RUEDAS	Vía vereda el Tunal	18
ANGELICA LEON VELASQUEZ	Urbanización Villas del tejat	1

Dado en la Playa de Belén, a solicitud de La Alcaldía Municipal, a los 03 días del mes de agosto de 2016.


ERIKA JIMENA ORTIZ TARAZONA
Gerente

Comprometidos con la naturaleza

Carrera 3 # 5-62 La Playa de Belén (Norte de Santander)
email: erikat301@hotmail.com - Telefax: 5632290 - Cel: 3208364276



Administración Pública Cooperativa
de Servicios Públicos de La Playa de Belén
NIT: 900.088.786-3

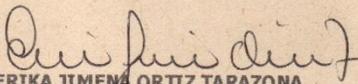
**LA GERENTE DE LA ADMINISTRACION PÚBLICA COOPERATIVA DE SERVICIOS PUBLICOS DE LA PLAYA,
COOSERPLAY
CON NIT 900.088.786-3**

CERTIFICA

Los consumos promedio de las Entidades Oficiales y comerciales más representativos del Municipio durante los últimos 5 meses:

ENTIDAD	CONSUMO MENSUAL PROMEDIO ULTIMOS 5 MESES
Alcaldía Municipal	30
Policía Nacional	40
Colegio Fray José María Arévalo	60
Escuela Urbana	40
Matadero Municipal	40
Hospital Isabel Celis Yáñez	60
Ludoteca	15
Restaurante Los Arrayanes	60
Restaurante	30
Hotel Orquídeas Plaza	100

Dado en la Playa de Belén, a solicitud de la Alcaldía Municipal, a los 03 días del mes Agosto de 2016,


ERIKA JIMENA ORTIZ TARAZONA
 Gerente

Comprometidos con la naturaleza

Carrera 3 # 5-62 La Playa de Belén (Norte de Santander)
email: erikat301@hotmail.com - Telefax: 5632290 - Cel: 3208364276



Administración Pública Cooperativa
de Servicios Públicos de La Playa de Belén
NIT: 900.088.786-3

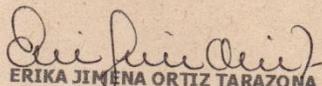
**LA GERENTE DE LA ADMINISTRACION PÚBLICA COOPERATIVA DE SERVICIOS PUBLICOS DE LA PLAYA,
COOSERPLAY
CON NIT 900.088.786-3**

CERTIFICA

Que el número de usuario suscriptores de los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo de la empresa COOSERPLAY durante los últimos ocho años es:

Año	ACU	ALCA	ASEO
2009	272	244	249
2010	290	253	253
2011	296	260	265
2012	306	267	278
2013	320	279	326
2014	322	283	351
2015	324	284	363
2016	338	289	367
INCREMENTO	52	40	114

La anterior se expide a solicitud de La Alcaldía Municipal, a los 03 días del mes de Agosto de 2016,


ERIKA JIMÉNA ORTIZ TARAZONA
 Gerente

Comprometidos con la naturaleza

Carrera 3 # 5-62 La Playa de Belén (Norte de Santander)
email: erikat301@hotmail.com - Telefax: 5632290 - Cel: 3208364276

Apéndice 5. Análisis de precios unitarios para el abastecimiento de agua, la Playa de

Belén

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS-ABASTECIMIENTO DE AGUA- LA PLAYA N DE S						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO	CANTIDAD	V_PARCIAL	V_UNITARIO
01.01.01. .	Campamento	GL				\$ 2.152.687,50
	Materiales:					
	Puerta para campamento	UND	\$ 127.000,00	1,00	\$ 127.000,00	
	Vara común 4 m	UND	\$ 12.000,00	4,50	\$ 54.000,00	
	Amarre alambre teja Ac	UND	\$ 32.000,00	27,00	\$ 864.000,00	
	Teja ondulada 3,048x0,80 acceso	UND	\$ 20.500,00	50,00	\$ 1.025.000,00	
	Personal:					
	un oficial + dos obreros	día	\$ 157.500,00	2,00	\$ 78.750,00	
	Herramienta Menor	%		5,00	\$ 3.937,50	
01.01.02. .	Localización y replanteo	M				\$ 820,16
	Materiales:					
	Estaca	UND	\$ 150,00	0,10	\$ 15,00	
	Puntillas 1 1/2 " 500 gr	CJ	\$ 4.000,00	0,01	\$ 40,00	
	Pintura esmalte	GAL	\$ 57.000,00	0,00	\$ 114,00	
	Desperdicio Materiales:	%		5,00	\$ 8,45	
	Personal:					
	Cuadrilla topografía	día	\$ 198.050,40	500,00	\$ 396,10	
	Equipos:					
	Equipo de topografía	dE	\$ 103.500,00	500,00	\$ 207,00	
	Herramienta Menor	%		10,00	\$ 39,61	
01.01.03. .	Descapote y limpieza	Ha				\$ 308.333,50
	Personal:					
	un oficial + cuatro obreros	día	\$ 247.500,00	1,50	\$ 165.000,00	
	Equipos:					
	Bulldozer	hM	\$ 120.000,00	2,00	\$ 60.000,00	
	Volqueta	M3	\$ 16.666,70	0,20	\$ 83.333,50	
01.02.01. .	Desvío provisional del rio	M3				\$ 405.000,00
	Personal:					
	un oficial + tres obreros	día	\$ 202.500,00	0,50	\$ 405.000,00	
01.02.02. .	Excavación en conglomerado 0-2m	M3				\$ 167.324,50
	Personal:					
	obrero	día	\$ 45.000,00	1,50	\$ 30.000,00	
	Equipos:					
	Volqueta	M3	\$ 16.666,70	0,20	\$ 83.333,50	
	Motobomba gas/elec 3"	dM	\$ 101.982,00	2,00	\$ 50.991,00	
	Herramienta Menor	%		10,00	\$ 3.000,00	

01.02.03. .	Excavaciones bocatoma y cámara de deriva	M3				\$	22.500,01
Personal:							
	obrero	día	\$	45.000,00	2,20	\$	20.454,55
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	2.045,46
01.02.04. .	Concreto 3000 psi impermeabilizado	M3				\$	568.655,14
Materiales:							
	Cemento gris	KG	\$	641,00	460,00	\$	294.860,00
	Arena	M3	\$	43.000,00	0,65	\$	27.950,00
	Triturado 1 1/2"	M3	\$	68.000,00	0,80	\$	54.400,00
	PLASTOCRETE DM SIKA	KG	\$	204.160,00	0,20	\$	40.832,00
Personal:							
	un oficial + cuatro obreros	día	\$	247.500,00	7,00	\$	35.357,14
Equipos:							
	Mezcladora	dM	\$	57.628,00	0,50	\$	115.256,00
01.02.05. .	Lleno compactado con material del sitio	M3				\$	27.225,00
Personal:							
	un oficial + cuatro obreros	día	\$	247.500,00	10,00	\$	24.750,00
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	2.475,00
01.02.06. .	Reja de captación 0,50x0,70 diam 1/2"	UND				\$	72.849,50
Materiales:							
	Refuerzo 60000 PSI	KG	\$	3.000,00	7,00	\$	21.000,00
	Soldadura líquida 1/4 gal.	UND	\$	79.840,00	0,05	\$	3.992,00
	Pintura esmalte	GAL	\$	57.000,00	0,20	\$	11.400,00
	Concreto 3000 psi	M3	\$	316.650,00	0,05	\$	15.832,50
Personal:							
	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	6,00	\$	18.750,00
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	1.875,00
01.02.07. .	Ccto ciclópeo para dique 2500 psi	M3				\$	263.490,00
Materiales:							
	Piedra media Zonga	M3	\$	60.000,00	0,40	\$	24.000,00
	Concreto 3000 psi	M3	\$	316.650,00	0,60	\$	189.990,00
Personal:							
	obrero	día	\$	45.000,00	2,00	\$	22.500,00
	obrero	día	\$	45.000,00	2,00	\$	22.500,00
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	4.500,00
01.02.08. .	Acero Fy=60.000 psi	KG				\$	13.804,38
Materiales:							
	Refuerzo 60000 PSI	KG	\$	3.000,00	1,05	\$	3.150,00
	Alambre negro #18 Paz de rio	kg	\$	3.500,00	0,04	\$	122,50
Personal:							
	un oficial + dos obreros	día	\$	157.500,00	15,00	\$	10.500,00
Equipos:							
	Cizalla manual	dM	\$	5.100,00	320,00	\$	15,94
	Dobladora manual	dM	\$	5.100,00	320,00	\$	15,94
01.02.09. .	Válvula de Salida al desarenador 3"	UND				\$	153.737,50
Materiales:							
	Válvula 3" salida al desarenador	UND	\$	122.800,00	1,00	\$	122.800,00
Personal:							
	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	4,00	\$	28.125,00
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	2.812,50

01.02.10. .	Tubería limpieza bocatoma D=4"	ML				\$	32.391,00
Materiales:	Tubería PVC 4"	ML	\$	21.141,00	1,00	\$	21.141,00
Personal:	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	10,00	\$	11.250,00
01.03.01. .	Excavación en Tierra 0-2M	M3				\$	7.137,50
Personal:	obrero	día	\$	45.000,00	30,00	\$	1.500,00
Equipos:	Retroexcavadora	hM	\$	120.000,00	30,00	\$	4.000,00
	Volqueta	dM	\$	300.000,00	192,00	\$	1.562,50
	Herramienta Menor	%			5,00	\$	75,00
01.03.02. .	Excavación en Roca	M3				\$	22.500,01
Personal:	obrero	día	\$	45.000,00	2,20	\$	20.454,55
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	2.045,46
01.03.03. .	Relleno con material del sitio	M3				\$	6.554,13
Personal:	obrero	día	\$	45.000,00	8,00	\$	5.625,00
Equipos:	Vibro compactador (rana)	dM	\$	58.660,00	160,00	\$	366,63
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	562,50
01.03.04. .	Afirmado e=0,10	M2				\$	28.807,08
Materiales:	Base granular	M3	\$	62.000,00	0,10	\$	6.200,00
Personal:	un oficial + tres obreros	día	\$	202.500,00	12,00	\$	16.875,00
Equipos:	Vibro compactador (rana)	dM	\$	58.660,00	12,00	\$	4.888,33
	Herramienta Menor	%			5,00	\$	843,75
01.03.05. .	Válvula de cierre 3"	UND				\$	138.250,00
Materiales:	Válvula de bola 3"	UND	\$	97.000,00	1,00	\$	97.000,00
Personal:	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	3,00	\$	37.500,00
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	3.750,00
01.03.06. .	Tubería de desagüe 4" pvc	ML				\$	32.391,00
Materiales:	Tubería PVC 4"	ML	\$	21.141,00	1,00	\$	21.141,00
Personal:	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	10,00	\$	11.250,00
01.03.07. .	Concreto 3000 psi impermeabilizado	M3				\$	568.655,14
Materiales:	Cemento gris	KG	\$	641,00	460,00	\$	294.860,00
	Arena	M3	\$	43.000,00	0,65	\$	27.950,00
	Triturado 1 1/2"	M3	\$	68.000,00	0,80	\$	54.400,00
	PLASTOCRETE DM SIKA	KG	\$	204.160,00	0,20	\$	40.832,00
Personal:	un oficial + cuatro obreros	día	\$	247.500,00	7,00	\$	35.357,14
Equipos:	Mezcladora	dM	\$	57.628,00	0,50	\$	115.256,00

01.03.08. .	Acero de refuerzo Fy=60.000 psi	KG				\$	13.804,38
Materiales:							
	Refuerzo 60000 PSI	KG	\$	3.000,00	1,05	\$	3.150,00
	Alambre negro #18 Paz de rio	kg	\$	3.500,00	0,04	\$	122,50
Personal:							
	un oficial + dos obreros	día	\$	157.500,00	15,00	\$	10.500,00
Equipos:							
	Cizalla manual	dM	\$	5.100,00	320,00	\$	15,94
	Dobladora manual	dM	\$	5.100,00	320,00	\$	15,94
01.04.01. .	Excavación Zanja 0,60x0,50 M	M3				\$	22.500,01
Personal:							
	obrero	día	\$	45.000,00	2,20	\$	20.454,55
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	2.045,46
01.04.02. .	Relleno con material excavado	M3				\$	6.554,13
Personal:							
	obrero	día	\$	45.000,00	8,00	\$	5.625,00
Equipos:							
	Vibro compactador (rana)	dM	\$	58.660,00	160,00	\$	366,63
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	562,50
01.04.03. .	Suministro de tubería 3" RDE 21 PVC	ML				\$	36.386,32
Materiales:							
	Codo pvc rde 21 3" 90°	UND	\$	54.269,00	0,01	\$	379,88
	Tubo pvc rde 21 3"	ML	\$	18.688,00	1,05	\$	19.622,40
	Tee rde 21 pvc 3"	UND	\$	72.462,00	0,01	\$	507,23
	CONCRETO 14 MPa	M3	\$	437.726,43	0,01	\$	3.501,81
	Desperdicio Materiales:	%			5,00	\$	-
Personal:							
	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	10,00	\$	11.250,00
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	1.125,00
01.04.04. .	Suministro de tubería 4" RDE 21 PVC	ML				\$	44.652,75
Materiales:							
	Codo RDE 21 PVC 90°	UND	\$	104.204,00	0,01	\$	729,43
	Tubo RDE 21 D=4"	ML	\$	30.834,00	1,05	\$	32.375,70
	Tee PVC RDE 21 4"	UND	\$	123.600,00	0,01	\$	865,20
	CONCRETO 14 MPa	M3	\$	437.726,43	0,01	\$	2.188,63
	Desperdicio Materiales:	%			5,00	\$	1.618,79
Personal:							
	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	18,00	\$	6.250,00
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	625,00
01.04.05. .	Suministro válvula ventosa 4"	UND				\$	800.000,00
Materiales:							
	Válvula ventosa con globo	UND	\$	800.000,00	1,00	\$	800.000,00
01.04.06. .	Suministro válvulas de compuerta purga	UND				\$	609.000,00
Materiales:							
	Válvula de purga	UND	\$	609.000,00	1,00	\$	609.000,00

01.05.01. .	Caseta de Bombeo	UND				\$ 9.347.480,20
	Materiales:					
	Ladrillo común	UND	\$ 350,00	2500,00	\$	875.000,00
	Refuerzo 60000 PSI	KG	\$ 3.000,00	200,00	\$	600.000,00
	Puerta metálica	UND	\$ -	1,00	\$	-
	Ventana en aluminio 2x0,50 m	UND	\$ 242.900,00	1,00	\$	242.900,00
	SIKAFLOOR Quartz Top	KG	\$ 28.188,00	9,10	\$	256.510,80
	Teja de Eternit 1,22X4M	UND	\$ 24.000,00	8,00	\$	192.000,00
	Concreto 3000 psi	M3	\$ 316.650,00	1,20	\$	379.980,00
	Instalaciones eléctricas	UND	\$ 5.000.000,00	1,00	\$	5.000.000,00
	Desperdicio Materiales:	%		5,00	\$	43.750,00
	Personal:					
	un oficial + cinco obreros	día	\$ 292.500,00	0,20	\$	1.462.500,00
	Equipos:					
	Mezcladora	dM	\$ 57.628,00	0,50	\$	115.256,00
	Volqueta	M3	\$ 16.666,70	0,50	\$	33.333,40
	Herramienta Menor	%		10,00	\$	146.250,00
01.05.02. .	Bomba Centrífuga 200 hp FLOWSERVE	UND				\$ 150.000.000,00
	Materiales:					
	Bomba centrífuga 200 hp	UND	\$ 150.000.000,00	1,00	\$	150.000.000,00
01.06.01. .	Localización y replanteo	M				\$ 820,16
	Materiales:					
	Estaca	UND	\$ 150,00	0,10	\$	15,00
	Puntillas 1 1/2 " 500 gr	CJ	\$ 4.000,00	0,01	\$	40,00
	Pintura esmalte	GAL	\$ 57.000,00	0,00	\$	114,00
	Desperdicio Materiales:	%		5,00	\$	8,45
	Personal:					
	Cuadrilla topografía	día	\$ 198.050,40	500,00	\$	396,10
	Equipos:					
	Equipo de topografía	dE	\$ 103.500,00	500,00	\$	207,00
	Herramienta Menor	%		10,00	\$	39,61
01.06.02. .	Excavación	M3				\$ 7.137,50
	Personal:					
	obrero	día	\$ 45.000,00	30,00	\$	1.500,00
	Equipos:					
	Retroexcavadora	hM	\$ 120.000,00	30,00	\$	4.000,00
	Volqueta	dM	\$ 300.000,00	192,00	\$	1.562,50
	Herramienta Menor	%		5,00	\$	75,00
01.06.03. .	Ccto columnas y paredes	M3				\$ 568.655,14
	Materiales:					
	Cemento gris	KG	\$ 641,00	460,00	\$	294.860,00
	Arena	M3	\$ 43.000,00	0,65	\$	27.950,00
	Triturado 1 1/2"	M3	\$ 68.000,00	0,80	\$	54.400,00
	PLASTOCRETE DM SIKA	KG	\$ 204.160,00	0,20	\$	40.832,00
	Personal:					
	un oficial + cuatro obreros	día	\$ 247.500,00	7,00	\$	35.357,14
	Equipos:					
	Mezcladora	dM	\$ 57.628,00	0,50	\$	115.256,00

01.06.04. .	Ccto placa de cimentación	M3			\$	568.655,14
Materiales:						
	Cemento gris	KG	\$ 641,00	460,00	\$	294.860,00
	Arena	M3	\$ 43.000,00	0,65	\$	27.950,00
	Triturado 1 1/2"	M3	\$ 68.000,00	0,80	\$	54.400,00
	PLASTOCRETE DM SIKA	KG	\$ 204.160,00	0,20	\$	40.832,00
Personal:						
	un oficial + cuatro obreros	día	\$ 247.500,00	7,00	\$	35.357,14
Equipos:						
	Mezcladora	dM	\$ 57.628,00	0,50	\$	115.256,00
01.06.05. .	Refuerzo fy=60.000 psi	KG			\$	13.804,38
Materiales:						
	Refuerzo 60000 PSI	KG	\$ 3.000,00	1,05	\$	3.150,00
	Alambre negro #18 Paz de rio	kg	\$ 3.500,00	0,04	\$	122,50
Personal:						
	un oficial + dos obreros	día	\$ 157.500,00	15,00	\$	10.500,00
Equipos:						
	Cizalla manual	dM	\$ 5.100,00	320,00	\$	15,94
	Dobladora manual	dM	\$ 5.100,00	320,00	\$	15,94
01.06.06. .	Accesorios	UND			\$	485.405,00
Materiales:						
	Válvula de bola 3"	UND	\$ 97.000,00	1,00	\$	97.000,00
	Válvula de compuerta elástica 2" lisa	UND	\$ 282.700,00	1,00	\$	282.700,00
	Tubería PVC 4"	ML	\$ 21.141,00	5,00	\$	105.705,00
01.07.01. .	Tubo PVC rde 21 3"	ML			\$	36.386,32
Materiales:						
	Codo pvc rde 21 3" 90°	UND	\$ 54.269,00	0,01	\$	379,88
	Tubo pvc rde 21 3"	ML	\$ 18.688,00	1,05	\$	19.622,40
	Tee rde 21 pvc 3"	UND	\$ 72.462,00	0,01	\$	507,23
	CONCRETO 14 MPa	M3	\$ 437.726,43	0,01	\$	3.501,81
	Desperdicio Materiales:	%		5,00	\$	-
Personal:						
	Un oficial + Un obrero	día	\$ 112.500,00	10,00	\$	11.250,00
	Herramienta Menor	%		10,00	\$	1.125,00
01.07.02. .	Tubo PVC rde 21 2"	ML			\$	18.573,88
Materiales:						
	CONCRETO 14 MPa	M3	\$ 437.726,43	0,00	\$	437,73
	Codo 90 pvc RDE 21 D=2"	UND	\$ 11.339,00	0,01	\$	79,37
	Tee pvc RDE 21 D= 2"	UND	\$ 14.488,00	0,06	\$	869,28
	Desperdicio Materiales:	%		5,00	\$	-
Personal:						
	Un oficial + Un obrero	día	\$ 112.500,00	7,20	\$	15.625,00
	Herramienta Menor	%		10,00	\$	1.562,50
01.07.03. .	Tubo PVC rde 21 2 1/2"	ML			\$	27.970,81
Materiales:						
	Tubo pvc rde 21 D= 2 1/2"	ML	\$ 6.130,00	1,05	\$	6.436,50
	Codo 90 rde 21 D=2 1/2"	UND	\$ 26.911,00	0,07	\$	1.883,77
	Tee rde 21 pvc D=2 1/2"	UND	\$ 41.404,00	0,07	\$	2.898,28
	CONCRETO 14 MPa	M3	\$ 437.726,43	0,01	\$	4.377,26
	Desperdicio Materiales:	%		5,00	\$	-
Personal:						
	Un oficial + Un obrero	día	\$ 112.500,00	10,00	\$	11.250,00
	Herramienta Menor	%		10,00	\$	1.125,00

01.07.04. .	Acometidas domiciliarias	UND				\$	225.646,88
	Materiales:						
	Caja para medidor de agua	UND	\$	17.569,00	1,00	\$	17.569,00
	Registro de 1/2"	UND	\$	140.000,00	1,00	\$	140.000,00
	Adaptador hembra PVC D= 1/2"	UND	\$	2.100,00	1,00	\$	2.100,00
	Tapa rectangular para medidor HF	UND	\$	27.306,00	1,00	\$	27.306,00
	Personal:						
	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	3,20	\$	35.156,25
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	3.515,63
01.07.05. .	Medidores agua potable	UND				\$	140.250,00
	Materiales:						
	Medidor de agua 1/2"	UND	\$	120.000,00	1,00	\$	120.000,00
	Personal:						
	oficial	día	\$	67.500,00	3,50	\$	19.285,71
	Herramienta Menor	%			5,00	\$	964,29
02.07.01. .	Válvulas de regulación 2"	UND				\$	361.450,00
	Materiales:						
	Válvula de compuerta elástica 2" lisa	UND	\$	282.700,00	1,00	\$	282.700,00
	Personal:						
	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	1,50	\$	75.000,00
	Herramienta Menor	%			5,00	\$	3.750,00
02.07.02. .	Caja para válvulas	UND				\$	130.520,17
	Materiales:						
	Ladrillo común	UND	\$	350,00	47,00	\$	16.450,00
	Concreto 2500 psi	M3	\$	261.820,00	0,10	\$	26.967,46
	Mortero 1:4 2000 psi	M3	\$	286.504,00	0,06	\$	18.049,75
	varilla corrugada 1/4 a 3/8	KG	\$	2.350,00	5,30	\$	12.455,00
	Desperdicio Materiales:	%			5,00	\$	2.793,62
	Personal:						
	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	2,30	\$	48.913,04
	Herramienta Menor	%			10,00	\$	4.891,30
02.07.03	Hidrante 3" con toma recta, carrete y tapones					\$	<u>2.753.787,26</u>
	Materiales:						
	Hidrante de columna seca de 3" DN 80 mm, con toma recta a la red, carrete de 350 mm, una boca de 2 1/2" DN 70 mm, dos bocas de 1 1/2" DN 45 mm, racores y tapones.	UND	\$	2.681.409,08	1,00	\$	2.681.409,08
	Personal:						
	Un oficial + Un obrero	día	\$	112.500,00	6,00	\$	18.750,00
	Herramienta Menor	%			2,00	\$	53.628,18

