



UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia

**FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TÍTULO DEL PROYECTO:
DISEÑO HIDRÁULICO DE OBRAS CIVILES PARA LA CAPTACIÓN Y
TRATAMIENTO DE AGUA CRUDA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO CENTRO
POBLADO LA MAGDALENA MUNICIPIO DE QUEBRADANEGRA, CUNDINAMARCA**

**PRESENTADO POR:
NOMBRE: LUIS ALBERTO CUBILLOS PINZON
NOMBRE: JHORDAN ALEXIS NARANJO GARCIA**

**CÓDIGO: 505264
CÓDIGO: 505230**

MODALIDAD DEL PROYECTO: PRACTICA SOCIAL

**DOCENTE ASESOR:
NOMBRE: HENRY ALBERTO CORDOBA ROMERO**

BOGOTÁ, D. C., 22 DE MAYO DE 2018



UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia

FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO DEL PROYECTO:
DISEÑO HIDRÁULICO DE OBRAS CIVILES PARA LA CAPTACIÓN Y
TRATAMIENTO DE AGUA CRUDA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO CENTRO
POBLADO LA MAGDALENA MUNICIPIO DE QUEBRADANEGRA, CUNDINAMARCA

PRESENTADO POR:
NOMBRE: LUIS ALBERTO CUBILLOS PINZON
NOMBRE: JHORDAN ALEXIS NARANJO GARCIA

CÓDIGO: 505264
CÓDIGO: 505230

MODALIDAD DEL PROYECTO: PRACTICA SOCIAL

BOGOTÁ, D. C., 22 DE MAYO DE 2018



Atribución-NoComercial 2.5 Colombia (CC BY-NC 2.5)

La presente obra está bajo una licencia:
Atribución-NoComercial 2.5 Colombia (CC BY-NC 2.5)

Para leer el texto completo de la licencia, visita:
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/2.5/co/>

Usted es libre de:

Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra
hacer obras derivadas

Bajo las condiciones siguientes:



Atribución — Debe reconocer los créditos de la obra de la manera especificada por el autor o el licenciante (pero no de una manera que sugiera que tiene su apoyo o que apoyan el uso que hace de su obra).



No Comercial — No puede utilizar esta obra para fines comerciales.

DEDICATORIA

A DIOS, quien me ha permitido llegar hasta este punto y me ha dado salud para lograr mis objetivos.

A mi Familia, Padres y Hermana que comparten con migo todos mis triunfos y derrotas, a ellos por ser el pilar fundamental de todo lo que soy, en toda mi educación tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo a lo largo de todo este tiempo.

Luis Alberto Cubillos Pinzon

A mi madre Ruth Esneda García, que ha sido el motor de mi vida y un apoyo incondicional en este gran esfuerzo de formación, en lo económico y en lo emocional, sin duda alguna sin el acompañamiento de ella esto no hubiera sido posible.

Jhordan Alexis Naranjo Garcia

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a Dios por haberme acompañado y guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi fortaleza en los momentos difíciles y brindarme una vida llena de experiencias y aprendizajes

Le doy gracias a mis padres Miguel y Yamile por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida.

A La Universidad Católica de Colombia, en especial a la facultad de Ingeniería Civil por permitirnos ser parte de esta gran familia.

Luis Alberto Cubillos Pinzon

A Dios por darme la oportunidad de haber cumplido el primero de muchos sueños, a mi familia por apoyarme en esta etapa académica.

Jhordan Alexis Naranjo Garcia

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.	11
1. GENERALIDADES	12
1.1 ANTECEDENTES	12
1.2 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	15
1.3 OBJETIVOS	16
1.3.1 GENERAL	16
1.3.2 ESPECÍFICOS	16
1.4 JUSTIFICACIÓN	16
1.5 DELIMITACIÓN	17
1.5.1 ESPACIO	17
1.5.2 TIEMPO	17
1.5.3 CONTENIDO	17
1.5.4 ALCANCE Y LIMITACIÓN	17
1.6 MARCO DE REFERENCIA	17
1.6.1 MARCO TEÓRICO.	17
1.6.2 MARCO CONCEPTUAL.	24
1.6.3 MARCO LEGAL	25
1.6.4 MARCO CONTEXTUAL	27
1.7 METODOLOGÍA	28
2. TABLA DE ECUACIONES	29
3. ESTUDIO HIDROLÓGICO	41
3.1 TIEMPO DE CONCENTACIÓN	45
3.2 PENDIENTE	46
3.3 CAUDAL MÁXIMO	46
3.4 CURVA DE DURACIÓN DE CAUDAL	49
3.5 RELACIÓN CAUDAL NIVEL	51
4. PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN	53
5. CÁLCULO DE CAUDALES	54
6. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN	55
6.1 BOCATOMA	55
6.1.1 DISEÑO DE LA PRESA	55
6.1.2 DISEÑO DE LA REJILLA Y CANAL DE ADUCCIÓN	56
6.1.3 DISEÑO DE LA CAMARA DE RECOLECCIÓN	58
6.1.4 CALCULO DE COTAS	60
6.2 LÍNEA DE ADUCCIÓN BOCATOMA-DESARENADOR	60

6.2.1	VERIFICACION DE DA COTA A LA SALIDA DE LA BOCATOMA _____	63
6.3	DESARENADOR _____	64
6.3.1	CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE SEDIMENTACIÓN _____	65
6.3.2	CONDICIONES DE OPERACIÓN DE LOS MODULOS _____	67
6.3.3	CALCULO DE LOS ELEMENTOS DEL DESARENADOR _____	68
6.3.4	PERFIL HIDRÁULICO _____	71
6.3.5	CÁLCULO DE LOS DIAMETROS DE LA TUBERIA DE EXCESOS Y DE LAVADO _____	72
6.3.6	CÁLULO DE COTAS _____	74
6.4	LÍNEA DE CONDUCCIÓN DESARENADOR-PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE _____	75
7.	DISEÑO HIDRÁULICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA PTAP _____	77
7.1	CANALETA PARSHALL _____	77
7.1.1	PARÁMETROS DE DISEÑO _____	77
7.2	FLOCULADOR _____	80
7.3	SEDIMENTADOR _____	83
7.3.1	CONDICIONES EN LA ENTRADA DEL SEDIMENTADOR _____	84
7.3.2	DESAGÜE DE LODOS _____	85
7.3.3	CONDICIONES EN LA ZONA DE SALIDA DEL SEDIMENTADOR _____	85
7.4	FILTROS _____	86
8.	ANÁLISIS DE RESULTADOS _____	88
8.1	BOCATOMA _____	88
8.2	DESARENADOR _____	89
8.3	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE _____	90
8.3.1	MEZCLA RÁPIDA _____	90
8.3.2	FLOCULADOR _____	90
8.3.3	SEDIMENTADOR _____	91
8.3.4	FILTRO RÁPIDO _____	92
8.4	CARACTERIZACION DE LA CALIDAD DEL AGUA. _____	92
8.5	DESINFECCIÓN QUÍMICA _____	94
9.	CONCLUSIONES _____	95
10.	RECOMENDACIONES _____	97
	BIBLIOGRAFÍA _____	98
	ANEXOS _____	100

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Suministro de agua a la población</i>	<u>13</u>
<i>Tabla 2. Proyectos de grado que tratan sobre el diseño de acueductos</i>	<u>15</u>
<i>Tabla 3. Normatividad aplicable</i>	<u>25</u>
<i>Tabla 4. Ecuaciones de diseño</i>	<u>29</u>
<i>Tabla 5. Valores de los coeficientes a, b, c y d para el cálculo de las curvas intensidad-duración-frecuencia, IDF, para Colombia</i>	<u>43</u>
<i>Tabla 6. Área aferente por cada estación hidrológica seleccionada</i>	<u>44</u>
<i>Tabla 7. Área por tipo de capa vegetal</i>	<u>47</u>
<i>Tabla 8. Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional</i>	<u>48</u>
<i>Tabla 9. Áreas aferentes</i>	<u>49</u>
<i>Tabla 10. Caudales medios mensuales estación San Isidro</i>	<u>50</u>
<i>Tabla 11. Transposición de caudales de la estación San Isidro a la quebrada La chorrera (m³/s)</i>	<u>50</u>
<i>Tabla 12. Datos requeridos para la graficar la curva de duración de caudales</i>	<u>50</u>
<i>Tabla 13. Población centro poblado La Magdalena</i>	<u>53</u>
<i>Tabla 14. Condiciones de diseño línea de aducción</i>	<u>60</u>
<i>Tabla 15. Relaciones hidráulicas</i>	<u>62</u>
<i>Tabla 16. Condiciones en la tubería de entrada del desarenador</i>	<u>64</u>
<i>Tabla 17. Condiciones de diseño del desarenador</i>	<u>64</u>
<i>Tabla 18. Numero de Hazen</i>	<u>65</u>
<i>Tabla 19. Condiciones de diseño línea de conducción</i>	<u>75</u>
<i>Tabla 20. Determinación del ancho de la garganta W en función al caudal</i>	<u>77</u>
<i>Tabla 21. Dimensiones típicas canaleta Parshall</i>	<u>78</u>
<i>Tabla 22. Dimensiones típicas para una garganta W=0,051m</i>	<u>78</u>
<i>Tabla 23. Características de filtración convencional</i>	<u>86</u>
<i>Tabla 24. Características granulométricas del lecho filtrante</i>	<u>87</u>
<i>Tabla 25. Resultado diseño de la bocatoma proyectada</i>	<u>88</u>
<i>Tabla 26. Resultados desarenador proyectado</i>	<u>89</u>
<i>Tabla 27. Resultados canaleta Parshall proyectada</i>	<u>90</u>
<i>Tabla 28. Resultados floculador proyectado</i>	<u>91</u>
<i>Tabla 29. Resultados sedimentador proyectado</i>	<u>91</u>
<i>Tabla 30. Calidad de la fuente Quebrada La Chorrera</i>	<u>92</u>
<i>Tabla 31. Comparación resultados de laboratorio</i>	<u>93</u>
<i>Tabla 32. Precipitaciones máximas mensuales en 24 horas estación San Isidro</i>	<u>103</u>
<i>Tabla 33. Datos faltantes estación San Isidro</i>	<u>103</u>
<i>Tabla 34. Precipitaciones máximas mensuales en 24 horas estación Guaduas</i>	<u>105</u>
<i>Tabla 35. Datos faltantes estación Guaduas</i>	<u>105</u>
<i>Tabla 36. Precipitaciones máximas mensuales en 24 horas estación Agua Fría</i>	<u>107</u>
<i>Tabla 37. Datos faltantes estación Agua Fría</i>	<u>107</u>

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1. Área centro poblado la Magdalena municipio Quebradanegra, Cundinamarca.</i>	<u>14</u>
<i>Ilustración 2. Mapa conceptual del proyecto</i>	<u>24</u>
<i>Ilustración 3. Metodología</i>	<u>28</u>
<i>Ilustración 4. Estaciones hidrológicas seleccionadas</i>	<u>42</u>
<i>Ilustración 5. Regiones en Colombia para definición de los parámetros a, b, c, d.</i>	<u>43</u>
<i>Ilustración 6. Delimitación y Área aferente de cada estación.</i>	<u>44</u>
<i>Ilustración 7. Capa vegetal microcuenca La Chorrera</i>	<u>47</u>
<i>Ilustración 8. Áreas aferentes punto de captación y estación San Isidro</i>	<u>49</u>
<i>Ilustración 9. Detalle lámina de agua sobre el cauce</i>	<u>51</u>
<i>Ilustración 10. Localización general Quebradanegra</i>	<u>101</u>
<i>Ilustración 11. Localización general La Magdalena</i>	<u>101</u>
<i>Ilustración 12. Mapa veredal Municipio de Quebradanegra</i>	<u>102</u>

ÍNDICE DE GRÁFICOS

<i>Gráfico 1. Curvas IDF finales de las estaciones hidrológicas seleccionadas.</i>	<u>45</u>
<i>Grafico 2. Curva de duración de caudal</i>	<u>51</u>
<i>Grafico 3. Curva doble de masa estación San Isidro</i>	<u>104</u>
<i>Grafico 4. Curvas IDF estación San Isidro</i>	<u>104</u>
<i>Grafico 5. Curva doble de masa estación Guaduas</i>	<u>106</u>
<i>Grafico 6. Curvas IDF estación San Isidro Guaduas</i>	<u>106</u>
<i>Grafico 7. Curva doble de masa estación Agua Fría</i>	<u>108</u>
<i>Grafico 8. Curvas IDF estación San Isidro Agua Fría</i>	<u>108</u>

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

<i>Fotografía 1. Captación Actual</i> _____	109
<i>Fotografía 2.Llegada del agua al tanque de 40x40(cm)</i> _____	109
<i>Fotografía 3.Tanque Desarenador</i> _____	110
<i>Fotografía 4. Agrietamiento en el tanque sedimentador</i> _____	110
<i>Fotografía 5. Canaleta Parshall sección longitudinal</i> _____	111
<i>Fotografía 6.Canaleta Parshall sección transversal</i> _____	111
<i>Fotografía 7.Floculador de flujo horizontal</i> _____	112
<i>Fotografía 8.Floculador de flujo horizontal</i> _____	112
<i>Fotografía 9. Floculador tipo Alabama</i> _____	113
<i>Fotografía 10.Floculador tipo Alabama</i> _____	113
<i>Fotografía 11.Sedimentador</i> _____	114
<i>Fotografía 12. Sedimentador</i> _____	114
<i>Fotografía 13. Filtros</i> _____	115
<i>Fotografía 14. Filtro</i> _____	115

INTRODUCCIÓN.

Colombia es uno de los países con mayores recursos hídricos en el mundo, debido a la ubicación geográfica del país cuenta alrededor con 10 grandes afluentes hídricos, paramos y bosques tropicales. Sin embargo, el tener estos recursos hídricos no es suficiente para el abastecimiento de agua potable en el país, según estudios realizados el 50% del agua del territorio colombiano no es aprovechado por problemas de calidad. (Beleño, 2010)

El consumo de agua de mala calidad se genera por falencias en las estructuras hidráulicas y malas prácticas de tratamiento, esto hace que se produzcan microorganismos patógenos que ocasionan enfermedades gastrointestinales, parasitosis, diarreas agudas como el cólera, fiebre tifoidea y hepatitis A entre otros, por consiguiente, el agua de buena calidad es la que resulta adecuada para el Consumo humano y para todo uso doméstico habitual. (Organización panamericana de la salud, 1988)

Debido a estos múltiples problemas que afectan la población del suministro de agua para múltiples usos, este proyecto está enfocado en realizar el diseño de un acueducto rural en el municipio de Quebradanegra centro poblado la Magdalena (Cundinamarca), (ver anexo 1) con el objetivo de diseñar las obras de captación, aducción hasta el sistema de tratamiento de agua potable. Para dicho diseño se necesita hacer una serie de estudios de población, climáticos, ambientales, calidad del agua.

Este proyecto se realizará de acuerdo a los requisitos estipulados por la resolución 0330 de 2017 encargada de establecer los parámetros de diseño de dichas obras. (Minivivienda, 2017)

Finalizada la propuesta de diseño de las obras de infraestructura del acueducto se espera que las autoridades encargadas del municipio adopten e implementen esta propuesta para así satisfacer las necesidades básicas de agua potable y de igual manera el manejo del agua para múltiples usos de los habitantes del municipio de Quebradanegra centro poblado la Magdalena.

1. GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

Un acueducto se define como un conducto artificial para trasladar agua desde una fuente de abastecimiento y que puede ser utilizada para consumo en viviendas, riego o recolecta y para transportar agua potable. El primer acueducto se denominó "Jerwan", construido en el año 700 a.C., en Nínive, capital de Asiria. En esa misma época, Ezequías, rey de Judá (715 a 586 a.C.), planificó y construyó un sistema de abastecimiento de agua de 30 km de longitud para la ciudad de Jerusalén. (Mora, 2014)

El poderoso Imperio Romano desarrolló muchos acueductos a partir del año 312 a.C. con fuentes de aguas subterráneas como Aqua Appia bautizado, luego, como la Vía Apia, en honor a Apio Claudio, el emperador. En el año 145 a.C., el pretor Marcio construyó el primer acueducto que transportaba agua a nivel del suelo, con 90 km de longitud, llamado Aqua Marcia. En el año 70 a.C. ya existían más de 10 sistemas que suministraban 135.000m³ de agua al día, lo que obligó a designar como superintendente de aguas de Roma, a Sextos Julios Frontinus. (Mora, 2014)

A partir del siglo XIX el aumento de la población en las zonas urbanas obligó a realizar grandes obras de conducción y tratamiento de las aguas. Se comenzaron a utilizar las instalaciones de conducción de sifón basadas en el empleo de distintas presiones. Los acueductos modernos han modificado su estructura y están integrados por grandes tuberías de hierro, acero o cemento. Su función es suministrar agua a grandes zonas secas y distribuirla en amplias zonas de regadío (Fundación Hector A. Garcia, 2005)

El tema del agua se ha exacerbado considerablemente, debido a los efectos ambientales que han disminuido los regímenes de lluvia a niveles insospechados tan solo hace unos años; este problema tiene dos efectos que se cruzan, pero que son diferentes. Por un lado, está el del agua potable y los acueductos y, por otro, el de la disminución de los caudales de las cuencas del país. (Echeverri, 2014)

La Constitución Política de Colombia establece como uno de los fines principales de la actividad del Estado, la solución de las necesidades básicas insatisfechas, entre las que está el acceso al servicio de agua potable, que es fundamental para la vida humana. (Unicef, 2003)

El problema no es sólo la calidad del agua; también es importante que la población tenga acceso a una cantidad mínima de agua potable al día. En promedio una persona debe consumir entre 1,5 y 2 litros de líquido al día dependiendo del peso, de lo contrario se pueden presentar algunos problemas de salud. Por esto es importante que el servicio de acueducto no sólo tenga una cobertura universal, sino que sea continuo. (Unicef, 2003)

La situación de los acueductos y alcantarillados de Colombia en cuanto al desarrollo del sector de agua potable y saneamiento básico ha sido desigual, lo que se refleja en su baja participación en el producto interno bruto (PIB) nacional, con un valor promedio aproximado de 0,73% durante el periodo 2001-2009. (Salinas, 2011)

La cobertura urbana de acueducto y alcantarillado alcanza el 97% y 92% respectivamente, cifras muy cercanas a las metas del 99% y 97% previstas para el año 2015. Por su parte, las coberturas rurales son del 72% y 69% respectivamente, aún lejanas de las metas del 81% y 75% por lo tanto, si bien se observan impactos importantes en el aumento de la cobertura, todavía es necesario emprender esfuerzos en municipios con población urbana inferior a 10 mil habitantes y en las zonas rurales, que son áreas de alta importancia desde el punto de vista social y de política pública. (Salinas, 2011)

La situación de la calidad del servicio que reciben nuestras comunidades rurales es delicada. Las cifras hablan por sí solas, tan sólo el 10 % de los acueductos suministra agua apta para consumo humano y apenas cerca del 80 % cuenta con algún sistema de tratamiento que permite, en la mayoría de casos, entregar agua segura sin que pueda igualarse esta denominación a la de agua potable. (Prieto, 2014)

No se desconoce que los sistemas de acueductos en la mayoría de municipios del país no satisfacen la necesidad básica de entregar el recurso hídrico a la comunidad ya que las estructuras del sistema no se encuentran en óptimas condiciones de trabajo. “A nivel nacional, el Dane confirmó que el 44 por ciento de los habitantes de las zonas rurales del país viven en la pobreza, situación que incluye la privación de servicios como el agua y saneamiento básico.”¹

Tabla 1. Suministro de agua a la población

SERVICIO ACUEDUCTO CENTRO POBLADO LA MAGDALENA		
Municipio o vereda	Habitantes	Número de suscriptores
Quebradanegra centro poblado la Magdalena	566	228
El Hato	396	136
Pilones	No surte toda la vereda	15

Fuente: Autores

¹ El tiempo. (13 de Diciembre de 2016). *Acueducto a la medida para los rincones más remotos del país*. Obtenido de <http://www.eltiempo.com/economia/sectores/acueductos-en-las-zonas-rurales-de-colombia-31450>

En cuanto al centro poblado de la Magdalena, Municipio de Quebradanegra el área aferente de su casco urbano es 11,24 hectáreas las cuales se pueden contemplar la ilustración 1.

Ilustración 1. Área centro poblado la Magdalena municipio Quebradanegra, Cundinamarca.



Area Output

112036.613 m²
0.112 km²
27.685 Acres
11.204 Hectares
1205952.067 Feet²

Fuente: FreeMapTools (<https://www.freemaptools.com/area-calculator.htm>)

En relación con el trabajo de grado que se va a desarrollar, como antecedentes se presentan los siguientes estudios desarrollados para distintos acueductos.

Tabla 2. Proyectos de grado que tratan sobre el diseño de acueductos

TÍTULO	AUTOR	AÑO
Diseño para construcción del sistema de acueducto para el municipio de Tausa Cundinamarca	Rangel Moreno, Edward Orlando Hernández Salgado, Nelson Guillermo	2005
Estudio de prefactibilidad para el sistema de acueducto complementario de la cabecera municipal de la Vega, Cundinamarca	Espinel Ortiz, Alfredo Andrés Castiblanco Solórzano, Germán Andrés Guerrero Rojas, Ángel David Prada Yara, Giovana Andrea	2014
Optimización del acueducto por gravedad del municipio de Timana (Huila)	Benavides Garzón, David Leonardo Castro Molano, Mildred Yohana Vizcaíno Cagueno, Hernán Mauricio	2006
Diseño del sistema de abastecimiento para la vereda Anatoli del municipio de La Mesa (Cundinamarca)	Rincón Pulgar, Rocío	2004
Diagnóstico técnico del acueducto del municipio de Quipile Cundinamarca	Garcés Ricardo, José Ignacio Caicedo Escamilla, Diego Alexander	2016

Fuente: Autores

1.2 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

El sistema de acueducto de la centro poblado de la Magdalena municipio de Quebradanegra Cundinamarca actualmente carece de infraestructura, presenta inconvenientes en la red de aducción, no cuenta con bocatoma ni desarenador, se desconoce la calidad del agua el cual se está distribuyendo, por ello este sistema de acueducto requiere una mejora que beneficie a los usuarios ya que ellos contribuyen para recibir un servicio adecuado. Actualmente el acueducto está funcionando con todas las falencias anteriormente mencionadas y hasta ahora no se ha implementado ni buscado alguna alternativa o mejora. Mediante el presente trabajo se busca plantear una pronta solución técnica que garantice una operación óptima del sistema de acueducto que satisfaga a los usuarios.

El presente trabajo busca responder a la siguiente pregunta de investigación:
¿Cuáles son las acciones de mejora necesarias para el adecuado funcionamiento del sistema de acueducto centro poblado la Magdalena municipio de Quebradanegra?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 GENERAL

- Plantear una alternativa de diseño para la captación, gestión y uso múltiple de agua para el Centro Poblado La Magdalena Municipio de Quebradanegra (Cundinamarca).

1.3.2 ESPECÍFICOS

- Realizar un estudio Hidrológico en la zona de influencia del municipio con el fin de determinar las posibles fuentes hídricas, así como la disponibilidad de recurso hídrico en cuanto a cantidad y calidad.
- Diseñar las obras civiles para la captación, conducción, y tratamiento físico de agua cruda para la fuente seleccionada.
- Proyectar el sistema más recomendable para el tratamiento químico del agua con fines de uso múltiple.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Es importante contribuir tanto con la sociedad como con la zona de estudio para así aportar los conocimientos adquiridos hasta ahora a una población que requiere una adecuada calidad de agua generando soluciones a las falencias que presenta de una manera óptima.

Así mismo es necesario garantizar un proceso básico de tratamiento de agua para uso múltiple que cumpla con los requerimientos técnicos y al mismo tiempo garantice la calidad del agua, con esto beneficiando a toda una población que en este momento no cuenta con las estructuras adecuadas para recibir un buen servicio de acueducto. Por otra parte, se desconoce la calidad del agua que en este momento se está suministrando, aspecto importante para la salud humana.

Con el presente proyecto se pretende brindar una propuesta que contempla el mejoramiento del sistema de acueducto del centro poblado La Magdalena Municipio de Quebradanegra Cundinamarca, que garantice adecuadas estructuras y buenas prácticas de tratamiento teniendo como finalidad suministrar a los usuarios un agua para uso múltiple que cumpla con los requisitos mínimos de calidad exigidos por la normatividad vigente (Tabla 3). La influencia de dicha propuesta es contribuir con la economía y el desarrollo de esta comunidad, teniendo en cuenta que la disponibilidad de agua es un indicador del desarrollo económico y la calidad de vida de una región.

1.5 DELIMITACIÓN

1.5.1 ESPACIO

El proyecto se realizará en el centro poblado de La Magdalena, Municipio de Quebradanegra Cundinamarca.

1.5.2 TIEMPO

El tiempo estipulado para el desarrollo del proyecto es de seis meses el cual es contemplado por la universidad.

1.5.3 CONTENIDO

El proyecto contiene el diseño netamente hidráulico de las obras de captación y tratamiento de agua cruda del sistema de acueducto.

1.5.4 ALCANCE Y LIMITACIÓN

El alcance de este proyecto contempla netamente el diseño hidráulico de las obras de captación, conducción y tratamiento de agua para usos múltiples y el aprovechamiento del recurso hídrico.

De igual manera, se hará la verificación y caracterización de la calidad del agua para así identificar las posibles anomalías que se puedan presentar en el tratamiento del recurso hídrico.

En cuanto al proceso de tratamiento este se proyectará basado en procesos físicos mediante el diseño de las obras civiles anteriormente mencionadas y con procesos químicos básicos, ya que el uso del agua será de uso múltiple no obstante garantizando una calidad de agua que cumpla con los requerimientos para el consumo humano.

1.6 MARCO DE REFERENCIA

1.6.1 MARCO TEÓRICO.

El agua es un componente fundamental de todos los organismos y un recurso sin el cual el desarrollo y mantenimiento de la vida sobre el planeta no hubiese sido posible. Este recurso es muy escaso, pues se estima que de toda el agua del planeta solo el 0.003% corresponde al agua dulce utilizable para consumo, ya que el resto es salada, congelada o está bajo subsuelo. (Alvaro, 2004)

Para la obtención del agua es necesario saber dónde se encuentran ubicadas las

fuentes de abastecimiento, “se entiende comúnmente por un sistema de abastecimiento de agua potable el conjunto de las diversas obras que tienen por objeto suministrar agua a una población en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua”. (Valdez, 1994)

Ya obtenidas e identificadas las fuentes hídricas se procede a la construcción de las obras de captación " la clase de estructura utilizada para la captación del agua depende en primero lugar del tipo de fuente de abastecimiento utilizado. En general, en los casos de captación de agua superficial se habla de bocatomas, mientras que la captación de aguas subterráneas se hace por medio de posos" (Lopez, 2003). Existen varios tipos de bocatomas, pero la construcción de estas depende del lugar y la cantidad de recurso hídrico con el que se cuenta.

1.6.1.1 TIPOS DE BOCATOMAS

1.6.1.1.1 Toma lateral con muro transversal

Se utiliza en ríos realmente pequeños o quebradas, en donde la profundidad del cauce no es muy grande. (Lopez, 2003)

1.6.1.1.2 Bocatoma de fondo

Se utiliza en condiciones semejantes a la de bocatoma con muro transversal. (Lopez, 2003)

1.6.1.1.3 Bocatoma lateral con bombeo

Se emplea para ríos con caudales muy grandes y de sección relativamente ancha. (Echeverri, 2014)

1.6.1.1.4 Bocatoma lateral por gravedad

Si se dispone de las condiciones hidráulicas y topográficas suficientes, la captación en ríos profundos puede hacerse por gravedad, de manera similar a la de toma con muro trasversal, remplazando el muro por compuertas y la rejilla por otro de mayores dimensiones. (Lopez, 2003)

1.6.1.1.5 Bocatoma de lecho filtrante

Estructura de captación de agua para acueductos de bajo caudal, que tiene la capacidad de prefiltrar en influente antes de conducirlo a la línea de aducción del sistema. Esto se logra mediante la utilización de un lecho granular, el cual filtra el agua y la conduce a un sistema de recolección por tuberías perforadas en el fondo del cauce. (Corcho & Duque, 2014)

1.6.1.1.6 Bocatoma tubular basculante

En el año de 1982 se investigaron en la Universidad de los Andes los parámetros de diseño de bocatoma basculantes, las cuales permiten captar agua a diferentes profundidades de acuerdo con las condiciones del río, controlando en forma eficaz la entrada de material abrasivo al pozo de succión de la estación de bombeo, especialmente en los periodos de aguas altas. (Corcho & Duque, 2014)

Cuando se habla de transporte de agua cruda (no tratada) se refiere exactamente a la aducción, pero si se habla de agua potable (tratada) se refiere a la conducción del líquido, dependiendo de las condiciones topográficas y el tipo de agua se realiza el transporte por gravedad, tuberías, presión o canales abiertos para la para este proyecto se hablará solo del transporte, debido a que el alcance del mismo llega hasta la planta de tratamiento. "El trazado y el tipo de conducción, en sus efectos sobre los suelos y la propiedad, son factores ambientales que deben ser convenientemente valorados en la etapa de diseño." (Cortolima, s.f.)

Los sistemas de abastecimiento rurales suelen ser aguas superficiales captadas de lagos, ríos o quebradas. Por esta razón es necesario construir un desarenador "estructura hidráulica que tiene como función remover las partículas de cierto tamaño que la captación de una fuente superficial permite pasar." (Martinez, 2009)

En la actualidad ningún agua en su estado natural es apta para el consumo humano; además siempre se requiere un tratamiento mínimo de cloración, con el fin de prevenir la contaminación con organismos patógenos durante la conducción del agua. (Lopez, 2003)

Después de haber pasado por las diferentes etapas de diseño del acueducto según los parámetros establecidos por la resolución 0330, el agua cruda se trata en una planta de tratamiento de agua potable (PTAP), en este caso se habla de una potabilización mediante un proceso natural de filtros en múltiples etapas (Acodal, 2017), o variados reactivos que pueden aplicarse para desinfección y oxidación de un agua donde habitualmente se usan: cloro, ozono, ClO₂ y KMnO₄. Nótese, no obstante que el procedimiento de todos estos ensayos es muy similar. (Rafael, 1995)

Con la planta de tratamiento se garantiza que el agua sea apta para el consumo humano, donde deja de ser agua cruda a ser agua potable Es aquella que, por cumplir las características físicas, químicas y microbiológicas, en las condiciones señaladas en el decreto 1575 y demás normas que la reglamenten, es apta para consumo humano. Se utiliza en bebida directa, en la preparación de alimentos o en la higiene personal. (Decreto 1575, 2007)

1.6.1.2 DESARENADORES

Un desarenador está dividido por zonas.

Zona I: Cámara de quietamiento

Debido a la ampliación de la sección, se disipa el exceso de energía de la velocidad en la tubería de llegada. El paso del agua a la zona siguiente se puede hacer por medio de un canal de repartición con orificios sumergidos. Lateralmente se encuentra un vertedero de excesos que lleva el caudal sobrante de nuevo al río mediante una tubería que se une con la de lavado. (Lopez, 2003)

Zona II: Entrada al desarenador

Constituida entre la cámara de quietamiento y una cortina, la cual obliga a las líneas de flujo a descender con rapidez, de manera que se sedimente el material más grueso inicialmente. (Lopez, 2003)

Zona III: Zona de sedimentación

Es donde se sedimentan todas las partículas restantes y donde se cumple en rigor con las leyes de sedimentación. La profundidad útil de sedimentación es "H". (Lopez, 2003)

Zona IV. Salida del desarenador

Constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección. Esta zona debe estar completamente tapada, con el fin de evitar la posible contaminación exterior. (Lopez, 2003)

Zona V: Almacenamiento de lodos.

Comprende el volumen entre la cota de profundidad útil en la zona III y el fondo del tanque. El fondo tiene pendientes longitudinales y transversales hacia la tubería de lavado. (Lopez, 2003)

1.6.1.2.1 Desarenadores de flujo vertical

El flujo se efectúa desde la parte inferior hacia arriba. Las partículas se sedimentan mientras el agua sube. Pueden ser de formas muy diferentes: circulares, cuadrados o rectangulares. Se construyen cuando existen inconvenientes de tipo locativo o de espacio. Su costo generalmente es más elevado. Son muy utilizados en las plantas de tratamiento de aguas residuales. (Martinez, 2009)

1.6.1.2.2 **Desarenadores de alta rata**

Consisten básicamente en un conjunto de tubos circulares, cuadrados o hexagonales o simplemente láminas planas paralelas, que se disponen con un ángulo de inclinación con el fin de que el agua ascienda con flujo laminar. Este tipo de desarenador permite cargas superficiales mayores que las generalmente usadas para desarenadores convencionales y por tanto éste es más funcional, ocupa menos espacio, es más económico y más eficiente. (Martinez, 2009)

1.6.1.2.3 **Desarenador convencional**

Un desarenador convencional es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento construye un tratamiento primario, pero en algunos casos es necesario realizar un tratamiento convencional de purificación. (Lopez, 2003)

1.6.1.3 **MEZCLA RÁPIDA**

La mezcla rápida es una operación empleada en el tratamiento del agua con el fin de disipar diferentes sustancias químicas y de gases. En plantas de purificación de agua el mezclador rápido tiene generalmente el propósito de disipar rápida y uniformemente el coagulante a través de toda la masa o flujo de agua. (Romero, Purificación del agua, 2002)

La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos o mecánicos, tales como: resaltos hidráulicos en canales, canaletas Parshall, vertederos rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos, y tanques con equipo de mezcla rápida. (Romero, Purificación del agua, 2002)

Mezcladores rápidos mecánicos: Los tanques de mezcla rápida mecánica se proyectan generalmente de sección circular o cuadrada. Los mezcladores mecánicos son fabricados por una gran cantidad de industrias; en general consisten en hélices, paletas, turbinas u otros elementos similares acoplados a un eje de rotación impulsado por una fuerza motriz cualquiera. (Romero, Purificación del agua, 2002)

Mezcladores rápidos hidráulicos: Los mezcladores rápidos hidráulicos se utilizan cuando se dispone de suficiente cabeza o energía en el flujo de entrada. En general se utilizan resaltos hidráulicos, canaletas Parshall, tubos Venturi, dispersores de tubos perforados y tanques con baffles, para disipar energía en turbulencia y aprovecharla para la mezcla de coagulante. (Romero, Purificación del agua, 2002)

1.6.1.4 TIPOS DE FLOCULADORES

1.6.1.4.1 Floculador hidráulico horizontal

El floculador de flujo horizontal consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto u otro material adecuado, dispuestos en tal forma que el agua haga un recorrido de ida y vuelta. (Romero, Purificación del agua, 2002)

1.6.1.4.2 Floculador hidráulico vertical

En el floculador de flujo vertical el agua fluye hacia arriba y hacia abajo, por encima y por debajo de los tabiques, pantallas o baffles que dividen el tanque. (Romero, Purificación del agua, 2002)

1.6.1.4.3 Floculadores mecánicos

Se introduce potencia al agua para asegurar una mezcla lenta mediante agitadores mecánicos. El tipo de agitador mecánico más usado es el de paletas, ya sean de eje horizontal o vertical, las cuales imparten un movimiento rotatorio al agua así como cierta turbulencia interna. También existen impulsadores de turbina y flujo axial. Como el grado de mezcla óptimo es variable, según la calidad del agua. (Romero, Purificación del agua, 2002)

1.6.1.5 TIPOS DE SEDIMENTADORES

1.6.1.5.1 Tanque de sedimentación tipo 1

Hace la remoción de partículas discretas no floculentas en una suspensión diluida. Para propósitos teóricos, se acostumbra a dividir el tanque de sedimentación en 4 zonas: zona de entrada, zona de salida, zona de lodos y zona de asentamiento. (Romero, Purificación del agua, 2002)

1.6.1.5.2 Tanque de sedimentación tipo 2

Se refiere a la sedimentación de suspensiones diluidas de partículas floculentas, en las cuales es necesario considerar las propiedades floculentas de la suspensión junto con las características de asentamiento de las partículas. (Romero, Purificación del agua, 2002)

1.6.1.5.3 Tanque de sedimentación de tasa alta

Sedimentadores de poca profundidad se entiende sedimentación en elementos poco profundos, en módulos de tubos circulares, cuadrados, hexagonales, octagonales, de placas planas paralelas, de placas onduladas o de otras formas y

de tiempos de retención menores a 15 minutos. (Romero, Purificación del agua, 2002)

1.6.1.6 **FILTRACIÓN**

1.6.1.6.1 **FILTRACIÓN RÁPIDA**

Debe filtrarse agua previamente tratada (coagulación y/o floculación con o sin sedimentación o flotación) para lograr la remoción máxima de las partículas que no hayan sido retenidas por el sedimentador (Minivivienda, 2010). Entre los filtros rápidos se tiene:

1.6.1.6.1.1 *Filtración directa*

La filtración puede ser de contacto (sin floculación, ni sedimentación previas) o filtración directa propiamente dicha (sin sedimentación pero con coagulación-floculación total o parcial). (Minivivienda, 2010)

1.6.1.6.1.2 *Filtración convencional*

Debe utilizarse como pulimento o remoción final de los procesos de mezcla rápida, floculación y sedimentación. Generalmente se emplea cuando se ha realizado una coagulación de barrido. (Minivivienda, 2010)

1.6.1.6.2 **FILTRACIÓN LENTA**

Entre los filtros lentos se tiene:

1.6.1.6.2.1 *Filtro lento de arena*

Es un sistema antiguo de tratamiento de agua para consumo humano y consiste en un conjunto de procesos físicos y biológicos que además del cernido de las partículas suspendidas en el agua, destruye los microorganismos patógenos debido a que en su superficie se forma una biopelícula o capa gelatinosa llamada schmutzdecke donde se desarrollan comunidades microbianas, no solamente capaces de inactivar patógenos sino que también metaboliza algunos contaminantes químicos. Pueden emplearse como tratamiento final del agua cruda prefiltrada, para mejorar la calidad bacteriológica y remover las partículas suspendidas más finas. (Minivivienda, 2010)

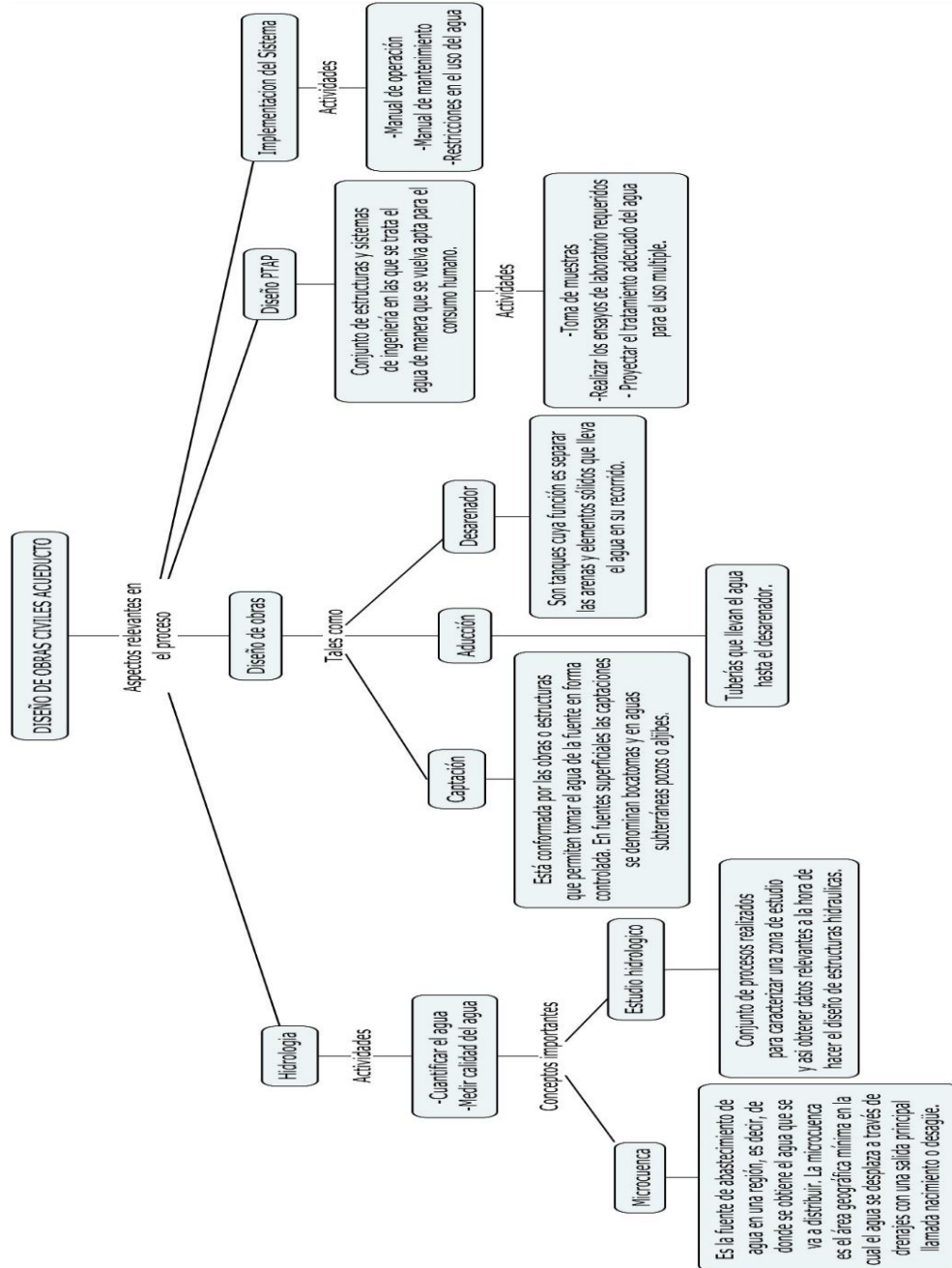
1.6.1.6.2.2 *Filtración lenta en múltiples etapas*

Se recomienda para el acondicionamiento o pretratamiento de fuentes superficiales de agua, cuya calidad puede interferir en los mecanismos de purificación o superar la capacidad de remoción de la filtración lenta en arena produciéndose efluentes de calidad deficiente (Minivivienda, 2010)

1.6.2 MARCO CONCEPTUAL.

Se presenta el siguiente marco conceptual para describir brevemente el proceso de diseño de obras civiles para la captación y tratamiento de agua cruda de un sistema de acueducto contemplando los conceptos y actividades más importantes que se desarrollarán en el trabajo propuesto

Ilustración 2. Mapa conceptual del proyecto



Fuente: Autores

1.6.3 MARCO LEGAL

Tabla 3. Normatividad aplicable

NORMATIVIDAD	ASPECTOS APLICABLES
Constitución Política de Colombia	<p>En la norma de normas se hacen varían referencias, entre estas:</p> <ul style="list-style-type: none">-Artículo 79: Todas las personas tienen derecho a gozar de una ambiente sano.-Artículo 356, inciso 4: los recursos del sistema general de participaciones de los departamentos, distritos y municipios se destinaran a la financiación de los servicios a su cargo, dándole prioridad a los servicios de salud, educación y servicios públicos domiciliarios de agua potable y saneamiento básico.-Artículo 366: El bienestar general y el mejoramiento de la calidad de vida de la población son finalidades sociales del estado. Sera objetivo fundamental de su actividad la solución de las necesidades insatisfechas de salud, de educación, saneamiento ambiental y de agua potable.
Ley 09 de 1979	<p>Mediante esta ley se aplicaron ciertas medidas sanitarias en el país. Los Artículos aplicables son:</p> <ul style="list-style-type: none">-Artículo 53: Las entidades responsables de la entrega del agua potable al usuario deberán establecer: Normas de operación y mantenimiento de las obras, equipos e instalaciones auxiliares, incluyendo registros estadísticos; Normas sobre seguridad e higiene.-Artículo 57: Las entidades encargadas de la entrega del agua potable al usuario velaran por la conservación y control en la utilización de la fuente de abastecimiento, para evitar el crecimiento inadecuado de organismos, la presencia

	<p>de animales y la posible contaminación de otras causas.</p> <p>-Artículo 64: En todo sistema de conducción de agua, los conductos y accesorios deben protegerse lo suficiente, para garantizar que el agua no se contamine. En lo posible, la conducción debe ser cerrada y a presión.</p> <p>-Artículo 66: La tubería y los materiales empleados para la conducción deberán cumplir con las normas del Ministerio de salud.</p> <p>-Artículo 68: En este artículo se establecen las características que deben cumplir las estaciones de bombeo.</p> <p>-Artículo 585: Es responsable de la calidad del agua, conforme a lo establecido en esta ley, la persona natural o jurídica que la entregue al usuario.</p>
Ley 373 de 1997	Mediante esta ley se estableció el programa de ahorro y uso eficiente de agua.
Resolución 0330 de 2017	Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS.
Ley 142 de 1994	Por la cual se establece el régimen de los servicios públicos domiciliarios y se dictan otras disposiciones.
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 de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano.

Fuente: Autores

1.6.4 MARCO CONTEXTUAL

1.6.4.1 UBICACIÓN GENERAL

El municipio de Quebradanegra se encuentra ubicado en el departamento de Cundinamarca, sobre la ladera occidental de la cordillera oriental, formando parte de la provincia del Gualivá y a 113 Km al noroccidente de Bogotá DC. Geográficamente está localizado entre las siguientes coordenadas: 4°35'56,57" Latitud Norte, 74°04'51,30" Longitud Oeste.

1.6.4.1.1 Límites geográficos municipales

El municipio de Quebradanegra limita, así: Por el norte con el municipio de Utica, por el oriente con los municipios de La Peña y Nimaima, por el sur con el municipio de Villeta, por el occidente con el municipio de Guaduas

1.6.4.1.2 Extensión del municipio

Tiene una superficie de 82,67, que es equivalente a 8267 Has. Donde la extensión de área urbana es de tres Centros Poblados con 3 Has y la extensión de área rural es de 8264 Has.

Altitud de la cabecera municipal (metros sobre el nivel del mar): 1244 M.S.N.M y una temperatura media de 19°C.

1.6.4.2 RESEÑA HISTORICA

En la época precolombina, el territorio del actual municipio de Quebradanegra estuvo habitado por los indígenas Panches. En 1694 se fundó el primer pueblo, en la zona baja del alto en el que se erige la actual cabecera municipal. En 1784 fue trasladado a la ubicación actual, sobre el Alto de Morera, por gestión del cura párroco Fernando Ávila y Martínez, auspiciado por don Manuel de Ávila, donante del dinero para la construcción de la iglesia.

1.6.4.3 DIVISIÓN POLITICA ADMINISTRATIVA

Para el manejo administrativo, político, económico y sociocultural, el territorio del municipio de Quebradanegra se ha dividido en tres centros poblados que son: el casco urbano de la cabecera municipal, el casco urbano de La Magdalena y el sector La milagrosa (Tobia Grande) y, 16 veredas que son: Santa Lucía, Platanera, San Isidro, La Esperanza, La Florida, Verbena, Nacederos, La Unión, El Hato, Caleta, Concepción, Santa Bárbara, Centro, Aguafría, San Miguel y Pilonas.

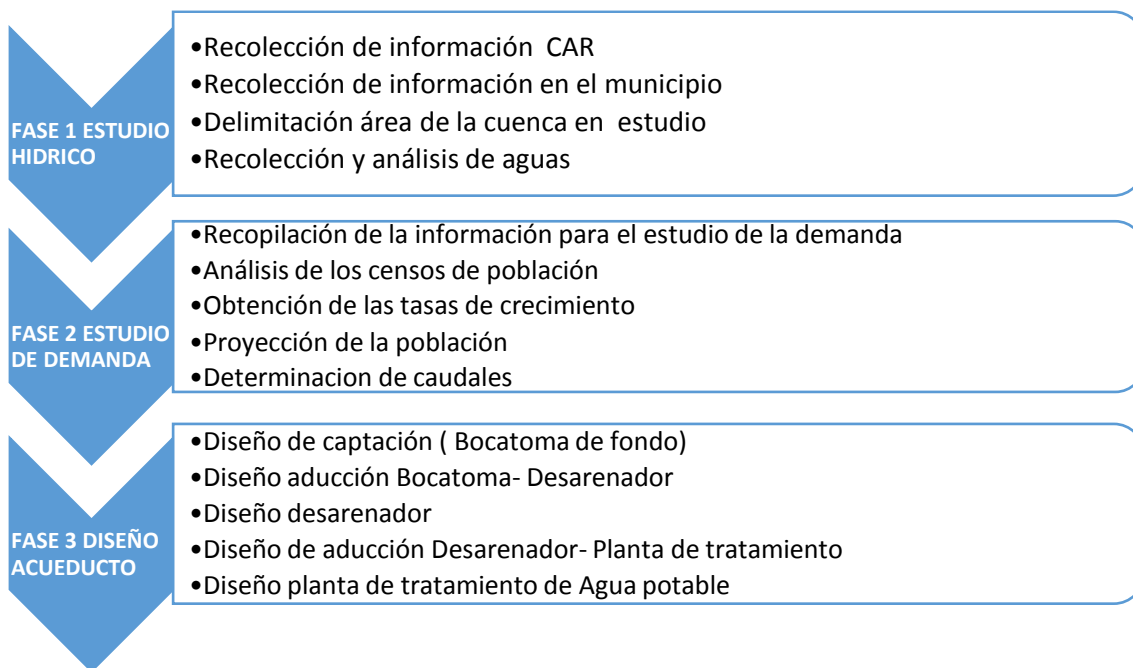
1.6.4.4 ECONOMÍA

El Municipio de Quebradanegra basa su economía en las actividades agropecuarias, especialmente en el cultivo de la caña para la producción de

panela. Le sigue en importancia el cultivo del café asociado con plátano y la actividad ganadera. Recientemente el municipio se ha visto beneficiado económicamente por el desarrollo turístico para lo cual se han desarrollado complejos de condominios y clubes sociales, como el Club Payandé y el desarrollo del casco urbano de la Magdalena.

1.7 METODOLOGÍA

Ilustración 3. Metodología



Fuente: Autores

2. TABLA DE ECUACIONES

Para el desarrollo del presente trabajo se utilizaron una serie de ecuaciones de diferentes autores, las cuales se presentan a continuación.

Tabla 4. Ecuaciones de diseño

ESTUDIO HIGROLÓGICO				
Nº	DESCRIPCIÓN	ÍTEM	ECUACIÓN	UNI
1	Datos faltantes	P_x	$P_x = \frac{1}{n} \left[\left(\frac{N_x}{N_1} \right) P_1 + \left(\frac{N_x}{N_2} \right) P_2 + \dots + \left(\frac{N_x}{N_n} \right) P_n \right]$ (Monsalve, 1999)	mm
2	Pendiente	S	$S = \frac{\Delta H}{L}$ (Monsalve, 1999)	%
3	Tiempo de concentración	T_c	$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{S^{0,25}} \right)^{0,76}$ (Instituto Nacional de Vias, 2009)	h
4	Intensidad	i	$i = \frac{a * Tr^b * M^d}{\left(\frac{t_c}{60} \right)^c}$ (Instituto Nacional de Vias, 2009)	mm/h
5	Caudal	Q	$Q = \frac{CIA}{360}$ (Instituto Nacional de Vias, 2009)	m³/s
PROYECCIONES DE POBLACIÓN Y CAUDALES				
Nº	DESCRIPCIÓN	ÍTEM	ECUACIÓN	UNI
6	Proyección de la población. (Método aritmético)	P_f	$P_f = P_{UC} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} * (T_f - T_{uc})$ (Lopez, 2003)	Personas
7	Proyección de la población. (Método Geométrico)	P_f	$P_f = P_{UC} + (1 - r)^{T_f - T_{uc}}$ (Lopez, 2003)	Personas
8	Tasa de crecimiento anual	r	$r = \frac{P_{uc}^{T_{uc} - T_{ci}}}{P_{ci}} - 1$ (Lopez, 2003)	Adimensi onal
9	Proyección de la población.	P_f	$P_f = P_{ci} * e^{k*(T_f - T_{ci})}$ (Lopez, 2003)	Personas

	(Método Exponencial)			
10	Tasa de crecimiento de población	k	$k = \frac{\ln(P_{cp}) - \ln(P_{ca})}{T_{cp} - T_{ca}}$ (Lopez, 2003)	Adimensional
11	Dotación bruta	d_{bruta}	$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%P}$ (Lopez, 2003)	L/H/D
12	Demanda media diaria	Q_{md}	$Q_{md} = \frac{Ps * d_{bruta}}{86400}$ (Lopez, 2003)	L/s
13	Demanda máxima diaria	QMD	$QMD = Q_{md} * K_1$ (Lopez, 2003)	L/s
14	Demanda máxima	QMH	$QMH = Q_{md} * K_2$ (Lopez, 2003)	L/s
15	Caudal de diseño	Q_d	$Q_d = QMD * 2$ (Lopez, 2003)	L/s
DISEÑO DE LA BOCATOMA DE FONDO				
Nº	DESCRIPCIÓN	ÍTEM	ECUACIÓN	UNI
	Ancho de la presa supuesto	L	Supuesto	M
16	Lámina de agua en las condiciones de diseño	H	$H = \left(\frac{Q}{1,84L}\right)^{2/3}$ (López, 2003)	M
17	Corrección por contracciones laterales	L'	$L' = L - 0,2H$ (López, 2003)	M
18	Velocidad del río sobre la presa	V	$V = \frac{Q}{L'H}$ (López, 2003)	m/s
19	Alcance filo superior	X_s	$X_s = 0,36Vr^{\frac{2}{3}} + 0,60H^{\frac{4}{7}}$ (López, 2003)	m
20	Alcance filo inferior	X_i	$X_i = 0,18Vr^{\frac{4}{7}} + 0,74H^{\frac{3}{4}}$ (López, 2003)	m
21	Ancho canal de aducción	B	$B = X_s + 0,10$ (López, 2003)	m
22	Área neta	An	$An = \frac{Q}{0,9 * Vb}$ (López, 2003)	m ²
23	Longitud de la rejilla	L_r	$L_r = \frac{An * Sb * \phi_{barra}}{Sb * B}$	m

			(López, 2003)	
24	Área neta	An	$An = \frac{Sb}{Sb + \phi barra} * B * Lr$ (López, 2003)	m ²
25	Numero de orificios	N	$N = \frac{An}{a * B}$ (López, 2003)	Adimensional
26	Área neta recalculada	An	$An = Sb * B * N$ (López, 2003)	m ²
27	Velocidad entre barros recalculada	Vb	$Vb = \frac{Q}{0,9 * An}$ (López, 2003)	m/s
28	Niveles de agua (aguas abajo)	$he = hc$	$he = hc = \left(\frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{1/3}$ (López, 2003)	m
29	Longitud del canal	Lc	$Lc = Lrejilla + espesor del muro$ (López, 2003)	m
30	Niveles de agua (aguas arriba)	ho	$ho = \left[2he^2 + \left(he - \frac{iLc}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} iLc$ (López, 2003)	m
31	Altura total muros canal de aducción	Ho	$Ho = ho + BL$ (López, 2003)	m
32	Altura total muros canal de aducción	He	$He = Ho + i * LC$ (López, 2003)	m
33	Velocidad del agua al final del canal	Ve	$Ve = \frac{Q}{B * he}$ (López, 2003)	m/s
34	Alcance filo superior cámara de recolección	Xs	$Xs = 0,36Ve^{\frac{2}{3}} + 0,60he^{\frac{4}{7}}$ (López, 2003)	m
35	Alcance filo inferior cámara de recolección	Xi	$Xi = 0,18Ve^{\frac{4}{7}} + 0,74he^{\frac{3}{4}}$ (López, 2003)	m
36	Ancho cámara	$Bcam$	$Bcam = Xs + 0,30$ (López, 2003)	m
37	Altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma	H	$H = \left(\frac{Qmax}{1,84 * L} \right)^{2/3}$ (López, 2003)	m
38	Altura de la lámina de agua	$Hexc$	$H = \left(\frac{Qmedio}{1,84 * L} \right)^{2/3}$	m

	en la garganta y el caudal de excesos		(López, 2003)	
39	Caudal captado	$Q_{captado}$	$Q_{captado} = C_d * A_n * \sqrt{2 * g * H}$ (López, 2003)	m ³ /s
40	Caudal de excesos	$Q_{excesos}$	$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseno}$ (López, 2003)	m ³ /s
41	Altura de excesos	H_{exc}	$H_{exc} = \left(\frac{Q}{1,84 * B_{cam}} \right)^{2/3}$ (López, 2003)	m
42	Velocidad de excesos	V_{exc}	$V_{exc} = \frac{Q_{exc}}{H_{exc} * B_{camara}}$ (López, 2003)	m/s
43	Alcance vertedero de excesos	X_s	$X_s = 0,36V_{exc}^{2/3} + 0,60H_{exc}^{4/7}$ (López, 2003)	m
DISEÑO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN BOCATOMA- DESARENADOR				
Nº	DESCRIPCIÓN	ÍTEM	ECUACIÓN	UNI
44	Pendiente de la tubería	S	$S = \frac{Cota\ lamina - cota\ fondo}{L} * 100$ (López, 2003)	%
45	Diámetro correspondiente a Manning	D	$D = 1,548 \left(\frac{n * Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$ (López, 2003)	m
46	Condiciones de flujo a tubo lleno	Q_o	$Q_o = 0,312 \frac{D^{8/3} * S^{1/2}}{n}$ (López, 2003)	m ³ /s
47	Velocidad a tubo lleno	V_o	$V_o = \frac{Q_o}{A_o}$ (López, 2003)	m/s
48	Radio hidráulico a tubo lleno	R_o	$R_o = \frac{A_o}{P_o}$ (López, 2003)	m
49	Relación de Q	$\frac{Q}{Q_o}$	$\frac{Q}{Q_o}$ (López, 2003)	Adimensional
50	Esfuerzo cortante medio	λ	$\lambda = \lambda \gamma R S$ (López, 2003)	N/m ²
51	Velocidad relación hidráulica	V_r	$\frac{V_r}{V_o} * V_o$ (López, 2003)	m/s
52	Diámetro relación hidráulica	d	$\frac{d}{D} * D$ (López, 2003)	m

53	Radio relación hidráulica	R	$\frac{R}{Ro} * Ro$ (López, 2003)	m
54	Verificación de la cota de salida	Cota de salida	$d + 1,5 * \frac{V^2}{2g}$ (López, 2003)	m
55	Caudal máximo de excesos	Qexcesos	Qexcesos= Qlleno – Qdiseño (López, 2003)	m ³ /s
DISEÑO DEL DESARENADOR				
Nº	DESCRIPCIÓN	ÍTEM	ECUACIÓN	UNI
56	Velocidad de sedimentación	V_s	$V_s = \frac{g}{18} * \frac{P_s - P}{\mu} * d^2$ (López, 2003)	m/s
57	n	n	$\frac{\theta}{t}$ (López, 2003)	
58	Tiempo de la partícula en llegar al fondo	t	$t = \frac{H}{V_s}$ (López, 2003)	seg
59	Periodo de retención hidráulico	θ	$\theta = 3 * t$ (López, 2003)	seg
60	Volumen del tanque	V	$V = \theta * Q$ (López, 2003)	m ³
61	Área superficial	A_s	$A_s = \frac{V}{H}$ (López, 2003)	m ²
62	Ancho	B	$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}}$ (López, 2003)	m
63	Largo	L	$L = 4 * B$ (López, 2003)	m
64	Carga hidráulica superficial	q	$q = \frac{Q}{A_s}$ (López, 2003)	m ² *dia
65	Diámetro partícula crítica	do	$do = \sqrt{\frac{Vo * 18 * \mu}{g * (Ps - P)}}$ (López, 2003)	mm
66	Relación de tiempo	$\frac{\theta}{t}$	$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{Vo}$ (López, 2003)	adimensional

67	Velocidad horizontal	V_h	$V_h = \frac{Q}{W} = \frac{V_o * L * 100}{H}$ (López, 2003)	m/s
68	Velocidad horizontal máxima	V_h máx.	$V_h = 20 * V_s$ (López, 2003)	m/s
69	Velocidad de resuspension máxima	V_r	$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} * g * (P_s - P) * d}$ (López, 2003)	Cm/s
70	Tiempo de retención de la partícula para el año 2018	θ	$\theta = \frac{V}{Q}$ (López, 2003)	hr
71	Carga hidráulica para el año 2018	q	$q = \frac{Q}{A_s}$ (López, 2003)	m ³ /m ² *día
72	Altura de la lámina de agua sobre el vertedero	H_v	$H_v = \left(\frac{Q}{1,8 * 4B}\right)^{2/3}$ (López, 2003)	m
73	Velocidad del agua sobre el vertedero	V_v	$V_v = \frac{Q}{B * H_v}$ (López, 2003)	m/s
74	Alcance horizontal de la venia vertiente	X_s	$X_s = 0,36(V_v)^2 + 0,60(H_v)^4$ (López, 2003)	m
75	Longitud del vertedero	L_v	$L_v = X_s + 0,15$ (López, 2003)	m
76	Pantalla de salida	P	$P = \frac{H}{2}$ (López, 2003)	m
77	Pantalla de salida	Dps	$15 * H_v$ (López, 2003)	m
78	Pantalla de entrada	Dps	$\frac{L}{4}$ (López, 2003)	m
79	Almacenamiento de lodos	Pmax	$\frac{L}{10}$ (López, 2003)	m
80	Almacenamiento de lodos	D lodos	$\frac{L}{3}$ (López, 2003)	m
81	Almacenamiento de lodos	D lodos	$\frac{2 * L}{3}$	m

82	Pendiente transversal	PT	$= \frac{PT}{2} = \frac{prof. max. adp - prof. m adaptad}{2}$ (López, 2003)	%
83	Pendiente longitudinal en L/3	PL	$PL = \frac{0,2}{L/3}$ (López, 2003)	%
84	Pendiente longitudinal en 2*L/3	PL	$PL = \frac{0,2}{2 * L/3}$ (López, 2003)	%
85	Cámara de aquietamiento	profundidad	$\frac{H}{3}$ (López, 2003)	m
86	Cámara de aquietamiento	ancho	$\frac{B}{3}$ (López, 2003)	m
87	Cámara de aquietamiento	Q_{exce}	$Q_{exce} = Q_0 - Q$ (López, 2003)	m ³ /s
88	Altura en el muro del desarenador	He	$He = \left(\frac{Q_{exce}}{1,84 * Le} \right)^{2/3}$ (López, 2003)	m
89	Velocidad de excesos	Ve	$Ve = \frac{Q_{exce}}{Hv * Le}$ (López, 2003)	m/s
90	Alcance de chorro	Xs	$Xs = 0,36(Ve)^2 + 0,60(He)^4$ $lr = Xs + 0,10$ (López, 2003)	m
91	Ancho real cámara de aquietamiento	Ancho real	$\frac{B - ancho}{2}$ (López, 2003)	m
92	Perdidas en la cámara de aquietamiento	hm	$hm = k \frac{\Delta v^2}{2g}$ (López, 2003)	m
93	Perdidas en la cámara de aquietamiento	$V2$	$V2 = \frac{Q}{B * H}$ (López, 2003)	m/s
94	Perdidas en la cámara de aquietamiento	hm	$hm = 0,2 * \left(\frac{v1^2 - v2^2}{2 * 9,81} \right)$ (López, 2003)	m
95	Perdidas en la zona de sedimentación	hm	$hm = 0,2 * \left(\frac{v1^2 - v2^2}{2 * 9,81} \right)$ (López, 2003)	m

96	Perdidas por las pantallas inicial y final	H	$H = \frac{1}{2 * g} * \left(\frac{Q}{Cd * Ao} \right)^2$ (López, 2003)	m
97	relación entre la altura disponible	J	$J = \frac{H}{L * E}$ (López, 2003)	m/m
98	Caudal inicial en el lavado del desarenador	$Q_{inicial}$	$Q_{inicial} = 0,2785 * Cd^{2,63} * J^{0,54}$ (López, 2003)	m ³ /s
99	Velocidad del caudal inicial	V	$V = \frac{Q * 4}{\pi * D^2}$ (López, 2003)	m/s
100	Cabeza de velocidad	$\frac{V^2}{2 * g}$	$\frac{V^2}{2 * g}$ (López, 2003)	m
101	Coeficiente de descarga	Cd	$Cd = \frac{Q}{Ao * \sqrt{2 * g * H}}$ (López, 2003)	Adimensional
102	Tiempo de descarga del desarenador	t	$t = \frac{2 * As}{Cd * Ao * \sqrt{2 * g}}$ (López, 2003)	min

DISEÑO DE LA CANALETA PARSHALL

Nº	DESCRIPCIÓN	ÍTEM	ECUACIÓN	UNI
103	Profundidad del agua en la sección de medición	H_a	$H_a = \left(\frac{Q}{0,110} \right)^{1,5}$ (Romero, Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño, 2004)	m
104	Ancho de la sección de medición	D'	$D' = \left(\frac{2}{3} \right) * (D - W) + W$ (UNAD, 2013)	m
105	Velocidad en Ha	V_a	$V_a = \frac{Q}{D' * H_a}$ (UNAD, 2013)	m/s
106	Energía total Disponible	E_1	$E_1 = H_a + N + \frac{V_a^2}{2g}$ (UNAD, 2013)	m
107	Altura antes del resalto	H_2	$E_1 = \left(\frac{Q}{W * H_2} \right) * \left(\frac{1}{2g} \right) + H_2$ (UNAD, 2013)	m
108	Velocidad antes del resalto	V_2	$V_2 = \frac{Q}{W * H_2}$ (UNAD, 2013)	m/s

109	Número de Froude	N_f	$N_f = \frac{V_2}{\sqrt{gH_2}}$ (UNAD, 2013)	Adimensional
110	Lámina de agua en el resalto	H_b	$H_b = H_2 - N$	m
111	Sumergencia	S	$S = \frac{H_b}{H_a}$	%
112	Altura en el resalto	H_3	$H_3 = \frac{H_2(\sqrt{1 + 8N_f^2} - 1)}{2}$ (UNAD, 2013)	m
113	Velocidad en el resalto	V_3	$V_3 = \frac{Q}{W * H_3}$ (French, 1988)	m/s
114	Altura en la sección de salida de la canaleta	H_4	$H_4 = H_3 - (N - K)$ (UNAD, 2013)	m
115	Velocidad en la sección de salida de la canaleta	V_4	$V_4 = \frac{Q}{C * H_4}$ (UNAD, 2013)	m/s
116	Perdida de carga en el resalto	H_p	$H_p = H_a + K - H_3$ (UNAD, 2013)	m
117	Tiempo de mezcla en el resalto	t	$t = \frac{2W}{V_3 + V_4}$ (UNAD, 2013)	s
118	Gradiente de velocidad	G	$G = \sqrt{\frac{\rho}{\mu}} * \sqrt{\frac{H_p}{t}}$ (UNAD, 2013)	s^{-1}

DISEÑO DEL FLOCULADOR DE FLUJO HORIZONTAL

Nº	DESCRIPCIÓN	ÍTEM	ECUACIÓN	UNI
119	Distancia total recorrida	L	$L = V * t * 60$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
120	Volumen	V	$V = Q * t * 60$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m^3/s
121	Área transversal entre bales	a	$a = \frac{V}{L}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m^2

122	Área transversal entre bales	a	$a = \frac{Q}{V}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m^2
123	Profundidad del agua	d	$d = \frac{Dist\ recomendada}{a}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
124	Profundidad total del tanque	H	$H = d + 0,30$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
125	Espacio libre entre tabiques y la pared de tanque	Espacio libre	$E.L = 1,5 * Dist\ recomendada$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
126	Longitud efectiva de cada canal	l	$l = 3 - 0,6$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
127	Numero requerido de canales	N	$N = \frac{L}{l}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	Adimensional
128	Longitud total de la cámara de floculación	L	$L = N * d + (N - 1) * 0,03$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
129	Perdida de fricción en el tanque	hf	$hf = \frac{(n * V)^2 * L}{R^{4/3}}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
130	Perdida adicional	h	$h = \frac{3 * (N - 1) * V^2}{2 * g}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
131	Pérdida total	H	$H = hf + h$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
132	Gradiente de velocidad	G	$G = \sqrt{\frac{g * H}{v * t}}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	s^{-1}
133	Numero adimensional camp	Gt	$Gt = G * t * 60$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	adimensional
134	Perdida de energía	hf	$hf = \frac{1,35 * V^{1,85} * L}{C^{1,85} * R^{1,17}}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m

135	Perdida adicional	h	$h = \frac{N * V^2 + (N - 1) * V^2}{2 * g}$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	m
DISEÑO DEL SEDIMENTADOR				
Nº	DESCRIPCIÓN	ÍTEM	ECUACIÓN	UNI
135	Carga superficial	C_s	$C_s = \frac{Q}{A}$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	m ³ /m ² /s
136	Área superficial	A	$A = \frac{Q}{C_s}$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	m ²
137	Volumen	V	$V = B * L * H$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	m ³
138	Área Seccional	A_s	$A_s = B * H$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	m ²
139	Tiempo de retención	t	$t = \frac{V}{Q}$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	s
140	Velocidad de flujo	V_f	$V_f = \frac{Q}{A_s}$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	m/s
141	Velocidad de sedimentación	V_s	$V_s = \frac{Q}{A}$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	m/s
142	Área de los orificios	A_0	$A_0 = \frac{Q}{V_0}$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	m ²
143	Área por unidad de orificio	a_0	$a_0 = \frac{\pi * d^2}{4}$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	m ²
144	Número de orificios	n	$n = \frac{A_0}{a_0}$ (Romero, Purificacion del agua, 2000)	unidad

145	Altura pantalla difusora	h	$h = H - \frac{2}{5}H$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
146	Sección desagüe de lodos	S	$S = \frac{A}{4850t} \sqrt{d}$ (Romero, Purificación del agua, 2002)	m ²
147	Diámetro del desagüe de lodos	ϕ	$\phi = \left(\frac{4 * A}{\pi} \right)^{0,5}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m
148	Número de orificios	N	$N = \frac{l_c}{e}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	unidad
149	Área por unidad de orificios	a	$a = \frac{\pi (d^2)}{4}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m ²
150	Caudal por orificio	Q_0	$Q_0 = \frac{Q}{N}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m ³ /s
151	Velocidad por orificio	Vf_0	$Vf_0 = \frac{Q_0}{a}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m/s
FILTROS				
Nº	DESCRIPCIÓN	ÍTEM	ECUACIÓN	UNI
152	Área total de filtración	A_{TF}	$A_{TF} = \frac{Q_d}{q}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m ²
153	Área superficial para cada filtro	A_S	$A_S = \frac{A_{TF}}{N}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m ²
154	Dimensiones Filtro cuadrado	D	$D = \sqrt{A_S}$ (Romero, Purificación del agua, 2000)	m

Fuente: Autores

3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

La elaboración del estudio hidrológico se hace para determinar si el afluente tiene la capacidad de abastecer la demanda de agua en tiempos de sequía y lluvia, para ello se hace una caracterización hidrográfica de la zona que se presenta a continuación.

El sistema hídrico de Quebradanegra hace parte de la cuenca del Río Negro, que vierte sus aguas a la gran cuenca del Río Magdalena. Dentro del territorio hay dos subcuencas: la subcuenca de la Quebrada Negra y la subcuenca del Río Tobia.

El sistema hídrico de Quebradanegra hace parte de la cuenca del Río Negro, que vierte sus aguas a la gran cuenca del Río Magdalena. Dentro del territorio hay dos subcuencas: la subcuenca de la Quebrada Negra y la subcuenca del Río Tobia

El área total del Municipio de Quebradanegra son aproximadamente 82 km², la subcuenca de la Quebrada Negra pertenece al 54,65% (44.81 km²) y la subcuenca del Río Tobia con el 45,35% (37.19 km²).

La subcuenca de la Quebrada Negra es la corriente más importante del Municipio. Nace en los límites con Villeta a una altura de 1400 m.s.n.m y desemboca en el municipio de Utica, a una altura de 500 m.s.n.m tiene una longitud aproximada de 16.200 m.

La subcuenca del Río Tobia sirve de límite con el municipio de Nimaima, bordea al municipio de Quebradanegra por el costado oriental en una longitud aproximada de 5.600 m.

Para el desarrollo del estudio hidrológico se procedió inicialmente buscando las estaciones hidrometeorológicas más cercanas al centro poblado de La Magdalena. (Ver ilustración 4). Una vez identificadas las estaciones San Isidro, Agua Fría y Guaduas se solicitó la información de precipitaciones máximas en 24 horas ante la Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca (CAR). La información se encontrara en el anexo 2.

Ilustración 4. Estaciones hidrológicas seleccionadas



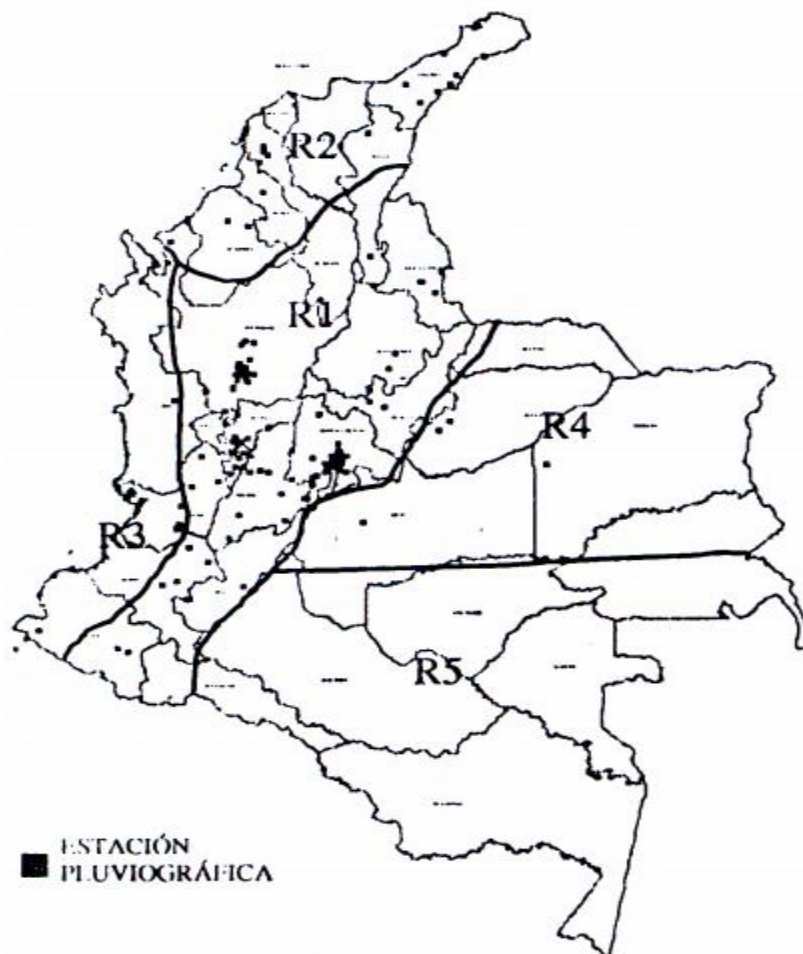
Fuente: Corporación Autónoma Regional (CAR)

Teniendo la información de precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones solicitadas se calcularon los datos faltantes de cada una de las estaciones mediante la ecuación número 1 de la tabla 4. (Ver anexo 2)

Se realizó un análisis de los datos de las estaciones pluviométricas seleccionadas definiendo así si los datos eran homogéneos mediante la curva doble de masa, cuyo resultado fue que había homogeneidad en los datos. Se dice que los datos son homogéneos si la pendiente de la recta no cambia. (Ver anexo 2)

Se procedió a realizar las curvas IDF (Intensidad, Duración y Frecuencia), para cada una de las estaciones pluviométricas (Ver Anexo 2). Para hallar la intensidad se utilizó el método propuesto por Díaz Granados y Vargas para Colombia utilizando la ecuación número 4 de la tabla 4. Esta ecuación contempla parámetros (a, b, c, d), que se determinan a partir de la región donde esté ubicado el estudio. Como el estudio se desarrolló en la Región Andina se toman los parámetros R1. (Ver ilustración 5).

Ilustración 5. Regiones en Colombia para definición de los parámetros a, b, c, d.



Fuente: (Instituto Nacional de Vías, 2009)

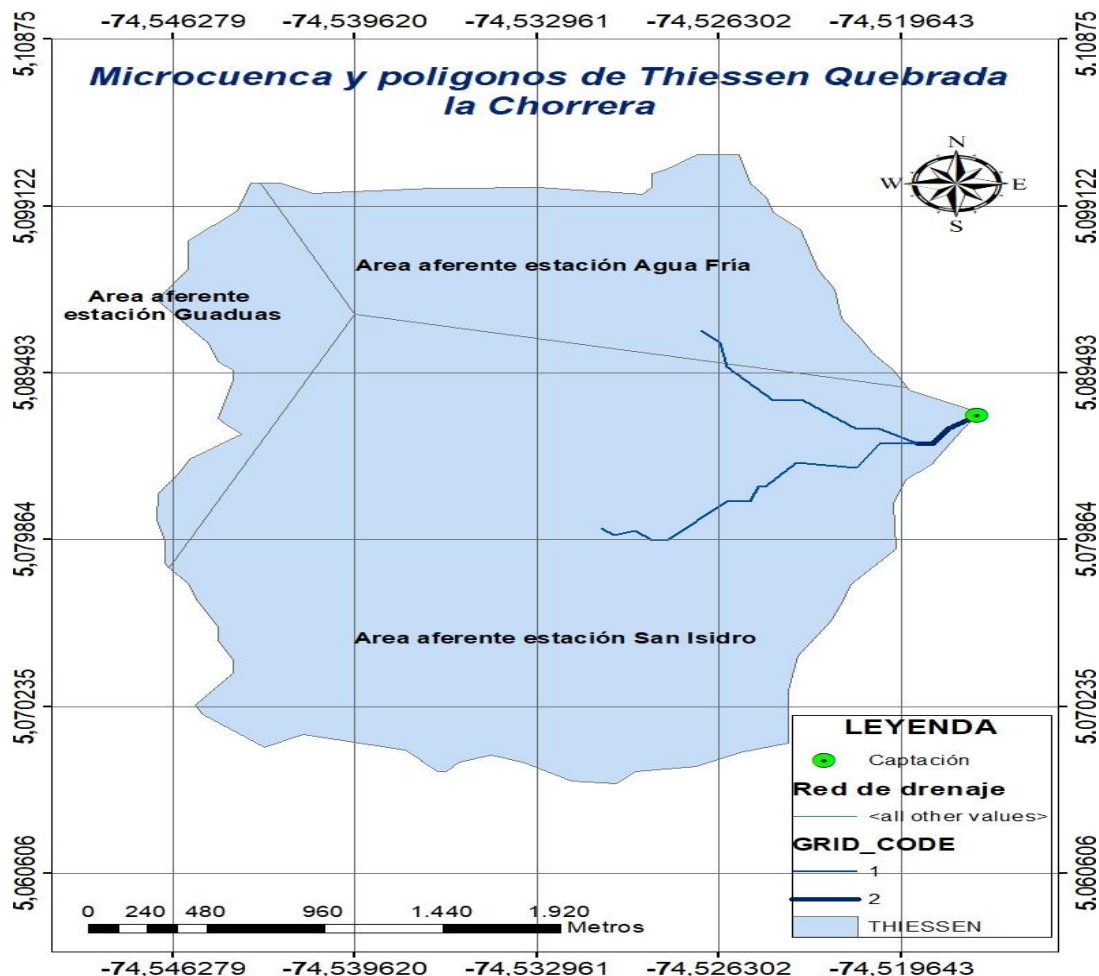
Tabla 5. Valores de los coeficientes a, b, c y d para el cálculo de las curvas intensidad-duración-frecuencia, IDF, para Colombia

REGIÓN	a	b	c	d
Andina (R1)	0.94	0.18	0.66	0.83
Caribe (R2)	24.85	0.22	0.50	0.10
Pacífico (R3)	13.92	0.19	0.58	0.20
Orinoquía (R4)	5.53	0.17	0.63	0.42

Fuente: (Instituto Nacional de Vías, 2009)

Mediante el software Argos 10.3 se delimito la microcuenca y se determinó el área aferente de cada una de las estaciones pluviométricas usando el método de polígonos de Thiessen en la microcuenca. (Ver ilustración 6 y tabla 6)

Ilustración 6. Delimitación y Área aferente de cada estación.



Fuente: Autores

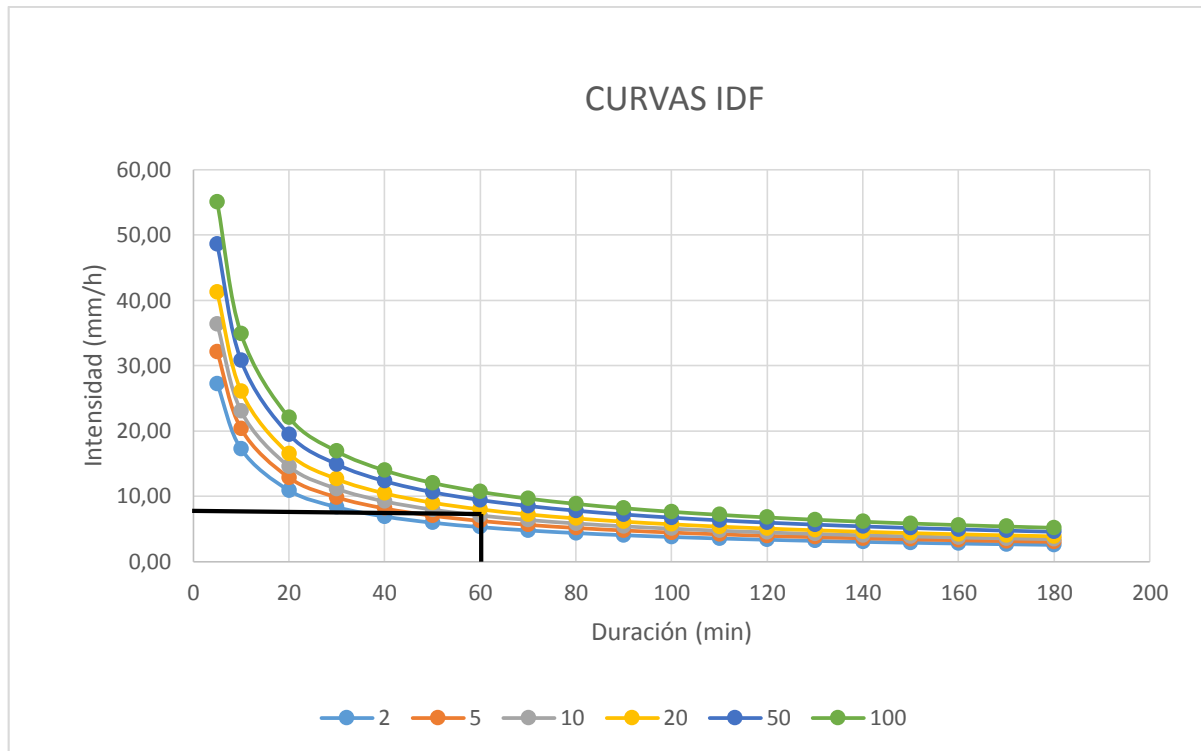
Tabla 6. Área aferente por cada estación hidrológica seleccionada

ESTACION	Area_Km2	PORCENTAJE
SAN ISIDRO	6,692546	69%
AGUA FRIA	2,133458	22%
GUADUAS	0,806291	8%
	9,632295	100%

Fuente: Autores

Como ya se tenían las curvas IDF para cada una de las estaciones seleccionadas (ver Anexo 2), se realizó el gráfico IDF final para la microcuenca. (Ver Gráfico 1)

Gráfico 1. Curvas IDF finales de las estaciones hidrológicas seleccionadas.



Fuente: Autores

Teniendo las Curvas IDF final de las estaciones seleccionadas se procede a calcular el caudal máximo, no sin antes calcular algunos parámetros necesarios como lo son el tiempo de concentración, el coeficiente de escorrentía y la pendiente del cauce principal.

3.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración se define como el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la hoya contribuya al sitio de la obra de drenaje en consideración, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la hoya hasta llegar a la salida de la misma. La determinación del tiempo de concentración se hizo por medio de las ecuaciones empíricas de Témez y V.T Chow.

Para la determinación de dicho parámetro se usó una longitud del cauce principal de 1,99 km y una pendiente del cauce de 6,4%

T_C : Tiempo de concentración (Témez)

$$T_C = 51,12 \text{ min.}$$

Ecuación N° 3 Tabla 4

T_C : Tiempo de concentración (V.T Chow)

$$T_C = 0,273 \left(\frac{L}{S^{0,5}} \right)^{0,64}$$

$$T_C = 62,59 \text{ min.}$$

Para cálculos y demás se asumió un tiempo de concentración de 60 min

3.2 PENDIENTE

Para la determinación de la pendiente fue necesaria la cota del punto más alto del cauce principal y la cota del punto de la captación, al igual que la longitud del cauce principal. Valores obtenidos del modelo realizado en AcrGIS 10.3

S : Pendiente cauce longitudinal.

$$S = 6,4 \%$$

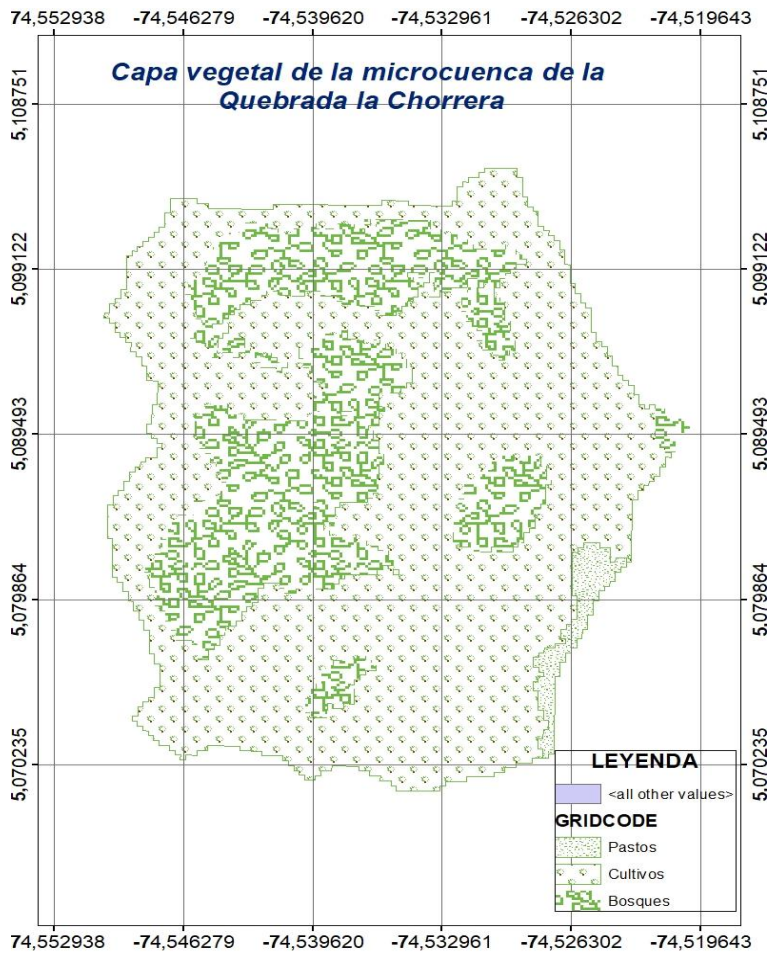
Ecuación N° 3 Tabla 4

3.3 CAUDAL MÁXIMO

Para la estimación del caudal máximo se usó el método racional el cual tiene en cuenta el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad de la lluvia para el tiempo de concentración obtenido y el área de la cuenca.

El coeficiente de escorrentía se definió a partir de una zonificación rural los cuales fueron la zona boscosa, zona de cultivos y zona de praderas. (Ver ilustración 7). De igual manera se obtuvo el área para cada zona. (Ver tabla 7)

Ilustración 7. Capa vegetal microcuenca La Chorrera



Fuente: Autores

Tabla 7. Área por tipo de capa vegetal

Capa Vegetal	Área (km ²)
Pastos	0,178
Cultivos	6,771
Bosques	2,824

Fuente: Autores

Una vez encontrado los tipos de cobertura vegetal y el area de cada una se procede a buscar el coeficiente de escorrentia para un periodo de retorno de 10 años y una pendiente media (2-7%) dado que la pendiente del cauce principal es 6,4 %.

Tabla 8. Coeficientes de escorrentía para ser usados en el método racional

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas urbanas							
Asfalto	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
Cemento, tejados	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97	1,00
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
<i>Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de la superficie)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,58
Pendiente media (2-7%)	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Pendiente alta (> 7%)	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
<i>Condición media (cobertura vegetal entre el 50% y el 75% del área)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Pendiente media (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente alta (> 7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Pendiente media (2-7%)	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Pendiente alta (> 7%)	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58
Zonas rurales							
Campos de cultivo							
Pendiente baja (0-2%)	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
Pendiente media (2-7%)	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
Pendiente alta (> 7%)	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastizales, prados, dehesas							
Pendiente baja (0-2%)	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Pendiente media (2-7%)	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente alta (> 7%)	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Bosques, montes arbolados							
Pendiente baja (0-2%)	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Pendiente media (2-7%)	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
Pendiente alta (> 7%)	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Fuente: (Chow, 1994)

$$C = \frac{C_1 * A_1 + C_2 * A_2 + \dots + C_i * A_i}{A_T}$$

$$C = 0,395$$

Q: Caudal Máximo

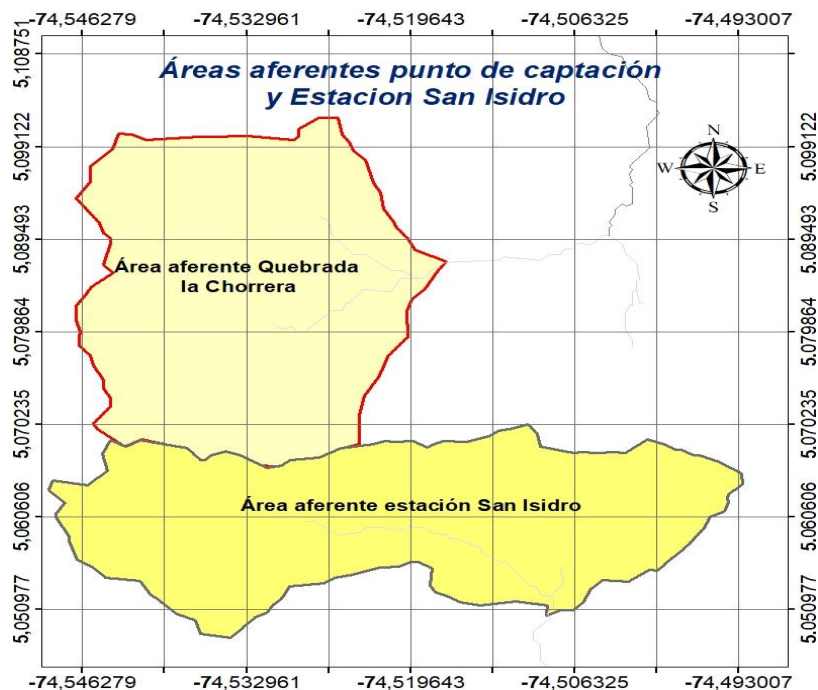
$$Q = 7,46 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación N° 5 Tabla 4

3.4 CURVA DE DURACIÓN DE CAUDAL

Antes de realizar la curva de duración del caudal se tuvo que hacer transposición de caudales debido a que la quebrada La Chorrera no cuenta con una estación de medición propia y la más cercana es la estación San Isidro. Para ello se tuvo que encontrar el área para la estación de san isidro lo cual se hizo con el programa ArcGIS 10.3. (Ver ilustración 8 y tabla 9)

Ilustración 8. Áreas aferentes punto de captación y estación San Isidro



Fuente: Autores

Tabla 9. Áreas aferentes

Lugar	Área (Km ²)
Estación San Isidro	9,44
Quebrada La Chorrera	9,63

Fuente: Autores

La transposición de caudales se hizo a partir de los valores medios de caudales obtenidos mediante los datos de la Corporación Autónoma Reginal (CAR). (Ver tabla 10)

Tabla 10. Caudales medios mensuales estación San Isidro

VALORES MEDIOS MENSUALES DE CAUDALES (m³/s)

ESTACIÓN : 2306714 SAN ISIDRO CUNE

Latitud:0503 N X=N=1050180 Departamento:CUNDINAMARCA Corriente:R. CUNE Categoría LM
 Longitud:7430 W Y=E=952480 Municipio:VILLETA Cuenca:R. NEGRO Fecha Instalación:7/01/1999
 Elevación:1150 m.s.n.m Oficina Provincial:6 GUALIVÁ Fecha Suspensión

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE
2009	0,243	0,247	0,369	0,426	0,349	0,24	0,24	0,254	0,237	0,351	0,437	0,484
2010	0,032	0,054	0,03	0,053	0,046	0,028	0,062	0,038	0,051	0,107	0,195	0,074
2011	0,016	0,067	0,128	0,215	0,138	0,026	0,027	0,033	0,018	0,051	0,057	0,054
2012	0,059	0,032	0,065	0,039	0,054	0,045	0,044	0,038	0,031	0,061	0,089	0,061
2013	0,052	0,068	0,069	0,071	0,085	0,035	0,034	0,039	0,033	0,063	0,096	0,063

Fuente: Corporación Autonoma Regional Cundinamarca

Para obtener los caudales de la quebrada La Chorrera se utilizo la formula que se encuentra en el manual de drenaje para carreteras en el capitulo 2.

Tabla 11. Transposición de caudales de la estación San isidro a la quebrada La chorrera (m³/s)

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE
2009	0,245	0,249	0,373	0,430	0,352	0,242	0,242	0,257	0,239	0,355	0,441	0,489
2010	0,032	0,055	0,030	0,054	0,046	0,028	0,063	0,038	0,052	0,108	0,197	0,075
2011	0,016	0,068	0,129	0,217	0,139	0,026	0,027	0,033	0,018	0,052	0,058	0,055
2012	0,060	0,032	0,066	0,039	0,055	0,045	0,044	0,038	0,031	0,062	0,090	0,062
2013	0,053	0,069	0,070	0,072	0,086	0,035	0,034	0,039	0,033	0,064	0,097	0,064

Fuente: Autores

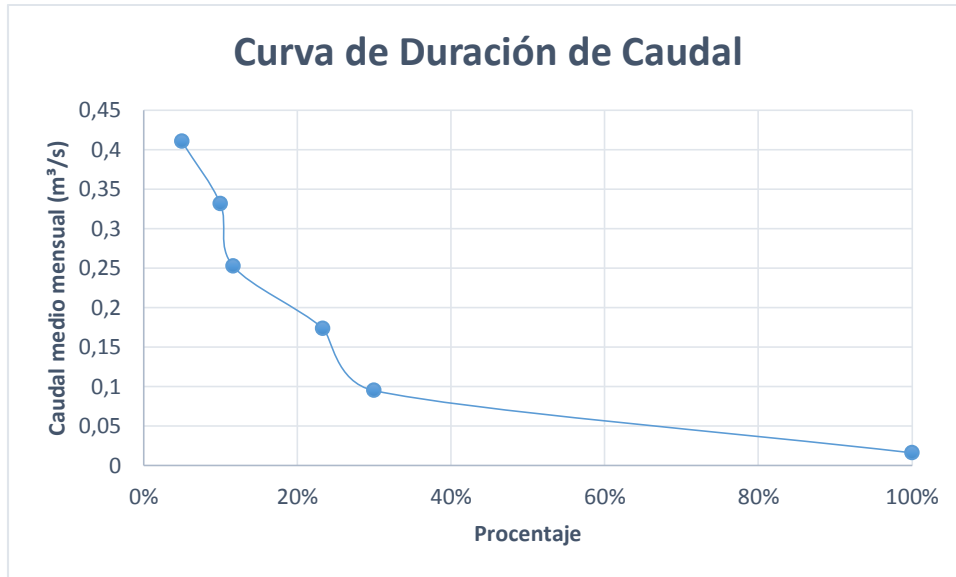
Teniendo los caudales medios mensuales de la quebrada La chorrera se obtuvo el caudal máximo y mínimo, el rango, los intervalos de clase, la frecuencia absoluta, la frecuencia acumulada y el porcentaje teniendo como base los sesenta (60) datos que se muestran en la tabla 11.

Tabla 12. Datos requeridos para la graficar la curva de duración de caudales

CAUDAL MÁXIMO (m³/s)	CAUDAL MÍNIMO (m³/s)	RANGO	INTERVALO DE CLASE		FRECUENCIA ABSOLUTA	FRECUENCIA ABSOLUTA ACUMULADA	PORCENTAJE
0,489	0,016	0,473	0,410	0,489	3,00	3,00	5%
			0,331	0,410	3,00	6,00	10%
			0,253	0,331	1,00	7,00	12%
			0,174	0,253	7,00	14,00	23%
			0,095	0,174	4,00	18,00	30%
			0,016	0,095	42,00	60,00	100%

Fuente: Autores

Grafico 2. Curva de duración de caudal



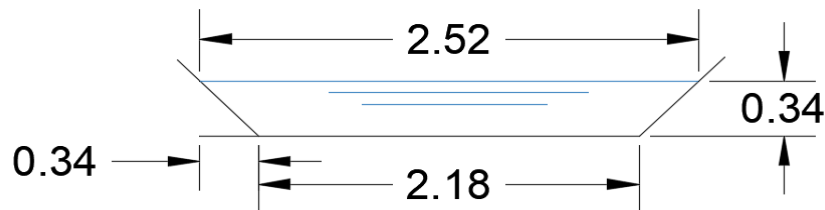
Fuente: Autores

3.5 RELACIÓN CAUDAL NIVEL

Para un periodo de retorno de 2.33 años la intensidad de lluvia es de 5.43mm/h, la cual arrojo un caudal 5.46m³/s mediante el cual se verificará el curso permanente del cauce.

De acuerdo a esto se utilizó la ecuación de Manning para flujo permanente asumiendo que el cauce tiene una configuración trapezoidal. (Ver ilustración 9)

Ilustración 9. Detalle lámina de agua sobre el cauce



$$A * R^{\frac{2}{3}} = \frac{Q * n}{\frac{1}{s^2}}$$

Una vez obtenida la ecuación en términos de Y (Altura de la lámina de agua), se procede a encontrar el valor mediante la herramienta buscar objetivo de Microsoft Excel

$$(2.18Y + Y^2) * \left(\frac{2.18Y + Y^2}{2.18 + 2Y * \sqrt{2}} \right)^{\frac{2}{3}} = \frac{5.46 * 0.033}{0.064^{\frac{1}{2}}}$$

$$Y = 0.34m = 34cm$$

Con el resultado de la altura de la lámina de agua (Y) más la cota fonda del rio, podemos verificar que esta es mayor a la cota de la bocatoma proyectada lo cual garantiza el nivel permanente del cauce como se demuestra a continuación.

$$Cota\ fondo + Y = Cota\ Nivel\ Permanente$$

$$1313.9 + 0.34 = 1314.24$$

$$Cota\ Nivel\ Permanente > Cota\ Diseño\ Bocatoma$$

$$1314.24 > 1313.92\ Cumple\ Ok$$

4. PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

Para la proyección de la población se recolectaron datos emitidos por la oficina del Sisben del municipio de Quebradanegra (Ver anexo 15). Los cuales se resumen en la tabla número 13.

Tabla 13. Población centro poblado La Magdalena

AÑO	POBLACIÓN
2010	853
2014	888
1018	931

Fuente: Autores

La población será proyectada para el 2043 ya que según la resolución 0330 de 2017 especifica que el periodo de diseño para todos los componentes del sistema de acueducto son 25 años. Los métodos usados para el cálculo de la proyección serán:

$Pf_{2043} = \text{Método Aritmético}$

$$Pf_{2043} = 1174,75 \cong 1175 \text{ Habitantes}$$

Ecuación N° 6 Tabla 4

$Pf_{2043} = \text{Método Geométrico}$

$$r = 0,011$$

Ecuación N° 8 Tabla 4

$$Pf_{2043} = 1223,79 \cong 1224 \text{ Habitantes}$$

Ecuación N° 7 Tabla 4

$Pf_{2043} = \text{Método Exponencial}$

$$r = 0,011$$

Ecuación N° 10 Tabla 4

$$Pf_{2043} = 1223,77 \cong 1224 \text{ Habitantes}$$

Ecuación N° 9 Tabla 4

5. CÁLCULO DE CAUDALES

La población adoptada para el cálculo de caudales fue 1224 habitantes. Según el título 2 del capítulo 1 de artículo 43 de la resolución 0330 de 2017 la dotación neta de acuerdo a la altura sobre el nivel del mar de la zona de estudio será **130 L/H/D**. La elevación promedio del centro poblado La Magdalena es 1300 m.s.n.m.

d_{bruta} : Dotación Bruta

$$d_{bruta} = 173,33 \text{ L/H/D}$$

Ecuación N° 11 Tabla 4

Q_{md} : Caudal medio diario

$$Q_{md} = 2,46 \text{ L/s}$$

Ecuación N° 12 Tabla 4

Q_{MD} : Caudal máximo diario

$$Q_{MD} = 3,19 \text{ L/s}$$

Ecuación N° 13 Tabla 4

Q_{MH} : Caudal máximo horario

$$Q_{MH} = 3,93 \text{ L/s}$$

Ecuación N° 14 Tabla 4

Q_d : Caudal de diseño

Según la resolución 0330 de 2017 el caudal de diseño es hasta dos veces el caudal máximo diario. En este caso se utilizó 2 veces el caudal máximo diario.

$$Q_d = 6,38 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

Ecuación N° 15 Tabla 4

6. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN

El diseño hidráulico consiste en elaborar cada uno de los componentes del sistema de acueducto desde la captación hasta la entrega en la planta de tratamiento de agua potable, es importante destacar que el periodo de diseño para estas estructuras según la resolución 0330 de 2017 es de 25 años. El diseño de las estructuras en mención se encuentran a continuación

6.1 BOCATOMA

Para el diseño de la Bocatoma de fondo se cuenta con un caudal de diseño de 6,38 L/s, un caudal medio de 2,46 L/s y un ancho promedio de la quebrada de 2,52m.

6.1.1 DISEÑO DE LA PRESA

Se supone un ancho de presa de 0,8m

Profundidad de la lámina de agua sobre la presa

$$H = 0,03m$$

Ecuación N° 16 Tabla 4

Como la bocatoma presenta dos contracciones se procede a hacer una coacción por vertimiento

$$L' = 0,794$$

Ecuación N° 17 Tabla 4

V: Velocidad del rio sobre la presa

$$V = 0,31 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 18 Tabla 4

La cual debe estar dentro de $0,3 \text{ m/s} < 0,302 < 3,0 \text{ m/s}$ OK!

6.1.2 DISEÑO DE LA REJILLA Y CANAL DE ADUCCIÓN

El ancho del canal de aducción (B) se calcula a partir de la ecuación del alcance de chorro máximo.

Xs: Alcance filo superior

$$Xs = 0.248 \text{ m}$$

Ecuación N° 19 Tabla 4

Xi: Alcance inferior

$$Xi = 0,146 \text{ m}$$

Ecuación N° 20 Tabla 4

B: ancho canal de aducción

$$B = 0,348\text{m se aproxima B a } 0,35 \text{ m}$$

Ecuación N° 21 Tabla 4

6.1.2.1 LONGITUD DE LA REJILLA Y NUMERO DE ORIFICIOS

Se adoptan barrotes de $\frac{3}{4}$ " (0,0191 m), con una separación entre ellos de cinco centímetros, un K de 0,9 de flujo paralelo y se supone una velocidad de barrotes de 0,15 m/s.

An: Área neta

$$An = 0,055 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 22 Tabla 4

Lr: longitud de la rejilla

$$Lr = 0,300 \text{ m}$$

Ecuación N° 23 Tabla 4

Se adopta 0,4 m por construcción y facilidad de mantenimiento, por lo tanto se ajusta el área neta.

$$An = 0,101 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 24 Tabla 4

N: Numero de orificios

$$N = 5,7$$

Ecuación N° 25 Tabla 4

Se adoptan 6 orificios separados cada 0,05 m donde se tienen las siguientes condiciones.

An: Área neta

$$An = 0,105 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 26 Tabla 4

Vb: Velocidad entre barrotes

$$Vb = 0,079 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 27 Tabla 4

Lr: longitud de la rejilla

$$Lr = 0,42 \text{ m}$$

Ecuación N° 23 Tabla 4

6.1.2.2 NIVELES DE AGUA EN EL CANAL DE ADUCCIÓN

he = hc: aguas abajo

$$he = hc = 0,035 \text{ m}$$

Ecuación N° 28 Tabla 4

ho: aguas arriba

$$Lc = 0,714 \text{ m}$$

Ecuación N° 29 Tabla 4

$$ho = 0,044 \text{ m}$$

Ecuación N° 30 Tabla 4

Nota: se adaptó una pendiente del 3%, con un espesor de muro de 0,3 m

La altura total de los muros del canal de aducción con un BL (Borde libre) de 0,15 m es:

Ho: altura total aguas arriba:

$$H_o = 0,2 \text{ m}$$

Ecuación N° 31 Tabla 4

He: altura total aguas abajo

$$H_e = 0,22 \text{ m}$$

Ecuación N° 32 Tabla 4

Ve: Velocidad final al final del canal

$$V_e = 0,59 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 33 Tabla 4

La cual debe estar dentro de $0,3 \text{ m/s} < 0,56 < 3,0 \text{ m/s}$ OK!

6.1.3 DISEÑO DE LA CAMARA DE RECOLECCIÓN

Xs: Alcance filo superior cámara de recolección

$$X_s = 0,34 \text{ m}$$

Ecuación N° 34 Tabla 4

Xi: Alcance filo inferior cámara de recolección

$$X_i = 0,19 \text{ m}$$

Ecuación N° 35 Tabla 4

Bcam: Ancho de la cámara

$$B_{cam} = 0,66 \text{ m}$$

Ecuación N° 36 Tabla 4

Se adopta una cámara de 1,20 en el sentido de Bcámara por 1,50m de lado por facilidad de mantenimiento.

6.1.3.1 CALCULO DE ALTURA DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Tomando el caudal máximo del río de $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ y un BL de 0,20m la altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma es:

H: Altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma

$$H = 1,7 \text{ m}$$

Ecuación N° 37 Tabla 4

6.1.3.2 CÁLULO DEL CAUDAL DE EXCESOS

Para el cálculo del caudal de excesos se diseña con el caudal medio del río de 0,00246 m³/s. la altura de la lámina de agua en la garganta y el caudal de excesos son:

H: altura de la lámina de agua en la garganta

$$H = 0,016 \text{ m}$$

Ecuación N° 38 Tabla 4

Para el caudal captado se define un coeficiente de descarga (Cd) de 0,3.

Qcaptado: caudal captado

$$Q_{\text{captado}} = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación N° 39 Tabla 4

Qexcesos: caudal de excesos

$$Q_{\text{excesos}} = 0,010 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación N° 40 Tabla 4

Las condiciones en el vertedero de excesos serán:

Hexc: : altura de excesos

$$H_{\text{exc}} = 0,027 \text{ m}$$

Ecuación N° 41 Tabla 4

Vexc : velocidad d excesos

$$V_{\text{exc}} = 0,30 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 42 Tabla 4

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

Ecuación N° 43 Tabla 4

El vertedero de excesos estará colocado a 0,46m (0,24+0,22) de la pared aguas debajo de la cámara de recolección, quedando aguas arriba del mismo a una distancia de 1,03m (1,5-0,46).

6.1.4 CALCULO DE COTAS

Calculo de la tubería de excesos

Cota fondo	cota fondo rio	1313,9	msnm
Lamina sobre la presa			
Diseño		1313,9 + 0,026	=1313,9265 msnm
Máxima		1313,9 + 1,50	= 1315,4058 msnm
Promedio		1313,9 + 0,06	= 1313,9640 msnm
Corona de los muros de contención		1315,6	msnm

Canal de aducción

Fondo aguas arriba	1313,9	0,19	= 1313,710 msnm
Fondo aguas abajo	1313,9	- 0,209	= 1313,690 msnm
Lamina aguas arriba	1313,71	+ 0,04	= 1313,750 msnm
Laminas aguas abajo	1313,71	+ 0,032	= 1313,742 msnm

Cámara de recolección

Lámina de agua	1313,690	- 0,15	= 1313,540 msnm
Cresta del vertedero de excesos	1313,5406	- 0,027	= 1313,508 msnm
Fondo	1313,5182	- 0,3	= 1313,208 msnm

Tubería de excesos

Cota de entrada			=1313,2082 msnm
Cota del rio en la entrega	1313,9	- 2,5	=1311,5589 msnm
Cota de salida	1311,5589	+ 0,3	=1311,8535 msnm

Los planos de la estructura de la bocatoma se encontrarán en el anexo 10

6.2 LÍNEA DE ADUCCIÓN BOCATOMA-DESARENADOR

Las líneas de aducción de acueducto son los conductos destinados a transportar por gravedad o por bombeo las aguas crudas desde los sitios de captación hasta las plantas de tratamiento, prestando un buen servicio de suministro a lo largo de su longitud.

Gracias a la topografía del lugar se evita hacer una larga conducción de agua cruda ubicando así el desarenador a una distancia menor de 100 m.

Tabla 14. Condiciones de diseño línea de aducción

Caudal de diseño (m ³ /s)	Q_d	0,00638 m ³ /s
Coefficiente de rugosidad de Manning	N	0,009
Longitud de conducción (m)	L	77,9

Fuente: Autores

S: Pendiente de la tubería

$$S = 4,15\%$$

Ecuación N° 44 Tabla 4

D: Diámetro de la tubería

$$D = 2,84''$$

Ecuación N° 45 Tabla 4

Usando un diámetro comercial de 3" = 0,0762 m aplicamos la ecuación para establecer condiciones a flujo lleno.

Qo: Caudal a tubo lleno

$$Q_o = 0,0073 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación N° 46 Tabla 4

Vo: Velocidad a tubo lleno

$$V_o = 1,62 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 47 Tabla 4

Ro: Radio hidráulico a tubo lleno

$$R_o = 0,019 \text{ m}$$

Ecuación N° 48 Tabla 4

$\frac{Q}{Q_o}$: Relación hidráulica

$$\frac{Q}{Q_o} = 0,87$$

Ecuación N° 49 Tabla 4

Con el valor de Q/Q_0 nos dirigimos a la tabla 15 de relación hidráulica para conductos circulares y obtenemos los siguientes resultados

Tabla 15. Relaciones hidráulicas

Q/Q_0	ReL	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/V_0	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/R_0	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	V/V_0	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/R_0	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	V/V_0	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/R_0	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	V/V_0	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/R_0	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	V/V_0	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	R/R_0	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	V/V_0	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/R_0	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	V/V_0	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	R/R_0	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	V/V_0	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/R_0	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	V/V_0	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/R_0	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	V/V_0	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/R_0	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	V/V_0	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/R_0	1.172	1.164	1.150	1.136						

Fuente: (Lopez, 2003)

$$\frac{Vr}{V_0} = 1,007 ; \frac{d}{D} = 0,804 ; \frac{R}{R_0} = 1,219$$

Vr: Condición hidráulica

$$Vr = 1,62 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 51 Tabla 4

Se debe verificar que la velocidad sea $>$ a 0,6 m/s OK!

d: Condición hidráulica

$$d = 0,061 \text{ m}$$

Ecuación N° 52 Tabla 4

R: Condición hidráulica

$$R = 0,023 \text{ m}$$

Ecuación N° 53 Tabla 4

λ : Esfuerzo cortante

$$\lambda = 9,47 \text{ N/m}^2$$

Ecuación N° 50 Tabla 4

6.2.1 VERIFICACION DE DA COTA A LA SALIDA DE LA BOCATOMA

Anteriormente en el diseño de la bocatoma de fondo se adoptó una profundidad de 30cm desde la lámina de agua en la cámara de recolección hasta el fondo de la cámara, dicha profundidad debe ser corregida de la siguiente manera.

$$Cota salida = 0,26 \text{ m}$$

Ecuación N° 54 Tabla 4

Como el valor corregido no difiere del valor supuesto principalmente, no se hace corrección por cota a la salida de la bocatoma y se trabaja con el inicial igual a 0,30m.

El caudal de excesos máximo previsto será de:

$$Q_{excesos} = 0,0074 - 0,00638 = 0,0010 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación N° 55 Tabla 4

Las cotas definitivas y condiciones hidráulicas son:

Cota de la batea a la salida de la bocatoma	1313,224 msnm
Cota clave a la salida de la bocatoma	1313,303 msnm
Cota de batea a la llegada del Desarenador	1309,933 msnm
Cota clave a la llegada del desarenador	1310,012 msnm
Cota de lámina de agua a la llegada al desarenador	1309,973 msnm

6.3 DESARENADOR

Para el cálculo de los elementos del desarenador se requieren de las condiciones de tubería de entrada y condiciones del desarenador, permitiendo una mayor efectividad en el diseño proyectado.

Tabla 16. Condiciones en la tubería de entrada del desarenador

Caudal	Q	0,00638	m ³ /s
Velocidad	V	1,62	m/s
Diámetro	D	0,076m	m
Caudal a tubo lleno	Qo	0,0073	m ³ /s
Velocidad a tubo lleno	Vo	1,61	m/s
Diámetro	D	0,061	m

Fuente: Autores

Tabla 17. Condiciones de diseño del desarenador

Periodo de diseño	25	anos
Remoción de partículas de diámetro	0,005	mm
Porcentaje de remoción	75%	
Temperatura	22	°C
Viscosidad cinemática	0,01007	cm ² /s
Grado de desarenador	n=1	Adimensional
Relación longitud ancho	4:1	Adimensional

Fuente: Autores

6.3.1 CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE SEDIMENTACIÓN

V_s: Velocidad de sedimentación de la partícula

$$V_s = 0,223 \text{ cm/s}$$

Ecuación N° 56 Tabla 4

De la tabla 12 se obtiene para $n = 1$ y remoción del 75%

Tabla 18. Numero de Hazen

Condiciones	Remoción (%)						
	87,5	80	75	65	60	55	50
n=1	7,00	4,00	3,00	2,30	1,50	1,30	1,00
n=3	2,75		1,66				0,75
n=4	2,37		1,52				0,73
Máximo							
Teórico	0,88		1,75				0,5

Fuente: (López, 2003)

$$\text{Numero de Hazen} = 3,0$$

Ecuación N° 57 Tabla 4

Suponiendo H profundidad mínima de sedimentación igual a 1,5 m, el tiempo que tardara una partícula de diámetro igual a 0,005mm en llegar al fondo es de:

$$t = 671 \text{ seg}$$

Ecuación N° 58 Tabla 4

El periodo de retención hidráulico será de

$$\theta = 2015 \text{ seg} = 0,56 \text{ horas}$$

Ecuación N° 59 Tabla 4

Este periodo de tiempo debe estar entre $0,5h \leq \theta \leq 4,0h$ OK!

V: Volumen del tanque

$$V = 12,83 \text{ m}^3$$

Ecuación N° 60 Tabla 4

As: área superficial del tanque

$$A_s = 8,57 \text{ m}^2$$

Ecuación N° Tabla 4

De donde las dimensiones del tanque serán L:B = 4:1

B: Ancho

L: Largo

$$B = 1,46 \text{ m}$$

Ecuación N° 62 Tabla 4

$$L = 5,85 \text{ m}$$

Ecuación N° 63 Tabla 4

q: Carga hidráulica superficial en el tanque

$$q = 64,29 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

Ecuación N° 64 Tabla 4

Esta carga hidráulica debe estar entre $15 \leq q \leq 80$ OK!

La cara hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas, V_o , la cual debe corresponder a la de un diámetro menor

$$V_o = q = 0,074 \text{ cm/s}$$

$$d_o = 0,00288 \text{ cm} = 0,03 \text{ mm}$$

Ecuación N° 65 Tabla 4

La relación entre tiempos y la relación entre velocidad es igual donde

$$\frac{\theta}{t} = 3,01$$

Ecuación N° 66 Tabla 4

En las condiciones teóricas se removerían partículas hasta de un diámetro igual a 0.03mm y el diámetro máximo posible de ser removido se aumentaría a 0.05mm

Vh: Velocidad horizontal

$$Vh = 0,290 \text{ cm/s}$$

Ecuación N° 67 Tabla 4

La velocidad horizontal máxima es:

$$Vh = 4,46 \text{ cm/s}$$

Ecuación N° 68 Tabla 4

La velocidad de resuspensión máxima es:

$$Vr = 9,28 \text{ cm/s}$$

Ecuación N° 69 Tabla 4

6.3.2 CONDICIONES DE OPERACIÓN DE LOS MODULOS

Por lo general solo se mantiene un módulo en operación, si se llegara a presentar una falla automáticamente el módulo de respaldo comienza a operar.

Operación inicial para el año 2018

Caudal medio diario es de 4L/s

$$\theta = 0,89 \text{ hr}$$

Ecuación N° 70 Tabla 4

Este periodo de tiempo debe estar entre $0,5h \leq \theta \leq 4,0h$ OK!

$$q = 40,31 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

Ecuación N° 71 Tabla 4

Esta carga hidráulica debe estar entre $15 \leq q \leq 80$ OK!

Uno de los módulos sale de operación y se debe garantizar que a la planta de purificación llegue el caudal máximo del año 2018 más el consumo de la planta de purificación.

Operación inicial para el año 2018

Caudal medio diario es de $6,38 + 1,1 \text{ L/s}$

$$\theta = 0,47 \text{ hr}$$

Ecuación N° 70 Tabla 4

$$0,47h \leq 0,5h$$

$$q = 75,38 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

Ecuación N° 71 Tabla 4

Esta carga hidráulica debe estar entre $15 \leq q \leq 80$ OK!

En estas condiciones es probable que la eficiencia del desarenado se reduzca.

6.3.3 CALCULO DE LOS ELEMENTOS DEL DESARENADOR

Se presentan los diferentes cálculos de cada elemento de las diferentes zonas del desarenador.

Vertedero de salida

$$H_v = 0,017 \text{ m}$$

Ecuación N° 72 Tabla 4

$$V_v = 0,25 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 73 Tabla 4

Alcance horizontal de la vena vertiente.

$$X_s = 0,20 \text{ m}$$

Ecuación N° 74 Tabla 4

$$L_v = 0,20 + 0,15 = 0,35 \text{ m}$$

Ecuación N° 75 Tabla 4

Pantalla de salida

Profundidad

$$\text{Profundidad} = 0,75 \text{ m}$$

Ecuación N° 76 Tabla 4

Distancia al vertedero de salida

$$= 0,26 \text{ m}$$

Ecuación N° 77 Tabla 4

Pantalla de entrada

Profundidad:

$$\text{Profundidad} = 0,75 \text{ m}$$

Ecuación N° 76 Tabla 4

Distancia a la cámara de quietamiento

$$= 1,46 \text{ m}$$

Ecuación N° 78 Tabla 4

Almacenamiento de lodos

Relación longitud: Prof. Lodos = 10

Profundidad máxima

$$= 0,60 \text{ m}$$

Ecuación N° Tabla 4

Profundidad máxima adaptada = 0,60 m

Profundidad mínima adoptada = 0,40 m

Dist. Pto. De salida a la cámara de quietamiento

$$= 1,95 \text{ m}$$

Ecuación N° 80 Tabla 4

Dist. Pto. De salida al vertedero de salida

$$= 3,90 \text{ m}$$

Ecuación N° 81 Tabla 4

Pendiente transversal

$$PT = 13,6\%$$

Ecuación N° 82 Tabla 4

Pendiente longitudinal en (L/3)

$$PL = 10,2\%$$

Ecuación N° 83 Tabla 4

Pendiente longitudinal en (2L/3)

$$PL = 5,1\%$$

Ecuación N° 84 Tabla 4

Cámara de quietamiento

Profundidad

$$= 0,5 \text{ m}$$

Ecuación N° 85 Tabla 4

Ancho

$$0,48 \text{ m} = 0,5$$

Ecuación N° 86 Tabla 4

Largo adoptado = 1,0 m

Rebose de la cámara de quietamiento

Caudal de excesos

$$Q_{exc} = 0,00092 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación N° 87 Tabla 4

Altura en el muro del desarenador

$$H_e = 0,006 \text{ m}$$

Ecuación N° 88 Tabla 4

Velocidad de excesos

$$V_e = 0,14 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 89 Tabla 4

Alcance de chorro

$$X_s = 0,13 \text{ m}$$

Ecuación N° 90 Tabla 4

$$L_r = 0,13 + 0,10 = 0,23 \text{ m}$$

Ancho real

$$0,48 = 0,5 \text{ m}$$

Ecuación N° 91 Tabla 4

6.3.4 PERFIL HIDRÁULICO

El perfil hidráulico se establece para las condiciones de funcionamiento que es el caudal máximo diario más las necesidades de la planta de purificación. En este caso tenemos un Caudal de $0,0307\text{m}^3/\text{s}$

Se consideran perdidas a la entrada de la cámara de quietamiento, tomando un $k = 0,2$ debido a la disminución de la velocidad.

Perdidas a la entrada de la cámara de quietamiento.

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

Ecuación N° 92 Tabla 4

$$V1 = 1,62 \text{ m/s}$$

$$V2 = 0,12 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 93 Tabla 4

$$hm = 0,02\text{m}$$

Ecuación N° 94 Tabla 4

Perdidas a la entrada de la zona de sedimentación

$$V1 = 0,12 \text{ m/s}$$

$$V2 = v_h = 0,01 \text{ m/s}$$

$$hm = 0,00\text{m}$$

Ecuación N° 95 Tabla 4

Perdidas por las pantallas inicial y final

$$H = 0,00 \text{ m}$$

Ecuación N° 96 Tabla 4

6.3.5 CÁLCULO DE LOS DIAMETROS DE LA TUBERIA DE EXCESOS Y DE LAVADO

Tubería de excesos

La tubería de lavado fue calculada con un diámetro mínimo de 4pulgdas equivalente a (0,1016 m).

Tubería de lavado

De igual manera la tubería de lavado fue calculada utilizando el criterio del tiempo de vaciado del tanque y se obtuvo un resultado de un diámetro mínimo de 4pulgdas equivalente a (0,1016 m).

Cota de entrega del desagüe de lavado		1309,97
Cota lámina de agua sobre la tubería	1309,87	1309,841803
Diámetro nominal supuesto	4"	0,1016
Tubería PVC RDE-41 (mm)	114,3	105
Longitud de la conducción (m)	10	
Altura disponible (m)	0,11	
Perdidas en la conducción		
Long equivalente		
Entrada nominal (m)	2,5	
Válvula de compuerta (m)	1,1	
Codo radio corto (m)	4,9	
Te cambio de dirección	0	
Salida (m)	5	
Tubería (m)	10	
Longitud equivalente total (m)	23,5	

Se obtuvo la relación entre la altura disponible y las pérdidas en longitud equivalente.

$$J = 0,00446 \text{ m/m}$$

Ecuación N° 97 Tabla 4

Se obtuvo el valor del caudal inicial en el momento del lavado del desarenador.

$$Q_{inicial} = 0,005 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación N° 98 Tabla 4

Velocidad del caudal inicial

$$V = 0,53 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 99 Tabla 4

Cabeza de velocidad

$$= 0,014 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 100 Tabla 4

Para determinar el tiempo de vaciado del desarenador, se halla primero el coeficiente de descarga (C_d), teniendo en cuenta la tubería de desagüe.

$$C_d = 0,075$$

Ecuación N° 101 Tabla 4

Tiempo de vaciado del desarenador

$$t = 32 \text{ min}$$

Ecuación N° 102 Tabla 4

6.3.6 CÁLULO DE COTAS

Cota de batea de la tubería de entrada	1309,94	msnm
Cota lámina de agua en tubería de entrada	1310,00	msnm
Cota lámina de agua en cámara de quietamiento	1309,97	msnm
Cota de la cresta del vertedero cámara de quietamiento	1309,967	msnm
Cota fondo de la cámara de quietamiento	1309,473	msnm
Cota lámina de agua en zona de sedimentación	1309,973	msnm
Cota de la corona de los muros del desarenador	1310,300	msnm
Cota superior de pantallas de entada y salida	1309,223	msnm
Cota del fondo de profundidad útil de sedimentador	1308,473	msnm
Cota placa a la entrada y salida del desarenador	1308,073	msnm
Cota placa fondo en punto de desagüé	1307,873	msnm
Cota batea de la tubería de lavado	1307,873	msnm
Cota clave de la tubería de lavado	1307,978	msnm
Cota cresta del vertedero de salida	1309,956	msnm
Cota lámina de agua de la cámara de recolección	1309,806	msnm
Cota fondo de la cámara de recolección supuesta	1309,506	msnm

Los planos de la estructura del desarenador se encontrarán en el anexo 11

6.4 LÍNEA DE CONDUCCIÓN DESARENADOR-PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

Gracias a las condiciones topográficas del terreno se estableció la línea de conducción por medio de gravedad, con una serie de condiciones principales.

Tabla 19. Condiciones de diseño línea de conducción

Caudal de diseño (m ³ /s)	Q_d	0,00638 m ³ /s
Coefficiente de rugosidad de Manning	n	0,009
Longitud de conducción (m)	L	2910

Fuente: Autores

S: Pendiente de la tubería

$$S = 1,34 \%$$

Ecuación N° 44 Tabla 4

D: Diámetro de la tubería

$$D = 0,089 \text{ m} = 3,51''$$

Ecuación N° 45 Tabla 4

Usando un diámetro comercial de 4" = 0,101 m aplicamos la ecuación para establecer condiciones a flujo lleno.

Q_o: Caudal a tubo lleno

$$Q_o = 0,0090 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación N° 46 Tabla 4

V_o: Velocidad a tubo lleno

$$V_o = 1,11 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 47 Tabla 4

R_o: Radio hidráulico a tubo lleno

$$R_o = 0,025 \text{ m}$$

Ecuación N° 48 Tabla 4

$\frac{Q}{Q_o}$: Relación hidráulica

$$\frac{Q}{Q_o} = 0,70$$

Ecuación N° 49 Tabla 4

Con el valor de Q/Q_0 nos dirigimos a la tabla 15 de relación hidráulica para conductos circulares y obtenemos los siguientes resultados.

$$\frac{V_r}{V_0} = 0,945 ; \frac{d}{D} = 0,692; \frac{R}{R_0} = 1,175$$

V_r: Condición hidráulica

$$V_r = 1,05 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 51 Tabla 4

Se debe verificar que la velocidad sea > a 0,6 m/s OK!

d: Condición hidráulica

$$d = 0,070 \text{ m}$$

Ecuación N° 52 Tabla 4

R: condición hidráulica

$$R = 0,029 \text{ m}$$

Ecuación N° 53 Tabla 4

λ: Esfuerzo cortante

$$\lambda = 3,92 \text{ N/m}^2$$

Ecuación N° 50 Tabla 4

7. DISEÑO HIDRÁULICO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA PTAP

7.1 CANALETA PARSHALL

La canaleta Parshall es el primer componente de la planta de tratamiento, en donde generalmente se mide el caudal que llega a la planta.

7.1.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Deben tenerse en cuenta los siguientes parámetros de diseño:

- La velocidad mínima en la garganta debe ser mayor de 2 m/s.
- El resalto no debe ser oscilante; es decir que el número de Froude (Fr) no debe estar entre 2.5 y 4.5.
- El número de Froude debe estar entre 1.7 y 2.5 o entre 4.5 y 9.0.
- El Gradiente medio de velocidad (G) entre 1000 s⁻¹ y 2000 s⁻¹.
- El tiempo de retención debe ser menor de 1 s.
- H_a/w debe estar entre 0.4 y 0.8. Donde H_a es la altura del agua y w es el ancho de la canaleta.

Tabla 20. Determinación del ancho de la garganta W en función al caudal

Ancho de la garganta (cm)	Capacidad (l/s)	
	Mínimo	Máximo
2,5	0,3	5
5	0,6	13
7,6	0,8	50
15,2	1,5	110
22,9	2,5	250
30,5	3,1	455
45,7	4,3	700
61	12	950
91,4	17	1400
121,9	37	1900
152,4	60	2400
182,8	70	2900
213,4	115	3450
243,8	130	3950
305	250	5660

Fuente: (Romero, Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño, 2004)

La Tabla 21 nos permite determinar el ancho de la garganta (W) a partir de los caudales mínimos y máximos. Para el diseño de la canaleta Parshall se adopta un caudal de 0,0064 m³/s por lo tanto el ancho de la garganta según tabla 14 será **0,051 m**.

La tabla 22 muestra las dimensiones típicas de una canaleta Parshall según el ancho de la garganta (W).

Tabla 21. Dimensiones típicas canaleta Parshall

W (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	G (cm)	K (cm)	N (cm)	R (cm)	M (cm)	P (cm)	X (cm)	Y (cm)
2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9	*	*	50	0,8	1,3
5	41,4	40,6	13,5	21,4	35,6	11,4	25,4	2,2	4,3	*	*	70	1,6	2,5
7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7	40,6	30,5	76,8	2,5	3,8
15,2	62,1	61	39,4	40,3	45,7	30,5	61	7,6	11,4	40,6	30,5	90,2	5,1	7,6
22,9	88	86,4	38	57,5	61	61	45,7	7,6	22,9	40,6	30,5	108	5,1	7,6
30,5	137,2	134,4	61	84,5	91,5	61	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	149,2	5,1	7,6
45,7	144,9	142	76,2	102,6	91,5	61	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	167,6	5,1	7,6
61	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	185,4	5,1	7,6
91,4	167,7	164,5	122	157,2	91,5	61	91,5	7,6	22,9	50,8	38,1	222,3	5,1	7,6
121,9	183	179,5	152,5	193,8	91,5	61	91,5	7,6	22,9	61	45,7	271,1	5,1	7,6
152,4	198,3	194,1	183	230,3	91,5	61	91,5	7,6	22,9	61	45,7	308	5,1	7,6
182,8	213,5	209	213,5	266,7	91,5	61	91,5	7,6	22,9	61	45,7	344,2	5,1	7,6
213,4	228,8	224	244	303	91,5	61	91,5	7,6	22,9	61	45,7	381	5,1	7,6
243,8	244	239,2	274,5	340	91,5	61	91,5	7,6	22,9	61	45,7	417,2	5,1	7,6
305	274	427	366	475,9	122	91,5	183	15,3	34,3	*	*	*	30,5	22,9

Fuente: (Romero, Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño, 2004)

Para el desarrollo del proyecto se toman las dimensiones típicas para una garganta (W) de 0,051m según la tabla 21

Tabla 22. Dimensiones típicas para una garganta W=0,051m

Dimensiones típicas de medidores Parshall(m)													
W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	P	X	Y	
0,051	0,414	0,406	0,135	0,214	0,356	0,114	0,254	0,022	0,043	0,7	0,016	0,025	

Fuente: (Romero, Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño, 2004)

Cálculos

h_a : Profundidad del agua en la sección de medición

$$h_a: 0,15 \text{ m}$$

Ecuación N° 103 Tabla 4

***D'*: Ancho de la sección de medición**

$$D' = 0,16 \text{ m}$$

Ecuación N° 104 Tabla 4

***V_a*: Velocidad en la sección de medición**

$$V_a = 0,27 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 105 Tabla 4

***E₁*: Energía total disponible**

$$E_1 = 0,20 \text{ m}$$

Ecuación N° 106 Tabla 4

***H₂*: Altura antes del resalto**

$$H_2 = 0,08 \text{ m}$$

Ecuación N° 107 Tabla 4

***V₂*: Velocidad antes del resalto**

$$V_2 = 2,2 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 108 Tabla 4

$$V_2 > 2 \text{ m/s Ok}$$

***N_f*: Numero de Froude**

$$N_f = 2,42$$

Ecuación N° 109 Tabla 4

$$1,7 > N_f < 2,5 \text{ Ok}$$

***H_b*: Lámina de agua en el resalto**

$$H_b = 0,04 \text{ m}$$

Ecuación N° 110 Tabla 4

***S*: Sumergencia**

$$S = 16\%$$

Ecuación N° 111 Tabla 4

H₃: Altura lámina de agua al final del trecho divergente

$$H_3 = 0,25 \text{ m}$$

Ecuación N° 112 Tabla 4

V₃: Velocidad al final del trecho divergente

$$V_3 = 0,5 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 113 Tabla 4

H₄: Altura lámina de agua al final de la canaleta

$$H_4 = 0,23 \text{ m}$$

Ecuación N° 114 Tabla 4

V₄: Velocidad al final de la canaleta

$$V_4 = 0,21 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 115 Tabla 4

H_p: Perdida de carga en en resalto

$$H_p = 0,06 \text{ m}$$

Ecuación N° 116 Tabla 4

t: Tiempo de mezcla en el resalto

$$t = 0,14 \text{ s}$$

Ecuación N° 117 Tabla 4

G: Gradiente de velocidad

$$G = 1982,8 \text{ s}^{-1}$$

Ecuación N° 118 Tabla 4

Los planos de la estructura de la canaleta Parshall se encontrarán en el anexo 12

7.2 FLOCULADOR

En las zonas donde hay bajos caudales y plantas pequeñas es recomendable diseñar Floculadores hidráulicos de flujo horizontal, en este caso se cuenta con un caudal de 0,00638 m³/s

Suponemos

Tiempo = 20 min

Velocidad = 0,1 m/s

Datos

Coefficiente de Manning = 0,0013

Viscosidad cinemática = 0,000001007 cm²/s

Distancia entre pantallas = 0,06 m

Espesor de tabique = 0,03 m

Distancia total recorrida para un periodo de mezcla de 30 min y una velocidad de 0,1m/s es.

$$L = 120 \text{ m}$$

Ecuación N° 119 Tabla 4

Volumen de agua que se mezcla en 30 min es.

$$V = 7,65 \text{ m}^3$$

Ecuación N° 120 Tabla 4

Área transversal requerida de un canal entre baffles.

$$a = 0,064 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 121 Tabla 4

Área transversal requerida de un canal entre baffles.

$$a = 0,064 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 122 Tabla 4

Profundidad del agua

$$d = 1,063 \text{ m}$$

Ecuación N° 123 Tabla 4

Se adopta un borde libre de 0,30 m, entonces la profundidad del tanque será.

$$H = 1,363 \text{ m}$$

Ecuación N° 124 Tabla 4

Espacio libre entre tabiques y la pared de tanque

$$= 0,1 \text{ m}$$

Ecuación N° 125 Tabla 4

La cámara de floculación cuenta con un ancho útil de 2m, entonces la longitud efectiva de cada canal será.

$$l = 1,9 \text{ m}$$

Ecuación N° 126 Tabla 4

De acuerdo a esto el número de canales requeridos será.

$$N = 64$$

Ecuación N° 127 Tabla 4

Longitud total de la cámara de floculación es.

$$L = 5,73 \text{ m}$$

Ecuación N° 128 Tabla 4

Según la fórmula de Manning, la pérdida de fricción es.

$$hf = 0,022 \text{ m}$$

Ecuación N° 129 Tabla 4

La pérdida adicional será.

$$h = 0,096 \text{ m}$$

Ecuación N° 130 Tabla 4

La pérdida total es.

$$H = 0,119$$

Ecuación N° 131 Tabla 4

Obtenidas estas pérdidas el Gradiente de velocidad será.

$$G = 31,09 \text{ s}^{-1}$$

Ecuación N° 132 Tabla 4

El numero adimensional de Camp.

$$Gt = 55,967$$

Ecuación N° 133 Tabla 4

La pérdida de energía según la fórmula de Hazzen Williams es.

$$hf = 0,104 \text{ m}$$

Ecuación N° 134 Tabla 4

La pérdida adicional será.

$$h = 0,064 \text{ m}$$

Ecuación N° 135 Tabla 4

La pérdida total será.

$$H = 0,169 \text{ m}$$

Ecuación N° 131 Tabla 4

Por lo tanto el Gradiente de velocidad es.

$$G = 37,019$$

Ecuación N° 132 Tabla 4

El numero adimensional de Camp.

$$Gt = 66,634$$

Ecuación N° 133 Tabla 4

Los planos de la estructura del floculador se encontrarán en el anexo 13

7.3 SEDIMENTADOR

Para el diseño del sedimentador se tomó un caudal de $0,0032 \text{ m}^3/\text{s}$ ya que se dispondrán dos sedimentadores, realizando dimensionamiento por unidad de sedimentador teniendo en cuenta que la pendiente longitudinal del fondo del sedimentador será del 10% siguiendo los parámetros recomendados por la normatividad vigente.

A: Área superficial

$$A = 10 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 136 Tabla 4

V: Volumen del sedimentador

Para determinar el volumen del sedimentador se tuvo en cuenta la ficha técnica de la reglamentación vigente y se adoptaron las siguientes dimensiones.

B: Ancho

$$B = 2 \text{ m}$$

L: Longitud

$$L = 8 \text{ m}$$

L: Profundidad

$$h = 2 \text{ m}$$

$$V = 32 \text{ m}^3$$

Ecuación N° 137 Tabla 4

A_s: Área seccional

$$A_s = 4 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 138 Tabla 4

t: tiempo de retención

$$t = 2,79 \text{ h}$$

Ecuación N° 139 Tabla 4

V_f: Velocidad de flujo

$$V_f = 0,008 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 140 Tabla 4

V_s: Velocidad de sedimentación

$$V_s = 0,0032 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 141 Tabla 4

7.3.1 CONDICIONES EN LA ENTRADA DEL SEDIMENTADOR

Se propone diseñar una pantalla difusora en la entrada del sedimentador con orificios de 1"

A_o: Área requerida para el paso del agua por la pantalla difusora

$$A_o = 0,032 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 142 Tabla 4

a_o = Área por unidad de orificio

Se adoptaran orificios de 1 pulgada de diámetro

$$a_o = 0,005 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 143 Tabla 4

N : Cantidad de orificios requeridos

$$n = 64 \text{ unidades}$$

Ecuación N° 144 Tabla 4

h : Altura de la pantalla difusora

$$h = 1,2 \text{ m}$$

Ecuación N° 145 Tabla 4

Se dispone una configuración de ocho (8) filas separadas cada 0,14 m y (8) columnas separadas cada 0,25 m.

7.3.2 DESAGÜE DE LODOS

S : Sección desagüe de lodos

$$S = 0,006 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 146 Tabla 4

Φ : Diámetro tubería de desagüe de lodos

$$\Phi = 0,086 \text{ m} \text{ Se adopta una tubería de 4"}$$

Ecuación N° 147 Tabla 4

7.3.3 CONDICIONES EN LA ZONA DE SALIDA DEL SEDIMENTADOR

Se propone trabajar con una canaleta con orificios de 1"

a : Área por unidad de orificio

$$a = 0,0005 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 149 Tabla 4

La separación entre orificios se dispone de 0,2 m y la longitud de la canaleta se propone de 2 m para que sea igual al ancho del sedimentador

N: Numero de orificios

$$N = 8 \text{ unidades}$$

Ecuación N° 148 Tabla 4

Q₀: Caudal por orificio

$$Q_0 = 0,0004 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación N° 150 Tabla 4

Vf₀: velocidad del flujo por los orificios

$$Vf_0 = 0,79 \text{ m/s}$$

Ecuación N° 151 Tabla 4

$$Vf_0 \leq 1,5 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad Ok.$$

Los planos de la estructura del sedimentador se encontrarán en el anexo 14

7.4 FILTROS

Para el diseño de los filtros se tomó el caudal de diseño de 0,0064 m³/s disponiendo de cuatro (4) filtros de acuerdo a las recomendaciones de la normatividad vigente.

Tabla 23. Características de filtración convencional

Parámetro	Filtración lenta con lecho simple	Filtración rápida con lecho simple	Filtración rápida con lecho mixto
Tasa de filtración (m ³ /m ² /d)	7-14	<120	180-350
Profundidad del medio (m)	0,8-1,0	0,6-0,9	Antracita: 0,4-0,6 Arena: 0,15-0,3

Fuente: (Minivivienda, 2017)

De acuerdo a la tabla 23 la tasa de filtración debe estar entre 180 a 350 m³/m²/d por lo tanto para el diseño de los filtros propuestos se asume una tasa de filtración de 250 m³/m²/d.

Cálculos

A_{TF} : Área total de filtración

$$A_{TF} = 2,21 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 152 Tabla 4

A_S : Área superficial para cada filtro

$$A_S = 0,55 \text{ m}^2$$

Ecuación # N° 153 Tabla 4

D : dimensiones filtro cuadrado

$$D = 0,744 \text{ m}^2$$

Ecuación N° 154 Tabla 4

Las características granulométricas del lecho filtrante se disponen de acuerdo a las recomendaciones de la normatividad vigente. (Ver tabla 24)

Tabla 24. Características granulométricas del lecho filtrante

Material	Tamaño efectivo(mm)		Espesor(m)
	Mínimo	Máximo	
Antracita	1,8	2,6	0,6
Arena estándar	0,45	0,65	0,3
Grava	2	9	0,3

Fuente: Autores

Los planos de la estructura de los filtros se encontrarán en el anexo 15

8. ANÁLISIS DE RESULTADOS

8.1 BOCATOMA

Mediante la visita de campo realizada al centro poblado La Magdalena, específicamente en la fuente hídrica donde se unen las quebrada Reyes y la Chorrera, se evidencio que la captación del recurso hídrico se hace de una manera no convencional, dado que se utiliza una manguera de 4" de diámetro y 15 m de longitud que conduce el agua a un tanque de 40cmx40cm, donde se empieza la conducción al desarenador. Se evidencia la ausencia de una Bocatoma. Ver (Anexo 3)

De acuerdo a los resultados obtenidos en la visita técnica se propone diseñar una Bocatoma de fondo debido a que las condiciones del terreno, cauce y bajas profundidades permiten la implementación de esta, asegurando así una captación de agua considerable para fines de uso múltiple y previniendo que los agregados de mayor diámetro traspasen al canal de conducción. Con base a esto se diseña una Bocatoma de fondo con las siguientes características.

Tabla 25. Resultado diseño de la bocatoma proyectada

DISEÑO DE LA PRESA			
Ancho de la presa supuesto	L	0,8	m
Corrección por contracciones laterales	L'	0,79	m
DISEÑO DE LA REJILLA Y CANAL DE ADUCCION			
Ancho canal de aducción	B	0,900	m
LONGITUD DE LA REJILLA Y NUMERO DE ORIFICIOS			
Numero de orificios	N	6,0	Orificios
Separación	sp	0,05	m
Longitud de la rejilla	Lr	0,420	m
DISEÑO DE LA CAMARA DE RECOLECCION			
Bcamara	Bcamara	1,2	m
Lado	Lado	1,5	m
CALCULO DE LOS MUROS DE ALTURA DE CONTENCIÓN			
Altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma	H	2,7	m

Fuente: Autores

8.2 DESARENADOR

En la visita realizada se encontró una estructura en concreto con las siguientes dimensiones 4m de largo x 3m de ancho y una profundidad de 1,2m (tanque), que cumple la función de desarenador, estructura que se encuentra en malas condiciones, presentando agrietamientos en sus paredes y que no cuentan con las diferentes zonas de desarenado, por lo tanto hace que la remoción de las partículas hasta el tamaño de arena sea mínimo, permitiendo que dichas partículas ingresen al canal de aducción ocasionando problemas. Ver (Anexo 4)

Debido a las circunstancias mencionadas anteriormente, se propone proyectar el diseño de un desarenador convencional ya que las condiciones topográficas y económicas son adecuadas, esta estructura proyectada ayudara a que las partículas cumplan con su proceso de sedimentación por acción de la gravedad atravesando las diferentes zonas del desarenador. De esta manera las características del desarenador proyectado son:

Tabla 26. Resultados desarenador proyectado

MEDIDAS			
Largo	L	5,85	m
Ancho	B	1,46	m
Volumen	V	12,86	m ³
Carga Hidráulica	q	64,29	m ³ /m ² día
PANTALLA DE SALIDA			
Profundidad	H/2	0,75	m
Distancia al vertedero de salida	15Hv	0	m
PANTALLA DE ENTRADA			
Profundidad	H/2	0,75	m
Distancia a la cámara de aquietamiento	L/4	1,46	m
PENDIENTE ALMACENAMIENTO DE LODOS			
Pendiente longitudinal	L/3	10,24	%
Pendiente transversal	2L/3	5,12	%
CAMARA DE AQUITAMIENTO			
Profundidad	H/3	0,5	m
Ancho	B/3	0,5	m
Largo	L.adop	1	m

Fuente: Autores

8.3 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

En cuanto al sistema de tratamiento del agua potable, se observó una planta de tratamiento convencional, su funcionamiento consiste en un sistema integrado que incluye todos los procesos de Mezcla rápida, Mezcla lenta, Sedimentación, filtración y desinfección. El estado de cada una de ellas excluyendo la etapa de desinfección como se describe a continuación.

8.3.1 MEZCLA RÁPIDA

De acuerdo a las medidas tomadas en la visita de campo se evidenció un sobredimensionamiento en las diferentes zonas de la canaleta Parshall como: sección convergente, garganta, Sección divergente, este sobredimensionamiento además del coste puede afectar la mezcla rápida debido a la altura de la lámina de agua. Ver (Anexo 5)

La proyección de diseño hidráulica proyectada para la canaleta Parshall, para un caudal de $0,0064\text{m}^3/\text{s}$ y basándose en la tabla 21, las dimensiones de sus diferentes zonas serán:

Tabla 27.Resultados canaleta Parshall proyectada

Dimensiones típicas de medidores Parshall(m)												
W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	P	X	Y
0,05	0,414	0,406	0,135	0,214	0,356	0,114	0,254	0,022	0,043	0,7	0,016	0,025

Fuente: Fuente: (Romero, Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño, 2004)

8.3.2 FLOCULADOR

La planta de tratamiento cuenta con dos Floculadores, un floculador Alabama y un floculador de flujo horizontal, este segundo no cumple con las características permitidas (distintas separaciones entre bafles, número mínimo de canales, longitud, ancho entre otros), afectando tiempos de retención, velocidad, y gradiente hidráulico produciendo fallas en el proceso de una correcta mezcla lenta. Ver (Anexo 6)

El propósito de la proyección de diseño de una nueva estructura de floculación es que se cumpla el objetivo de aplicar a la masa de agua una buena mezcla lenta, favoreciendo la formación de los floculós para el proceso de sedimentación. Las dimensiones propuestas se muestran a continuación.

Tabla 28. Resultados floculador proyectado

Distancia total recorrida por el agua	L	120	m
Volumen	V	7,656	m ³
Área transversal requerida de un canal entre baffles	a	0,064	m ²
ancho efectivo de la cámara de floculación	Aefectivo	2	m
Longitud efectiva de cada canal	Le	1,9362	m
Numero requeridos de canales	N	64	adimensional
Espesor del tabique	e	0,03	m
Profundidad total del tanque	H	1,363	m

Fuente: Autores

El floculador tipo Alabama puede recompensar en un porcentaje la formación de floculós para la debida sedimentación, pero debido a que se cuenta con un bajo caudal es recomendable que el recorrido del agua se haga en una sola estructura(floculador de flujo horizontal) con sus respectivas dimensiones calculadas anteriormente. Ver (Anexo 7)

8.3.3 SEDIMENTADOR

En el sitio se encuentra un sedimentador convencional tipo colmena, que comparándolo con el diseño propuesto no cumple con los parámetros dimensionales calculados Ver (Anexo 8) , lo que produce que no se haga una buena sedimentación, aumentando la turbiedad en el agua, produciendo que los sedimentos pasen al lecho filtrante, este proceso de sedimentación es importante a causa de que en épocas de lluvias se aumenta la materia en estado de suspensión por la erosión de los suelos adyacentes a la fuente hídrica. Con relación a lo anterior se propone proyectar el diseño de un floculador tipo de flujo horizontal con las siguientes medidas.

Tabla 29. Resultados sedimentador proyectado

Área superficial	As	10	m ²
Ancho	A	2	m
Largo	L	8	m
Profundidad	P	2	m
Volumen	V	32	m ³

Fuente: Autores

8.3.4 FILTRO RÁPIDO

Mediante el diseño hidráulico propuesto se establece que esta estructura la cual cuenta con cuatro módulos filtrantes presenta un dimensionamiento adecuado por cada módulo y cumple con las características exigidas para una buena filtración permitiendo un buen drenaje y menor volumen de lodo producido en la planta, disminuyendo los costos de operación y mantenimiento de la planta, favoreciendo así la etapa de cloración. Las dimensiones con las que cuenta cada módulo son

Ancho	A	0.74	m
Largo	L	0.74	m
Profundidad	P	2.2	m

Fuente: Autores

Las estructuras existentes de filtración se encuentran en el anexo 9.

8.4 CARACTERIZACION DE LA CALIDAD DEL AGUA.

La tabla número 30 presenta la caracterización de la calidad del agua de la fuente de la Quebrada La Chorrera. Teniendo en cuenta los parámetros de la Normatividad vigente. (Minivivienda, 2010)

Tabla 30. Calidad de la fuente Quebrada La Chorrera

PARÁMETRO	RESULTADO	UNIDAD	CALIDAD DE LA FUENTE
pH	8.5	U	Aceptable
Turbiedad	8.65	NTU	Regular
Cloruros	18.5	mg/L	Aceptable
Olor y sabor	Aceptable	Aceptable	Aceptable
Coliformes totales	9	UFC/mL	Regular
Color	19.7	Hanzen(UPC)	Regular

Fuente: Autor

La tabla 31 presenta los resultados de laboratorio obtenidos de la muestra de agua recolectada en el punto de captación y la salida de la planta de tratamiento de agua potable.

Tabla 31. Comparación resultados de laboratorio

PARAMETRO	RESULTADO PUNTO DE CAPTACION	RESULTADO A LA SALIDA DE LA PLANTA	UNIDAD
QUIMICOS			
Alcalinidad	48	33	mg/L
Aluminio	0.05	0.095	mg/L
Calcio	107.1	152.9	mg/L
Cloro residual	0	1.49	mg/L
Cloruros	18.5	15	mg/L
Dureza Total	316	582	mg/L
Nitritos	0.022	0.013	mg/L
Nitratos	1.8	0.9	mg/L
Hierro	0.13	0.22	mg/L
Ph	8.5	8.07	U
Sulfatos	114	20	mg/L
Fosfatos	0.06	0.03	mg/L
FISICOS Y ORGANOLEPTICOS			
Color	19.7	0.2	Hanzen(upc)
Turbiedad	8.65	0.23	NTU
Olor y Sabor	Aceptable	Aceptable	Aceptable
Conductividad	492	538	us/cm
MICROBIOLOGICOS			
Mesofilos aerobios	>100	69	UFC/100mL
Coliformes Totales	>100	9	UFC/100mL
Coliformes Fecales	>100	2	UFC100/mL
Hongos	>100	12	UFC/100mL

Fuente: Autor

De acuerdo a los resultados de laboratorio obtenidos se encontró que la planta de tratamiento de agua potable no opera eficientemente, debido a que no hay remoción total de los parámetros químicos como: calcio y dureza, de igual manera en los parámetros Microbiológicos como: coliformes totales y coliformes fecales.

De acuerdo a lo anterior se evidencia que el efluente de la planta de tratamiento no es apta para el consumo humano.

8.5 DESINFECCIÓN QUÍMICA

Gracias a las características de la fuente se encontró que en la (PTAP) se hace un proceso de postcloración debido a que no hay presencia de algas en la planta y el NMP/100ml de coliformes en el agua no es superior a 5000.

La dosificación se hace de acuerdo a los resultados obtenidos a la las pruebas de laboratorio que se hacen añadiendo las cantidades crecientes de cloro al agua tratada, donde la dosis mínima será la que produzca un resultado de cloro libre de mínimo 0,2 ppm.

De acuerdo a lo anterior se establece que el sistema en funcionamiento de desinfección por cal clorada es ideal y adecuado para un sistema de acueductos de nivel bajo cumpliendo los parámetros exigidos por el RAS. Donde según los resultados de la muestra tratada se hace la respectiva dosificación para la desinfección. De igual manera esto contribuye a escatimar recursos económicos.

9. CONCLUSIONES

El desarrollo de este trabajo de grado permitió proyectar la mejora en el sistema de acueducto del centro poblado La Magdalena por medio del estudio hidrológico y el diseño de las estructuras hidráulicas a partir de la captación hasta la salida del efluente de la planta de tratamiento de agua potable.

Mediante el estudio hidrológico se demostró que el afluente de la quebrada La Chorrera tiene la capacidad de abastecer la demanda de agua requerida en tiempos de lluvia y sequía. De acuerdo al estudio hidrológico y conforme al análisis de frecuencia de los Caudales Medios Mensuales de la estación San Isidro, se elaboró la curva de Duración de Caudal la cual nos permitirá pronosticar del régimen futuro la probabilidad de que estos caudales sean igualados o excedidos. La curva mostro que en un 95% del tiempo se conservara un caudal ambiental, de igual manera mostro que para un 100% del tiempo se conservara el caudal de diseño por lo cual se garantiza el abastecimiento de agua al Centro poblado La Magdalena sin necesidad de almacenamiento.

Con base a la información poblacional proporcionada por parte de las autoridades municipales se realizó una proyección para un periodo de diseño de 25 años tomando como referencia el método geométrico el cual da como resultado una población de 1224 habitantes para el año 2043.

Basados en la altura sobre el nivel del mar se estableció una dotación neta de 130L/habitante/día para la población, donde el caudal medio diario será de 2.46 L/s y el caudal de diseño de 6.38 L/s.

Garantizando el tiempo de conservación del caudal y la cota permanente de nivel en el cauce, se propone proyectar el diseño de una bocatoma de fondo debido a la inexistencia de una Bocatoma parametrizada y eficiente. De igual manera las condiciones estructurales del desarenador no son las más óptimas, puesto que presenta fallas en su estructura, por lo que se propone el diseño de un desarenador convencional. Por otra parte se proyectó el diseño por gravedad de la línea de aducción y conducción de agua tratando de minimizar los gastos para su posible construcción.

Por medio de la proyección de diseño de las estructuras hidráulicas se logró proyectar la mejorar cada una de ellas obteniendo las características y parámetros requeridos por la normativa vigente (RAS, RESOLUCIÓN 0330 DE 2017), de acuerdo a esto se optimiza el sistema de acueducto del Centro poblado La Magdalena, contribuyendo con la mejora de la calidad de vida de sus habitantes.

Estas estructuras garantizan que se cumplan los procesos de floculación, sedimentación y filtración. Obteniendo una turbiedad menor a 1 UNT por lo que el mejor tratamiento químico proyectado para el nivel de complejidad bajo es la desinfección por cal clorada.

De acuerdo a los análisis de laboratorio realizados al afluente se propone una planta de tratamiento de agua potable (PTAP) diseñada y proyectada con la capacidad de remover mesofilos aerobios, coliformes totales y coliformes fecales. Esto para brindar una buena calidad de agua a los usuarios del sistema de acueducto.

Mediante este proyecto se pretende contribuir para mejorar la calidad de vida de la comunidad del Centro Poblado La Magdalena, teniendo en cuenta aspectos como la educación, la salud y oportunidad de empleo.

10.RECOMENDACIONES

Se recomienda proteger el afluente para garantizar la calidad y el buen servicio del sistema de potabilización

Para una futura construcción del proyecto se recomienda que los parámetros de diseño planteados se cumplan a cabalidad debido a que, de no ser así, se presentarían fallas en el funcionamiento del sistema de potabilización.

Se recomienda proteger las estructuras por medio de cerramientos para evitar el acceso de personal no autorizado o animales.

Para un menor costo en la etapa constructiva se recomienda utilizar los filtros existentes ya que cumplen con los parámetros de diseño establecidos para su funcionamiento, no sin antes realizar un adecuado mantenimiento.

Se recomienda realizar un adecuado proceso de desinfección teniendo en cuenta los resultados de laboratorio obtenidos en el análisis del agua.

Se recomienda realizar estudios estructurales y geotécnicos requeridos para la construcción de la planta de tratamiento de agua potable del Centro Poblado La Magdalena

Para el adecuado funcionamiento de una planta de tratamiento de agua potable (PTAP), es necesario realizar el correcto mantenimiento de las estructuras contando con personal idóneo y capacitado.

BIBLIOGRAFÍA

- Alvaro, P. (2004). *Acueductos, cloacas y drenajes: criterios para el diseño hidráulico de instalaciones sanitarias en desarrollos urbanos*. Caracas.
- Beleño, I. (2010). *UN periodico*. Obtenido de El 50% del agua en Colombia es de mala Calidad: <http://www.unperiodico.unal.edu.co/dper/article/el-50-del-agua-en-colombia-es-de-mala-calidad.html>
- Chow, V. T. (1994). *Hidrología aplicada*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill.
- Corcho, F., & Duque, J. (2014). *Acueductos teoría y diseño*. Medellín: Lorenza Correa Restrepo.
- Cortolima. (s.f.). *GUÍA AMBIENTAL PARA SISTEMAS DE ACUEDUCTO*. Obtenido de <https://www.cortolima.gov.co/SIGAM/cartillas/sistemasacueducto/Sistemas%20acueducto%202.pdf>
- Decreto 1575. (9 de mayo de 2007). *Por el cual se establece el Sistema para la Protección y Control de la Calidad del Agua*. Obtenido de http://www.minambiente.gov.co/images/normativa/decretos/2007/dec_1775_2007.pdf
- Echeverri, I. (31 de julio de 2014). *El agua, problemática de todos*. Recuperado el 6 de Septiembre de 2017, de www.portafolio.co: <http://www.portafolio.co/opinion/lucas-echeverri/agua-problema-55526>
- French, R. H. (1988). *Hidráulica de Canales abiertos*. Mexico: Mcgraw-Hill.
- Fundación Hector A. Garcia. (2005). *Proyecto salon hogar*. Obtenido de El origen del acueducto: http://www.proyectosalohogar.com/el_porque_de_las_cosas/historia_de_los_acueductos.htm
- Instituto Nacional de Vias. (2009). *Manual de drenaje para carreteras*. Obtenido de www.invias.com
- Lopez, R. (2003). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado*. Bogota: Escuela colombiana de ingeniería.
- Martinez, J. (9 de Abril de 2009). *Sistemas de tratamiento del agua*. Obtenido de <http://sistemadetratamientodelagua.blogspot.com.co/2009/04/desarenador.html>
- Minivivienda. (2010). *Sistemas de potabilización*. Obtenido de <http://www.minivivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/Titulo%20C%20-%20Dic%204%202013.pdf>
- Minivivienda. (8 de junio de 2017). *Resolución No. 0330 de 08 de junio de 2017*. . Obtenido de <http://www.minivivienda.gov.co/ResolucionesAgua/0330%20-%202017.pdf>
- Monsalve, G. (1999). *Hidrología en la ingeniería*. Bogota: Escuela Colombiana de Ingeniería.

- Mora, D. (4 de Enero de 2014). *Los acueductos en la historia*. Obtenido de http://www.academia.edu/9207133/Los_acueductos_en_la_historia
- Organización panamericana de la salud. (1988). *control de la calidad del agua potable en sistemas de abastecimiento en pequeñas comunidades*. Washington.
- Prieto, E. (28 de Septiembre de 2014). *¿Existe una política de acueductos rurales en Colombia?* . Recuperado el 06 de Septiembre de 2017, de http://www.elmundo.com/portal/opinion/columnistas/existe_una_politica_de_acueductos_rurales_en_colombia.php#.WbBmG8gjHIU
- Rafael, M. (1995). *Análisis de aguas y ensayos de tratamiento: principios y aplicaciones*. España: Gestió i Promoció Editorial.
- Romero, J. (2002). *Purificación del agua*. Bogota: Escuela Colombiana de ingeniería.
- Romero, J. (2004). *Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño*. Bogota: Escuela Colombiana de ingeniería.
- Salinas, J. (febrero de 2011). *Retos a futuro en el sector de acueductos y alcantarillado en Colombia*. Recuperado el 06 de Septiembre de 2017, de [www.cepal.org/es: http://www.cepal.org/publicaciones/xml/3/42733/lcw379e.pdf](http://www.cepal.org/es/publicaciones/xml/3/42733/lcw379e.pdf)
- UNAD. (2013). *Diseño de plantas potabilizadoras*. Bogota.
- Unicef. (2003). *El agua potable y el saneamiento básico en los planes de desarrollo*. Obtenido de <https://www.unicef.org/colombia/pdf/Agua3.pdf>
- Valdez, E. (1994). *Abastecimiento de agua potable*. Mexico.

ANEXOS

ANEXO 1. LOCALIZACIÓN

Ilustración 10. Localización general Quebradanegra



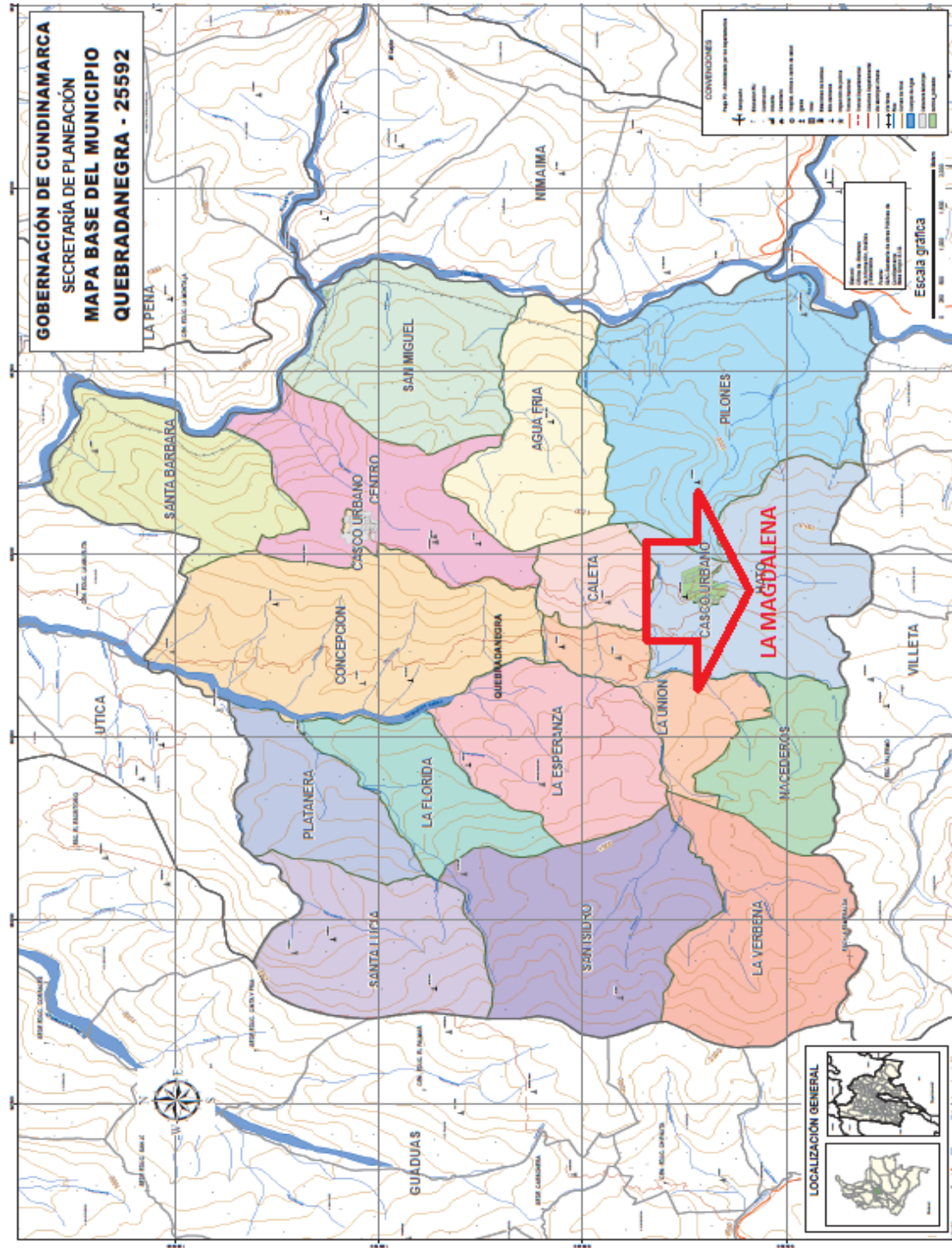
Fuente: Google Maps 2017

Ilustración 11. Localización general La Magdalena



Fuente: Google Earth Pro

Ilustración 12. Mapa veredal Municipio de Quebradanegra



Fuente: <http://www.cundinamarca.gov.co>

ANEXO 2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Tabla 32. Precipitaciones máximas mensuales en 24 horas estación San Isidro
C A R - CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA

SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica

VALORES TOTALES MENSUALES DE PRECIPITACIÓN, MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACIÓN : 2306034 SAN ISIDRO

Latitud:0503 N X=N=1049843 Departamento:CUNDINAMARCA Corriente:R. CUNE Categoría:PM
 Longitud:7430 W Y=E=952818 Municipio:VILLETA Cuenca:R. NEGRO Fecha Instalación:7/01/1999
 Elevación:1160 m.s.n.m Oficina Provincial:6 GUALIVÁ Fecha Suspensión

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE
2006	31	1	50	1	21	11		0	45	45	81	11
2007	10			41	40	11	40	19	26	61	40	80
2008	41	81	30	31	10	1	32	41	21	11		11
2009	17	30	45	55	56	10	10	40	13	50	21	40
2010	10	71	8	40	11	5	45	30	40	60	70	50
2011	15	50	56	51	45	15	30	32	20	30	41	24
2012	23	18	22	16	15	5	5	3	12	49	20	45
2013	18	20	45	61	60	12	0	10	20	20	35	40

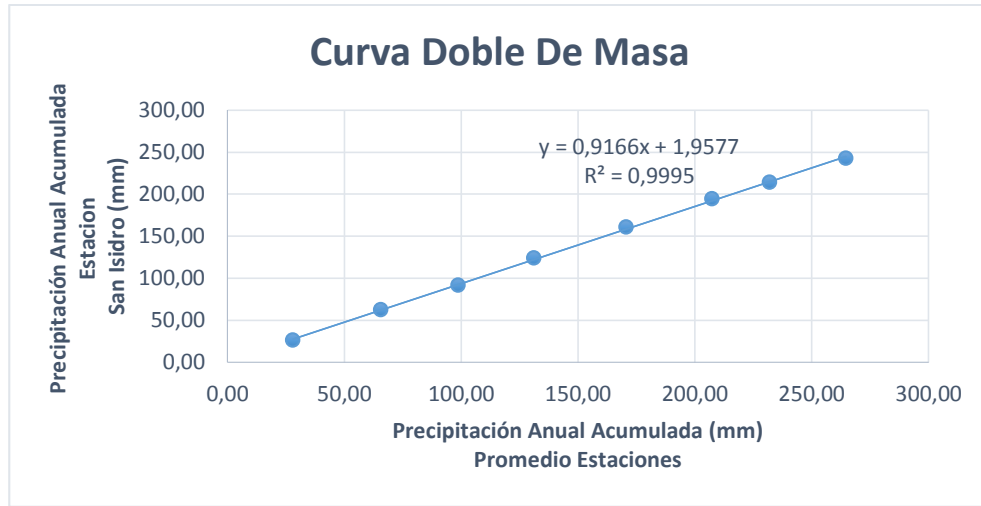
Fuente: Corporación Autónoma Regional Cundinamarca

Tabla 33.Datos faltantes estación San Isidro

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	PROMEDIO
2006	31	1	50	1	21	11	19	0	45	45	81	11	26,35
2007	10	30	34	41	40	11	40	19	26	61	40	80	35,97
2008	41	81	30	31	10	1	32	41	21	11	39	11	29,07
2009	17	30	45	55	56	10	10	40	13	50	21	40	32,25
2010	10	71	8	40	11	5	45	30	40	60	70	50	36,67
2011	15	50	56	51	45	15	30	32	20	30	41	24	34,08
2012	23	18	22	16	15	5	5	3	12	49	20	45	19,42
2013	18	20	45	61	60	12	0	10	20	20	35	40	28,42
PROMEDIO	20,625	38,714	36,57	37	32,25	8,75	23,143	21,875	24,625	40,75	44	37,625	30,28

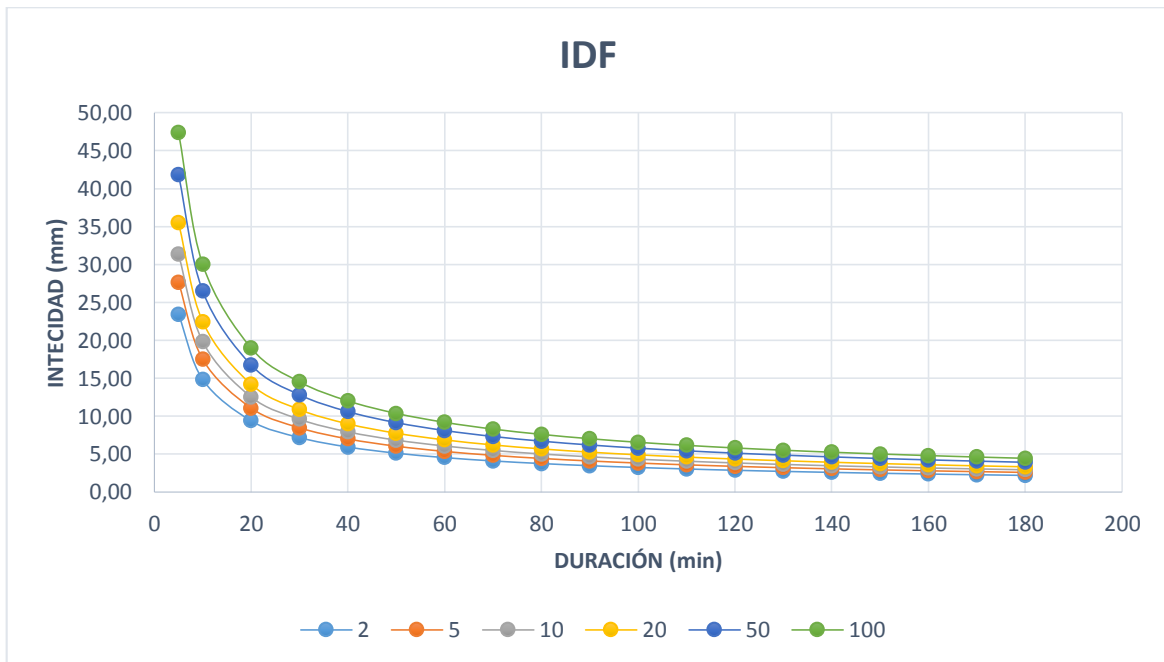
Fuente: Corporación Autónoma Regional Cundinamarca

Grafico 3. Curva doble de masa estación San Isidro



Fuente: Autores

Grafico 4. Curvas IDF estación San Isidro



Fuente: Autores

Tabla 34. Precipitaciones máximas mensuales en 24 horas estación Guaduas**C A R - CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA**

SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica

VALORES TOTALES MENSUALES DE PRECIPITACIÓN, MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACIÓN : 2306517 GUADUAS

Latitud: 0403 N X=N=1015420 Departamento: CUNDINAMARCA Corriente R. GUADERO Categoría: CP
 Longitud: 7436 W Y=E=942300 Municipio: GUADUAS Cuenca R. NEGRO Fecha Instalación: 12/01/1999
 Elevación: 1000 m. s. n. m Oficina Provincial: 4 BAJO MAGDALENA Fecha Suspensión

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE
2006	10	20	40	14	16	4	18	19	30	24	47	23
2007	34	2	60	40	20	7	38	15	21	150	22	20
2008	58	37	10	30	26	6	62	39	25	33	81	34
2009		25	31	30	57	28	6	24	7	67	29	43
2010	2	49	50	86	44	18	33	18	25	57	58	38
2011	17	73	22	48	32	34	34	12	23	38	89	16
2012	44	59	15	53	18	11	4	13	20	93	40	8
2013	7	35	58	86	36	10	3	70	33	50	34	38

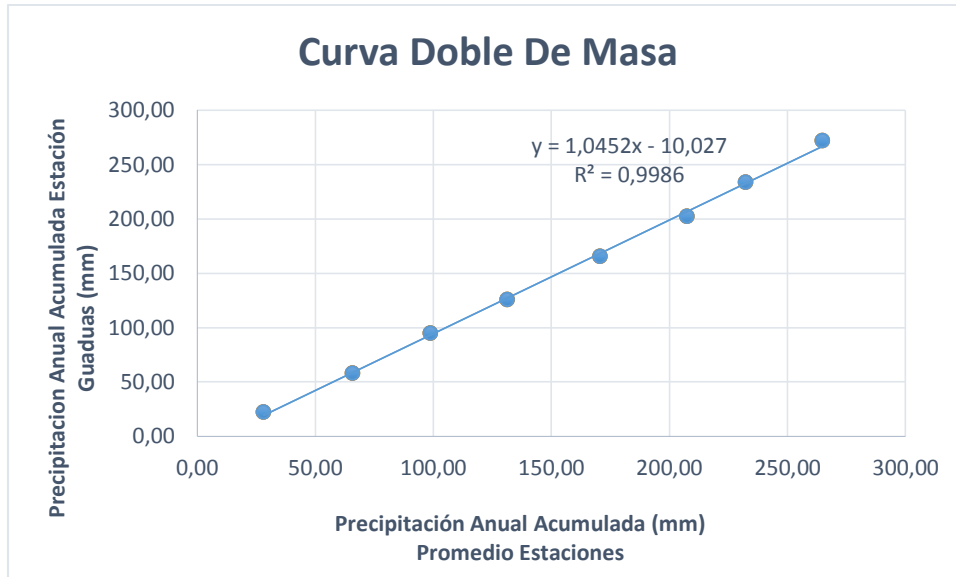
Fuente: Corporación Autónoma Regional Cundinamarca

Tabla 35. Datos faltantes estación Guaduas

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	PROMEDIO
2006	10	20	40	14	16	4	18	19	30	24	47	23	22,08
2007	34	2	60	40	20	7	38	15	21	150	22	20	35,75
2008	58	37	10	30	26	6	62	39	25	33	81	34	36,75
2009	25	25	31	30	57	28	6	24	7	67	29	43	31,02
2010	2	49	50	86	44	18	33	18	25	57	58	38	39,83
2011	17	73	22	48	32	34	34	12	23	38	89	16	36,50
2012	44	59	15	53	18	11	4	13	20	93	40	8	31,50
2013	7	35	58	86	36	10	3	70	33	50	34	38	38,33
PROMEDIO	24,5714	37,5	35,75	48,375	31,125	14,75	24,75	26,25	23	64	50	27,5	33,97

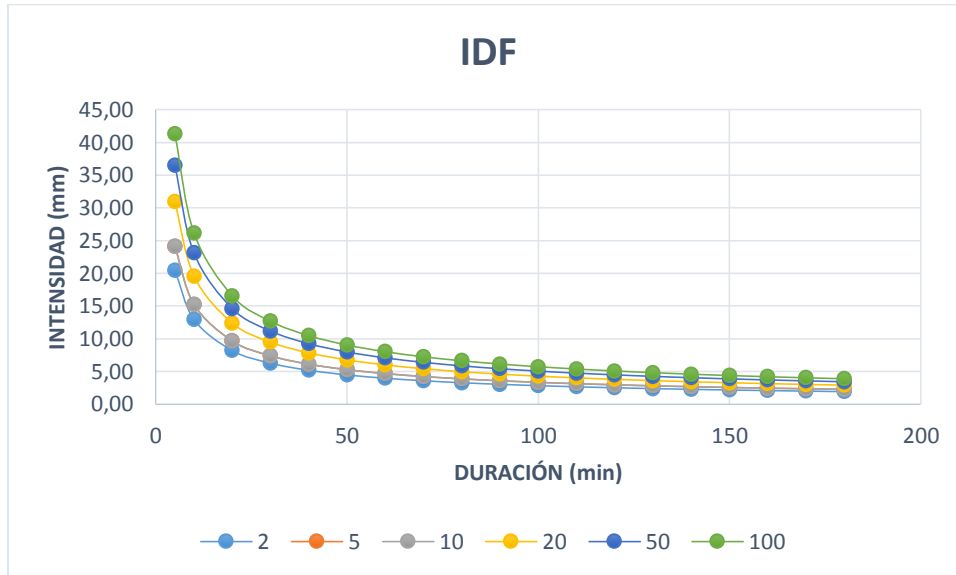
Fuente: Corporación Autónoma Regional Cundinamarca

Grafico 5.Curva doble de masa estación Guaduas



Fuente: Autores

Grafico 6.Curvas IDF estación San Isidro Guaduas



Fuente: Autores

Tabla 36. Precipitaciones máximas mensuales en 24 horas estación Agua Fría

C A R - CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA

SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica

VALORES TOTALES MENSUALES DE PRECIPITACIÓN, MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACIÓN : 2306033 AGUA FRÍA

Latitud: 0506 N X=N=1056980 Departamento: CUNDINAMARCA Corriente: Q. CHARCÓN Categoría: PM
 Longitud: 7428 W Y=E=957820 Municipio: QUEBRADANEGRA Cuenca: R. TOBIA Fecha Instalación: 5/01/1995
 Elevación: 750 m.s.n.m Oficina Provincial 6 GUALIVÁ Fecha Suspensión

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE
2006	22	37	65	44	28	17	7	13	19	45	56	77
2007	22			40	50	33	38	22	39	70	42	57
2008	36	38	36	25	67	19	28	35	13	34		16
2009	46	10	36	38	41	22	10	37	18	40	20	93
2010	37	47	41	38	88	14	17	57	19	71	43	31
2011	32	46	39	63	43	37	30	13	16	76	43	39
2012	15	17	15	26	27	6	13	9	19	82	22	28
2013	13	17	53	45	49	9	7	11	55	40	39	32

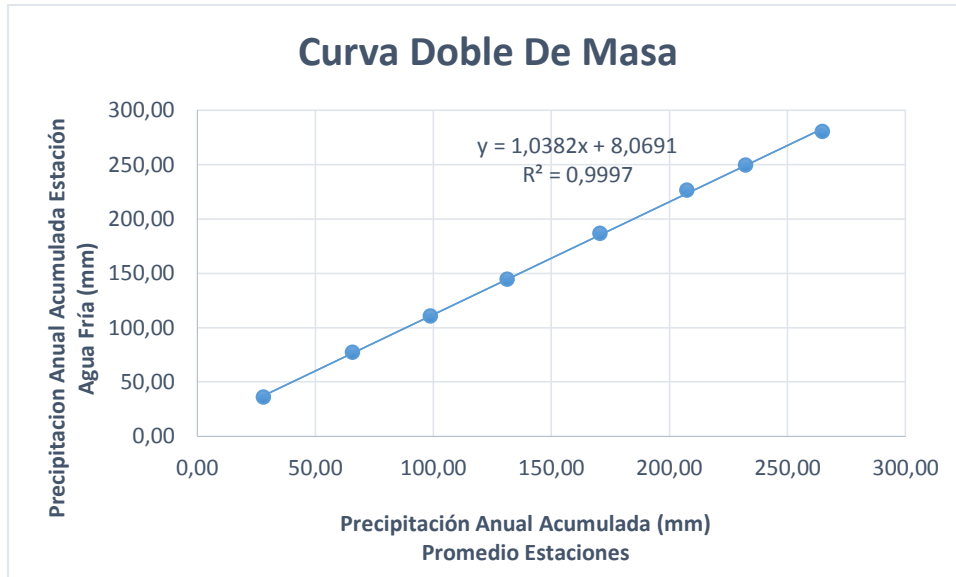
Fuente: Corporación Autónoma Regional Cundinamarca

Tabla 37. Datos faltantes estación Agua Fría

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	PROMEDIO
2006	22	37	65	44	28	17	7	13	19	45	56	77	35,83
2007	22	41	39	40	50	33	38	22	39	70	42	57	41,14
2008	36	38	36	25	67	19	28	35	13	34	51	16	33,15
2009	46	10	36	38	41	22	10	37	18	40	20	93	34,25
2010	37	47	41	38	88	14	17	57	19	71	43	31	41,92
2011	32	46	39	63	43	37	30	13	16	76	43	39	39,75
2012	15	17	15	26	27	6	13	9	19	82	22	28	23,25
2013	13	17	53	45	49	9	7	11	55	40	39	32	30,83
PROMEDIO	27,875	30,29	40,714	39,88	49,125	19,625	18,75	24,625	24,75	57,25	37,857	46,625	35,02

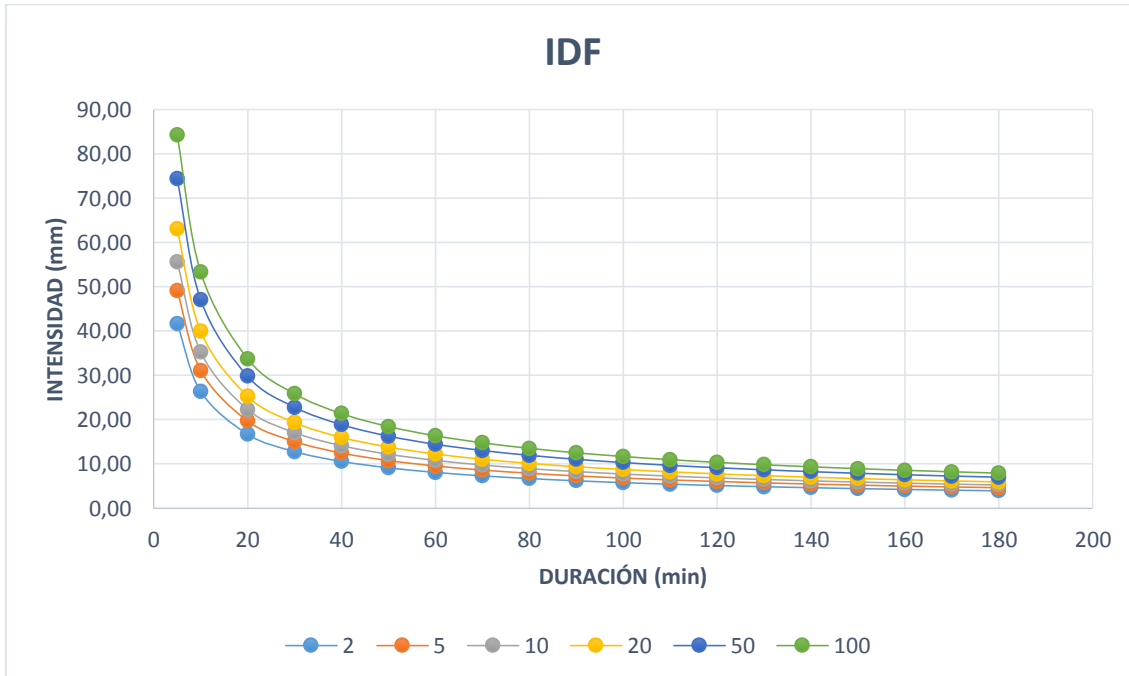
Fuente: Corporación Autónoma Regional Cundinamarca

Grafico 7.Curva doble de masa estación Agua Fría



Fuente: Autores

Grafico 8.Curvas IDF estación San Isidro Agua Fría



Fuente: Autores

ANEXO 3. FOTOGRAFÍAS IN SITU BOCATOMA

Fotografía 1. Captación Actual



Fuente: Autores

Fotografía 2. Llegada del agua al tanque de 40x40(cm)



Fuente: Autores

ANEXO 4. FOTOGRAFÍAS IN SITU DESARENADOR

Fotografía 3.Tanque Desarenador



Fuente: Autores

Fotografía 4. Agrietamiento en el tanque sedimentador



Fuente: Autores

ANEXO 5. FOTOGRAFIAS IN SITU CANALETA PARSHALL

Fotografía 5. Canaleta Parshall sección longitudinal



Fuente: Autores

Fotografía 6. Canaleta Parshall sección transversal



Fuente: Autores

ANEXO 6. FOTOGRAFIAS IN SITU FLOCULADOR DE FLUJO HORIZONTAL

Fotografía 7.Floculador de flujo horizontal



Fuente: Autores

Fotografía 8.Floculador de flujo horizontal



Fuente: Autores

ANEXO 7. FOTOGRAFIAS IN SITU FLOCULADOR TIPO ALABAMA

Fotografía 9. Floculador tipo Alabama



Fuente: Autores

Fotografía 10. Floculador tipo Alabama



Fuente: Autores

ANEXO 8. FOTOGRAFIAS IN SITU SEDIMENTADOR

Fotografía 11. Sedimentador



Fuente: Autores

Fotografía 12. Sedimentador



Fuente: Autores

ANEXO 9. FOTOGRAFIAS IN SITU FILTROS

Fotografía 13. Filtros



Fuente: Autores

Fotografía 14. Filtro



Fuente: Autores

ANEXO 10. PLANO BOCATOMA

ANEXO 11. PLANO DESARENADOR

ANEXO 12. PLANO CANALETA PARSHALL

ANEXO 13. PLANO FLOCULADOR

ANEXO 14. PLANO SEDIMENTADOR

ANEXO 15. PLANO FILTROS

ANEXO 16. INFORMACIÓN RECOLECTADA EN CAMPO