

**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DEL ACUEDUCTO VEREDAL DEL
ALTO DEL RAMO DE MUNICIPIO DE CHIPAQUE CUNDINAMARCA**

MISAELE DUARDO SANDOVAL CHAPARRO

CÓDIGO: 502595

GERMAN ALONSO PARRADO ROZO

CÓDIGO: 504470



UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
MODALIDAD DE TRABAJO PRÁCTICA SOCIAL
BOGOTÁ
2018**

**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO HIDRÁULICO DEL ACUEDUCTO VEREDAL DEL
ALTO DEL RAMO DE MUNICIPIO DE CHIPAQUE CUNDINAMARCA**

**NOMBRE: MISAEL EDUARDO SANDOVAL
CÓDIGO: 502595
NOMBRE: GERMAN ALONSO PARRADO ROZO
CÓDIGO: 504470**

**Trabajo de grado para optar al Título de
Ingeniero Civil**

**Docente Asesor:
Henry Alberto Córdoba
Ingeniero Civil**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
de Colombia**

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
MODALIDAD DE TRABAJO PRÁCTICA SOCIAL
BOGOTÁ
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.

NOTA DE ACEPTACIÓN

PRESIDENTE DEL JURADO

JURADO

JURADO

Bogotá, mayor, 2018

CONTENIDO

	PÁG.
INTRODUCCIÓN	15
1. GENERALIDADES	16
1.1 ANTECEDENTES	16
1.2 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	17
1.2.1 Planteamiento del Problema	17
1.2.2 Formulación del problema	19
1.3 OBJETIVOS	19
1.3.1 Objetivo general	19
1.3.2 Objetivos específicos.	19
1.4 JUSTIFICACIÓN	19
1.5 DELIMITACIÓN	20
1.5.1 Espacio	20
1.5.2 Tiempo	20
1.5.3 Contenido	20
1.5.4 Alcance	20
1.6 MARCO DE REFERENCIA	20
1.5.1 Marco teórico.	20
1.6.1.1 Sistema de abastecimiento de agua	20
1.6.1.2 Tipos de acueductos.	22
1.6.1.3 Componentes del Sistema de Acueducto	23
1.6.2 Marco conceptual	25
1.6.3 Marco legal	27
1.5.4 Estado del arte.	27
1.7 METODOLOGÍA	28
2. CARACTERIZACIÓN DEL MUNICIPIO Y ANÁLISIS DE LA HIDROLOGÍA	30
2.1 GENERALIDADES DEL MUNICIPIO	30
2.1.1 Ubicación geográfica del Municipio	30
2.1.2 Sistema hídrico	31
2.1.2.1 Características Físicas	31
2.1.2.2 Características hidrológicas	33
2.1.2.3 Desarrollo de las Características Morfométricas de la Cuenca Hidrográfica N°2	35
2.1.2.4 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia IDF	35
2.1.2.5 Precipitación Máxima Promedio Anual en 24 horas.	39
2.1.2.6 Curvas duración de caudales	39
2.1.2.7 Transposición de datos de caudal	41
2.1.2.8 Caudal mínimo de la estación y transposición de caudal mínimo proyecto Vereda Alto de Ramo.	43
2.1.2.9 Calculo Sección Transversal de la Cuenca de la Vereda Alto del Ramo	45

2.1.2.10	Calculo del aforo.	45
2.1.2.11	Descripción del sitio de aforo	45
2.1.3	Clima	46
2.1.3.1	Precipitación	47
2.1.3.2	Temperatura Media	47
2.1.3.3	Vientos	48
3.	DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN ACUEDUCTO EXISTENTE EN LA VEREDA DEL ALTO DEL RAMO DE MUNICIPIO DE CHIPAQUE CUNDINAMARCA	49
3.1	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE ACUEDUCTO VEREDAL ALTO DEL RAMO MUNICIPIO DE CHIPAQUE	49
3.1.1	Información general sistema de acueducto	49
3.2	EVALUACIÓN COMPONENTES FÍSICOS E INFRAESTRUCTURA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO	51
3.2.1	Análisis de resultados	53
3.3	CUMPLIMIENTO DE REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SEGÚN NORMATIVIDAD (RESOLUCIÓN 0330 DE 2017)	54
4.	PROYECCIÓN DE LA DEMANDA	57
4.1	NIVEL DE COMPLEJIDAD PARA EL DISEÑO DEL ACUEDUCTO	57
4.2	PROYECCIÓN DE LA DEMANDA	57
4.2.1	Interpolación para cálculo de la proyección de la población	59
4.3	CÁLCULOS DE LA DOTACIÓN DE LA VEREDA ALTO DEL RAMO	61
4.3.1	Dotación neta	61
4.3.2	Dotación bruta	62
4.3.3	Caudal medio diario.	62
4.3.4	Caudal máximo diario	63
4.3.5	Caudal máximo horario	63
4.3.6	Proyección de consumo	64
5.	DISEÑO DEL ACUEDUCTO	65
5.1	DISEÑO DE BOTACOMA	65
5.1.1	Diseño de la Presa	65
5.1.2	Diseño de la rejilla	65
5.1.3	Canal de Aducción	66
5.1.4	Diseño del Cámara de Recolección	67
5.1.5	Cálculo del caudal de excesos	67
5.2	DISEÑO DE LA ADUCCIÓN	69
5.3	DISEÑO DEL DESARENADOR	71
5.4	CONDUCCIÓN	73
5.5	TANQUES DE ALMACENAMIENTO	74
5.6	RED DE DISTRIBUCIÓN ACTUAL	76
5.6.1	Cálculos Tanque 1	76
5.6.2	Cálculos Tanque 2.	76

5.6.3 Simulación EPANET	77
5.7 RED DE DISTRIBUCIÓN PROYECTADA	79
5.7.1 Cálculos proyectados para el tanque 1.	79
5.7.2 Cálculos proyectados para el tanque 2	79
5.8 CÁLCULOS DE LA BOMBA	81
5.8.1 Caudal de Diseño	81
5.8.2 Caudal de los Diámetros	82
5.8.2.1 Tubería de impulsión.	82
5.8.3 Calculo De La Altura Dinámica De Elevación.	83
5.8.4 Cálculos Tubería de succión.	83
5.8.5 Cálculo de la potencia de la bomba.	85
5.8.7 Cálculo de la Potencia de la bomba.	86
5.8.8 Selección de la bomba	86
6. EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA EXISTENTE	89
6.1 CARACTERIZACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO	89
6.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	89
6.3 APLICACIÓN DE PRODUCTOS	92
6.4 PRUEBAS DE LABORATORIO CALIDAD DEL AGUA	93
7. SUGERENCIAS PARA OPTIMIZACIÓN DEL ACUEDUCTO	98
8. PROPUESTA ECONÓMICA	100
9. CONCLUSIONES	102
10. RECOMENDACIONES	103
BIBLIOGRAFÍA	104

LISTA DE CUADROS

	Pág.
Cuadro 1. Red Hidrográfica de Chipaque	31
Cuadro 2. Clasificación de Cuencas Hidrográficas a la que Pertenece el Municipio de Chipaque	32
Cuadro 3. Fuentes Abastecedoras Autorizadas por Corporinoquia para el Municipio de Chipaque	33
Cuadro 4. Precipitaciones Información Estación Santa María de Usme	33
Cuadro 5. Resumen Precipitaciones de Información Máximos y Mínimos Estación Santa María de Usme	33
Cuadro 6. Características Fisiográficas y morfométricas de la Cuenca hidrográfica n° 2	35
Cuadro 7. Coeficientes de Regresión de Acuerdo a la Región Colombiana	37
Cuadro 8. Sistema de Información Estación Caraza	39
Cuadro 9. Resumen de caudales de Información Máximos y Mínimos Estación Caraza	40
Cuadro 10. Curva de Duración de Caudales	40
Cuadro 11. Curva de Duración de Caudales Vereda Alto del Ramo	41
Cuadro 12. Cálculos Trasposición de Caudales para Hallar la Curva de Duración de Caudales del Proyecto	42
Cuadro 13. Cálculo de Caudal de Diseño Utilizando la Distribución Gumbel	44
Cuadro 14. Resultados de Cálculos	44
Cuadro 15. Caudal de Diseño por Gumbel	45
Cuadro 16. Aspectos Generales de Funcionamiento Acueducto	50
Cuadro 17. Descripción y Evaluación Bocatoma	52
Cuadro 18. Formato de Verificación Cumplimiento Requisitos Normatividad	54
Cuadro 19. Nivel de Complejidad del Sistema	57
Cuadro 20. Proyección de la Población para Interpolación	59
Cuadro 21. Distribución Espacial de la Población Rural del Municipio	60
Cuadro 22. Proyección de la Población Vereda Alto del Ramo Municipio Chipaque	61
Cuadro 23. Dotación Neta Máxima por Habitante Según la Altura Sobre el	62
Cuadro 24. Caudales de Diseño Acueducto Vereda Alto del Ramo	64
Cuadro 25. Proyección de Consumo Acueducto Vereda Alto del Ramo	64
Cuadro 26. Caudales para el Diseño	65
Cuadro 27. Cálculos para el Diseño de la Presa	65
Cuadro 28. Cálculos para el Diseño de la Rejilla	66
Cuadro 29. Cálculos Canal de Aducción	66
Cuadro 30. Diseño Cámara de Recolección	67
Cuadro 31. Cálculos Caudal de Excesos	67
Cuadro 32. Aducción	70
Cuadro 33. Cálculos para el Diseño del Desarenador	71
Cuadro 34. Cálculos Vertedero de Entrada	72

Cuadro 35. Cálculos Vertedero de Salida	72
Cuadro 36. Datos de entrada para Cálculos de Diseño Desarenador	73
Cuadro 37. Conducción para el Acueducto	73
Cuadro 38. Cálculos para el Diseño del tanque suministro por bombeo continuo	74
Cuadro 39. Volumen Tanque de Almacenamiento	75
Cuadro 40. Cálculos para el Diseño del tanque elevado suministro por bombeo	75
Cuadro 41. Volumen Tanque de Almacenamiento	75
Cuadro 42. Tanque 1	76
Cuadro 43. Tanque 2	77
Cuadro 44. Tanque 1	79
Cuadro 45. Tanque 2	79
Cuadro 46. Calculos INICIALES	81
Cuadro 47. Longitudes Equivalentes	84
Cuadro 48. Longitudes Equivalentes	84
Cuadro 49. Cálculo Potencial de la Bomba	85
Cuadro 50. Cálculos de la Bomba	87
Cuadro 51. Pruebas de Calidad Físico Químicas del Agua	95
Cuadro 52. Presupuesto para la construcción del Acueducto	100

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Localización de las Estructuras que Confirman el Sistema de Acueducto	18
Figura 2. Importancia del Acueducto	21
Figura 3. Componentes del Sistema de Acueducto Subterráneo	22
Figura 4. Componentes del Sistema de Acueducto	24
Figura 5. Marco Conceptual del Proyecto	26
Figura 6. Acueducto Vereda “La Lucha” Municipio De Coello	28
Figura 7. Diagrama de Actividades	29
Figura 8. Localización Municipio de Chipaqué	30
Figura 9. Mapa del Sistema Hídrico del Municipio	32
Figura 10. Cuenca Hidrográfica Alto del Ramo Estación 1	34
Figura 11. Parámetros Regionales de Ajuste de Regresión	36
Figura 12. Curvas IDF	37
Figura 13. Hietograma de Período de Retorno del Caudal a 2.33 Años	38
Figura 14. Hietograma de Período de Retorno del Caudal a 10 Años	38
Figura 15. Curva de Duración de Caudales	41
Figura 16. Curva de Duración de Caudales cuenca Vereda Alto del Ramo	43
Figura 17. Sitio de Aforo – Quebrada el Oso	46
Figura 18. Sección transversal de la que cuenca por el programa H canales	46
Figura 19. Precipitación en Chipaque	47
Figura 20. Temperatura Municipio de Chipaque	48
Figura 21. Mapa Componentes Acueducto Veredal Alto del Ramo	50
Figura 22. Proyección de la Población Municipio de Chipaque	58
Figura 23. Población Chipaque	59
Figura 24. Interpolación de la Población	60
Figura 25. Proyección Población Vereda Alto del Ramo	61
Figura 26. Rejilla	66
Figura 27. Resultados Cálculos elementos de la Bocatoma usado el programa Aya	68
Figura 28. Diseño de Bocatoma Acueducto Vereda Alto del Ramo	69
Figura 29. Características Tubería a Flujo Libre para Aducción de Acueducto	70
Figura 30. Red modelada en EPANET	77
Figura 31. Tabla General Red de Nudos	78
Figura 32. Tabla General Red de Líneas	78
Figura 33. Modelo Alternativo Acueducto Alto de Ramo	80
Figura 34. Red de Líneas	80
Figura 35. Red de Nudos	81
Figura 36. Cálculos características para la tubería	82
Figura 37. Características de la Tubería de succión	83
Figura 38. Bomba seleccionada	86
Figura 39. Curva Característica	87

Figura 40. Curva del Sistema	87
Figura 41. Eficiencia del Sistema	88
Figura 42. Características del Sistema de Bombeo	88
Figura 43. Canaleta Parshall 3" Planta de Tratamiento	90
Figura 44. Bomba Diafragma	90
Figura 45. Válvula de Desagüe de Lodos	91
Figura 46. Planta Potabilizadora	92
Figura 47. Toma de Muestras de Agua para Laboratorios	93
Figura 48. Registro Fotográfico Pruebas Calidad de Agua	94
Figura 49. Resultado Laboratorio de Coliformes	96

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Cálculos de la infiltración hidrológica	107
Anexo B. Cálculos de la IDF	108
Anexo C. Hidrología	109
Anexo D. Evaluación Elementos del Sistema de Acueducto Actual	110
Anexo E. Procedimientos para Cálculo de la Proyección de la Demanda	111
Anexo F. Planos arquitectónicos de las estructuras	112

GLOSARIO

ADUCCIÓN: componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión.

AGUA CRUDA: agua superficial o subterránea en estado natural; es decir, que no ha sido sometida a ningún proceso de tratamiento.

AGUA POTABLE: agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos es apta y aceptable para el consumo humano y cumple con las normas de calidad de agua.

ALMACENAMIENTO: Acción destinada a almacenar un determinado volumen de agua para cubrir los picos horarios y la demanda contra incendios

BORDE LIBRE: espacio comprendido entre el nivel máximo esperado del agua fijado por el sistema de rebose y la altura total de la estructura de almacenamiento.

CAUDAL DE DISEÑO: caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado.

CAUDAL MÁXIMO DIARIO: consumo máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

CAUDAL MÁXIMO HORARIO: consumo máximo durante una hora, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

CAUDAL MEDIO DIARIO: consumo medio durante veinticuatro horas, obtenido como el promedio de los consumos diarios en un período de un año.

ESTACIÓN DE BOMBEO: componente destinado a aumentar la presión del agua con el objeto de transportarla a estructuras más elevadas

FUENTE DE ABASTECIMIENTO DE AGUA: depósito o curso de agua superficial o subterráneo, natural o artificial, utilizado en un sistema de suministro de agua.

FUGAS: cantidad de agua que se pierde en un sistema de acueducto por accidentes en la operación, tales como rotura o fisura de tubos, rebose de tanques, o fallas en las uniones entre las tuberías y los accesorios.

GOLPE DE ARIETE: fenómeno hidráulico de tipo dinámico oscilatorio, causado por la interrupción violenta del flujo en una tubería, bien por el cierre rápido de una válvula o apagado del sistema de bombeo, que da lugar a la transformación de la energía cinética en energía elástica, tanto en el flujo como en la tubería, produciendo sobre elevación de la presión, sub presiones y cambios en el sentido de la velocidad del flujo.

OPTIMIZACIÓN: proceso de diseño y/o construcción para lograr la mejor armonía y compatibilidad entre los componentes de un sistema o incrementar su capacidad o la de sus componentes, aprovechando al máximo todos los recursos disponibles. Pérdidas menores Pérdida de energía causada por accesorios o válvulas en una conducción de agua.

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN: pérdida de energía causada por los esfuerzos cortantes del flujo en las paredes de un conducto.

PERÍODO DE DISEÑO: tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes de éste, en el cual su(s) capacidad(es) permite(n) atender la demanda proyectada para este tiempo.

POBLACIÓN DE DISEÑO: población que se espera atender por el proyecto, considerando el índice de cubrimiento, crecimiento y proyección de la demanda para el período de diseño.

INTRODUCCIÓN

En Colombia, se observan deficiencias en los acueductos veredales, ya que éstos no cuentan con la infraestructura, para la captación, potabilización y suministro de agua apta para el consumo humano y realización de actividades que involucren el uso de este recurso. Razón por la cual este proyecto se enfoca a la optimización del sistema de acueducto de la vereda Del Alto del Ramo Municipio de Chipaqué Cundinamarca, teniendo en cuenta que éste es un acueducto rústico que fue construido por la comunidad sin tener en cuenta las especificaciones técnicas y elementos necesarios que conforman un sistema de este tipo, presentando una deficiencia de suministro de agua, y de baja calidad.

Para el desarrollo del proyecto se realizarán actividades de diagnóstico y evaluación del sistema que existe en la actualidad, caracterización socio económica y demográfica de la vereda, así como estudios de condiciones geográficas y demanda real de agua, para identificar los requerimientos necesarios para el diseño y optimización del nuevo sistema de acueducto, el cual deberá cumplir con las necesidades de captación, distribución y suministro de la población con las estipulaciones de la normatividad colombiana aplicada a este tipo de obras.

Se efectuará un análisis a las estructuras hidráulicas actuales; Bocatoma, Aducción, Planta de Tratamiento compacta, y conducción, una descripción gráfica con ubicación de estructuras y posteriormente la optimización. Conociendo que la cuenca quebrada blanca es la principal fuente de abastecimiento, donde su agua proviene del nacimiento de la parte alta del boquerón, está localizada a una distancia de 10 Km de Bogotá sobre la vía que conduce a Chipaque (Cundinamarca)

Se ha elegido esta vereda porque se ha presenciado las problemáticas de un sistema sin una optimización adecuada por la cual la población se ve afectada por la potabilización y abastecimiento y bombeo en algunas zonas de la vereda.

1. GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

El trabajo titulado “Diseño Hidráulico De Una Planta De Potabilización De Agua En La Vereda De San Antonio De Anapoima”¹ desarrollado por estudiantes de la universidad Católica de Colombia, mostró que del recurso hídrico con el cual se estaba abasteciendo la vereda objeto de estudio, no era apto para el consumo humano, concluyendo que el servicio prestado por el acueducto era ineficiente y costoso para la comunidad, por tanto, se presentaba la necesidad de emprender medidas de mejora que garantizaran que la población recibieran agua de calidad para su bienestar; por lo tanto, el proyecto planteó una solución enfocada a mejorar la calidad de vida de la comunidad, mediante la construcción de una Planta de Potabilización con todos los parámetros que indica la normatividad colombiana, y el diseño del sistema hidráulico para el abastecimiento de agua potable a esta vereda; realizando así mismo, un análisis según el nivel de complejidad del proyecto para determinar los tipos de procesos que se indican en la norma, y los cuales se deberían seguir y cumplir.

Por otro lado, el Periódico El Campesino, en su artículo “Acueductos rurales, herramienta para la dignidad del campo” expresa que “El acueducto rural es fundamental para dignificar la vida de los campesinos”. Ayuda a las personas a que tengan una calidad de vida formal e importante que lleve a la sostenibilidad de sus hogares y poder así avanzar en sus proyectos personales como familia”², y para los diferentes grupos poblacionales garantizan cobertura de abastecimiento de agua y manejo de aguas residuales, el suministro de agua potable, la continuidad en la prestación de los sistemas, evita descargas directas a cuerpos de agua para el caso de soluciones de saneamiento, donde éstos deben estar en perfectas condiciones, tanto estructurales como de operación y funcionamiento, su infraestructura debe ser adecuada para responder con la demanda real de agua según la cantidad de personas y hogares que se va a abastecer.

Finalmente, y como base para el desarrollo del proyecto se tienen la “Guía metodológica para la elaboración de programas de optimización de sistemas de acueductos” realizada por estudiantes de Especialización en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente, de la Escuela Colombiana de Ingeniería, en la que se mencionan que en Colombia la mayoría de las pequeñas comunidades no cuentan con un buen servicio de agua potable, la infraestructura es inadecuada lo que ocasiona riesgo a la salud humana, pérdida de agua en el sistema y erosión hacia

¹ PULIDO MUÑOZ, Harry Sebastián y CARRILLO BERNAL, MANUEL Fernando. Diseño Hidráulico De Una Planta De Potabilización De Agua En La Vereda De San Antonio de Anapoima. Bogotá: Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería Civil. Modalidad trabajo de grado, 2016.

² PERIÓDICO EL CAMPESINO. Acueductos rurales, herramienta para la dignidad del campo [en línea]. Bogotá: El Periódico [citado 10 septiembre, 2017]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.elcampesino.co/acueductos-rurales-herramienta-para-la-dignidad-del-campo/>>

el suelo, haciendo que los sistemas se vuelvan inestables, por lo que, “la optimización de los acueductos busca en primer lugar evitar problemas de falta de servicio con sus consecuencias sanitarias y en segundo lugar, pérdidas económicas debido a lo costoso que puede resultar de la falta de mantenimiento, la adecuada operación de cada uno de los componentes del sistema y el uso inadecuado del recurso hídrico”³.

De acuerdo con lo anterior, se puede establecer la importancia que tiene abordar el tema de abastecimiento de agua en zonas veredales, mediante sistemas de acueductos en el territorio colombiano, más aún cuando éste tiene recursos hídricos suficientes para abastecer las diferentes zonas del territorio nacional con agua potable apta para el consumo, y para la realización de actividades de desarrollo económico; es por esto que, se realizó este proyecto de grado, ya que con él se pretende brindar alternativas para mejorar la calidad de vida de los habitantes de la Vereda del Alto del Ramo del Municipio de Chipaqué Cundinamarca, mediante la optimización de su sistema de acueducto, ya que éste debe ser optimizado para prestar un servicio de manera eficiente, cuyo aprovisionamiento satisfaga las necesidades de los habitantes de esta comunidad, siendo esta la segunda más grande del municipio, con un promedio del 10,8 % de la población rural censo realizado por el Dane en los años 1985, 1993 y 2005, además que la población beneficiada será alrededor de 590 habitantes siendo esta vereda una de más concurridas por la proximidad a Bogotá .

1.2 PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Planteamiento del Problema. El acueducto de la vereda Alto del Ramo Municipio de Chipaqué Cundinamarca, fue construido por la comunidad cuando se evidenció la problemática que a diario tenía que enfrentar sus pobladores por la falta de agua, esto, por no tener un sistema de abastecimiento adecuado y que en la actualidad presenta graves fallas no sólo de suministro, si no en su estructura, pues no cumplen con un diseño para un mejor desempeño del diseño hidráulico.

Así mismo, este acueducto fue construido sin tener en cuenta un diseño para este tipo de obras hidráulicas, pues el sistema solo cuenta con una bocatoma lateral que tiene una capacidad pequeña de 1.5 l/s con una línea de aducción corta que presenta en ocasiones obstrucciones por sedimentos de gran tamaño, los cuales tapan la tubería, que es de PVC de 2”, llegando hasta el tanque; así mismo, carece de los componentes y estructuras básicas como lo sugiere la resolución 330 del 2017, propias de los acueductos en Colombia, las cuales son desarenador y tanques, esto hace que la planta de tratamiento también se esté viendo afectada, pues que todo los sedimentos están llegando a ésta sin ningún control

³ PIMIENTA VERA, Johana Patricia. Guía metodológica para la elaboración de programas de optimización de sistemas de acueductos. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. Centro de Estudios Hidráulicos. Modalidad trabajo de Especialización en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente, 2013. p. 13

de recolección de los mismos, haciendo que el agua que medianamente llega a los hogares, no esté en condiciones aptas para su consumo.

Adicional a esto, el suministro de agua es deficiente, pues no cuenta con una cobertura total de la vereda y sus zonas aledañas, ya que el sistema no tiene la capacidad de llegar a los hogares que se encuentran en las zonas altas de la vereda.

De acuerdo con lo anterior se requiere de una intervención urgente para optimizar el sistema de acueducto, la cual permita garantizar el suministro de agua potable a toda la población en forma constante, pues, según la Constitución Política de Colombia, el acceso al servicio de agua potable, es fundamental para la vida humana. “El abastecimiento adecuado de agua de calidad para el consumo humano es necesario para evitar casos de morbilidad por enfermedades como el cólera y la diarrea”⁴; y como se puede observar el acueducto de la Vereda Del Alto del Ramo no sólo presenta problemas con la calidad del agua, sino que también tiene deficiencias para que la población tenga acceso a una cantidad mínima de agua potable al día, Por esto es importante que el servicio de acueducto no sólo tenga una cobertura universal, sino que sea continuo (véase la Figura 1).

Figura 1. Localización de las Estructuras que Confirman el Sistema de Acueducto



Fuente. GOOGLE MAPS. Localización quebrada [en línea]. Bogotá: Google Maps [citado 10 octubre, 2017].

⁴ FONDO DE LAS NACIONES UNIDAS PARA LA INFANCIA O UNICEF. El agua potable y el saneamiento básico en los planes de desarrollo. Capítulo 1: El estado del agua, el alcantarillado y los residuos sólidos en los municipios [en línea]. Bogotá: UNICEF [citado 13 septiembre de 2017]. Disponible en Internet: <URL: <https://www.unicef.org/colombia/pdf/Agua3.pdf>>

1.2.2 Formulación del problema. ¿Con la optimización del acueducto de la vereda del Alto del Ramo Municipio de Chipaqué Cundinamarca, se garantizará la cobertura y suministro constante de agua potable lo más apta posible para el consumo humano?

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general. Optimizar el sistema de acueducto existente en la vereda Alto de Ramo (FUDAVEAR) en el municipio de Chipaque Cundinamarca de acuerdo la normatividad vigente para este tipo de obras civiles, con el fin de garantizar el correcto funcionamiento de su infraestructura y el suministro de agua potable a la población.

1.3.2 Objetivos específicos.

- Realizar el diagnóstico y evaluación de las condiciones actuales, bajo las cuales funciona el acueducto de la vereda Alto de Ramo (FUDAVEAR) en el municipio de Chipaque, teniendo en cuenta su infraestructura y operación, con el fin de identificar las principales fallas y falencias que provocan la mala prestación del servicio a la población.
- Identificar los requerimientos técnicos, estructurales y obras civiles necesarias para optimizar el acueducto de la Vereda, teniendo en cuenta la normatividad para este tipo de proyectos.
- Realizar la caracterización y proyección de la población de la vereda, con el fin de estimar la demanda real para el suministro de agua potable.
- Realizar estudios de laboratorios en la universidad Católica de Colombia para constatar la calidad el agua consumida por la población.
- Diseñar la propuesta para la optimizar el sistema de acueducto en la vereda Alto de Ramo (FUDAVEAR), de acuerdo con los requerimientos establecidos en los objetivos anteriores, y estimando los costos para la realización del proyecto.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Con este trabajo se busca desarrollar una investigación que brinde la posibilidad de realizar actividades prácticas donde se apliquen los conocimientos teóricos adquiridos, en pro del beneficio social, ya que la labor como futuros ingenieros civiles es diseñar, ejecutar y administrar proyectos relacionados con infraestructura, en este caso obras hidráulicas, haciendo un manejo adecuado de los recursos hídricos.

Finalmente, este proyecto quiere realizar como aporte de uno de los autores, para el desarrollo de esta vereda del Alto del Ramo, siendo éste habitante de la misma, y que, sintiendo preocupación por el futuro de sus pobladores, desea aprovechar los conocimientos adquiridos, para de esta manera contribuir con el crecimiento y mejoramiento de la calidad de vida de las personas.

1.5 DELIMITACIÓN

1.5.1 Espacio. La primera parte de la investigación se desarrolló en la Vereda Alto del Ramo municipio de Chipaque, en donde se hizo el levantamiento de información primaria con las visitas técnicas realizadas al sistema de acueducto y a la vereda. La segunda parte de la investigación se llevó a cabo en la ciudad de Bogotá en la sede de la Universidad Católica de Colombia.

1.5.2 Tiempo. La investigación fue realizada durante 3 meses, desde el 1 de febrero hasta el 30 de abril de 2018.

1.5.3 Contenido.

1.5.4 Alcance. El alcance de la investigación fue el siguiente:

- Presentación del diagnóstico y evaluación de las características estructurales y operativas del acueducto de la vereda Alto de Ramo (FUDAVEAR).
- Caracterización y cálculo de requerimientos técnicos, estructurales y obras civiles necesarias para optimizar el acueducto de la Vereda, teniendo en cuenta la normatividad para este tipo de proyectos.
- Propuesta del modelo de optimización del sistema de acueducto en la vereda Alto de Ramo (FUDAVEAR)

1.6 MARCO DE REFERENCIA

1.5.1 Marco teórico.

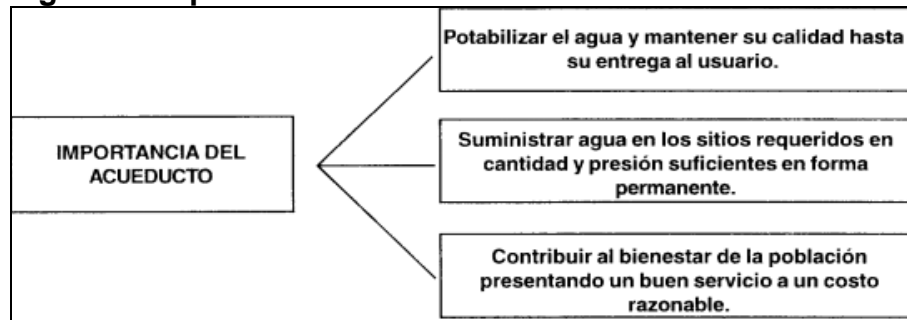
1.6.1.1 Sistema de abastecimiento de agua. Un sistema de abastecimiento de agua es aquel que capta el agua desde una fuente hídrica, la cual puede ser naciente, de un pozo, río o quebrada, y que es transportada a través de tuberías, hasta llevar a las unidades de vivienda rurales o urbanas, o hacia una fuente de uso público encargada de suministrar el agua a personas que no tiene en su casa. Al respecto, la empresa Care Internacional-Avina comenta que “El sistema de agua lo conforman los diferentes elementos y componentes de la obra física así como las actividades que se realizan para el adecuado tratamiento,

almacenamiento y distribución del agua”⁵, por lo que, tanto diseño como construcción y administración del acueducto, requiere de una planificación cuidadosa que garantice que el agua suministrada a las personas sea limpia y apta para el consumo humano. Adicionalmente, “el sistema de abastecimiento tiene como beneficio adicional ahorro de tiempo y esfuerzo. Es necesario saber calcular también la presión, la velocidad; y el tamaño y mejor ubicación de las tuberías y obras de concreto como tanques de almacenamiento y captaciones”⁶.

Por otro lado, el diseño del acueducto debe contemplar estudios topográficos de la zona que incluyan altitudes, distancias, localización de viviendas, estaciones y demás lugares hasta donde se desea que llegue el agua.

Todo lo anterior refleja la importancia de un sistema de acueducto en el diario vivir de las comunidades, como se muestra a continuación (véase la Figura 2).

Figura 2. Importancia del Acueducto



Fuente. UNIVERSITAT DE GIRONA. Tipos de acueducto [en línea]. Provincia de Gerona: La Universidad, 2014

Por otro lado, las empresas de acueducto son organizaciones encargadas de prestar el servicio de agua potable y saneamiento básico en los municipios, en favor de la población y tiene como objetivo:

- ✓ Planear, estudiar y proyectar los servicios
- ✓ Construir las instalaciones de los sistemas de los acueductos
- ✓ Administrar y mantener los acueductos de la cada localidad con tarifas costeables.

⁵ CARE INTERNACIONAL-AVINA. Operación y mantenimiento de sistemas de agua potable. Quitó: Programa Unificado de Fortalecimiento de Capacidades, 2012. p. 14

⁶ SANABRIA, Alfonso. Operación y mantenimiento de Sistemas de abastecimiento de agua [en línea]. Bogotá: International Union for Conservation of Nature (IUCN) [citado 28 agosto, 2017]. Disponible en Internet: <URL: https://cmsdata.iucn.org/downloads/3_5_fasciculo_4___operacion_y_mantenimiento.pdf

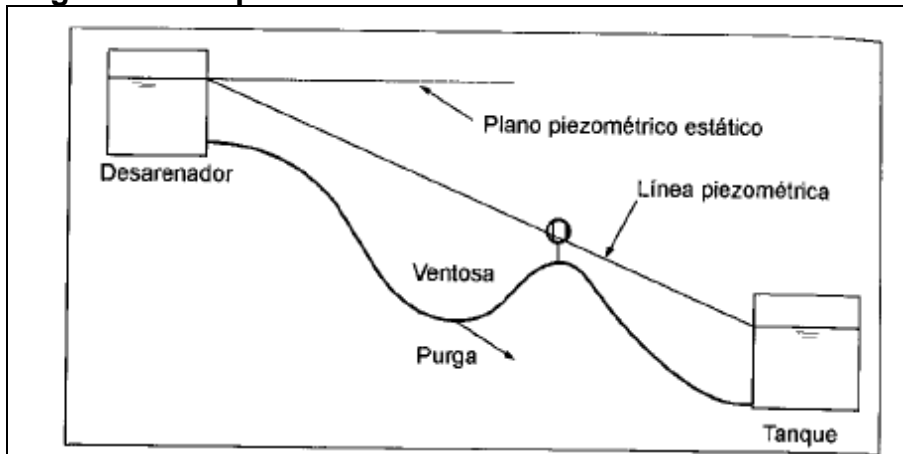
1.6.1.2 Tipos de acueductos.

➤ **Acueducto por gravedad.** Este sistema se caracteriza por que su fuente de captación de agua, se encuentra ubicada en un nivel más alto que la comunidad a la que llegará el líquido, el cual baja por gravedad es decir por la acción de su propio peso, hasta el tanque de almacenamiento y de éste a la red de distribución domiciliaria. En este sistema el control del agua se hace mediante el uso de válvulas, que garantizan la llegada del servicio en forma adecuada a hogares o fuentes públicas.

Cabe resaltar que, debido a la topografía del terreno donde se encuentran este tipo de acueducto, “la conducción deben instalar especiales, como válvulas de purga en los puntos bajos para realizar las labores de limpieza periódica y las válvulas de expulsión de aire (ventosas) en los puntos altos del funcionamiento y las especificaciones de estos accesorios se describen más adelante”⁷.

➤ **El acueducto subterráneo.** Que se utilizaba mayoritariamente para usos agrícolas. “Como tiene muchas filtraciones, esto hacía que el agua se llenase de impurezas. Además, su mantenimiento era muy difícil ya que sólo se podía acceder por respiraderos, en los que el aire se viciaba muy fácilmente”⁸ (véase la Figura 3).

Figura 3. Componentes del Sistema de Acueducto Subterráneo



Fuente. LÓPEZ, Ricardo. Elementos d diseño para acueductos y alcantarillados. 2 ed. México: Mc Graw Hill, 2002. p. 108

⁷ AGENCIA DE DESARROLLO RURAL. Especificaciones técnicas generales para proyectos y distritos de adecuación de tierras. Bogotá: Dirección De Adecuación De Tierras, 2017. p. 22

⁸ UNIVERSITAT DE GIRONA. Tipos de acueducto [en línea]. Provincia de Gerona: La Universidad [citado 11 septiembre, 2017]. Disponible en Internet: <URL: <https://latincastgeo.jimdo.com/cultura-cl%C3%A1sica/acueductos-construcci%C3%B3n-y-mantenimiento/2-tipos-de-acueductos/>>

1.6.1.3 Componentes del Sistema de Acueducto. Un sistema de acueducto, necesita gran cantidad y variedad de obras o construcciones. Los elementos que hacen parte del sistema de acueducto son:

➤ **Microcuenca:** es la fuente de abastecimiento de agua en una región, es decir, de donde se obtiene el agua que se va a distribuir. La microcuenca es el área geográfica mínima en la cual el agua se desplaza a través de drenajes con una salida principal llamada nacimiento o desagüe. Cuando este desagüe o río desemboca en otros cuerpos de agua mayores, como un lago, otro río, una ciénaga, o desemboca en el mar, se habla de una cuenca.

➤ **Captación:** Está conformada por las obras o estructuras que permiten tomar el agua de la fuente en forma controlada. En fuentes superficiales las captaciones se denominan bocatomas y en aguas subterráneas pozos o aljibes.

➤ **La aducción:** Tuberías que llevan el agua hasta el desarenador.

➤ **Desarenador:** Son tanques cuya función es separar las arenas y elementos sólidos que lleva el agua en su recorrido. No todos los acueductos cuentan con este componente.

➤ **Obras de conducción:** Este componente está constituido por las tuberías o mangueras que conducen nuevamente el agua a la planta de tratamiento (sí la hay) o al tanque de almacenamiento y a la red de distribución

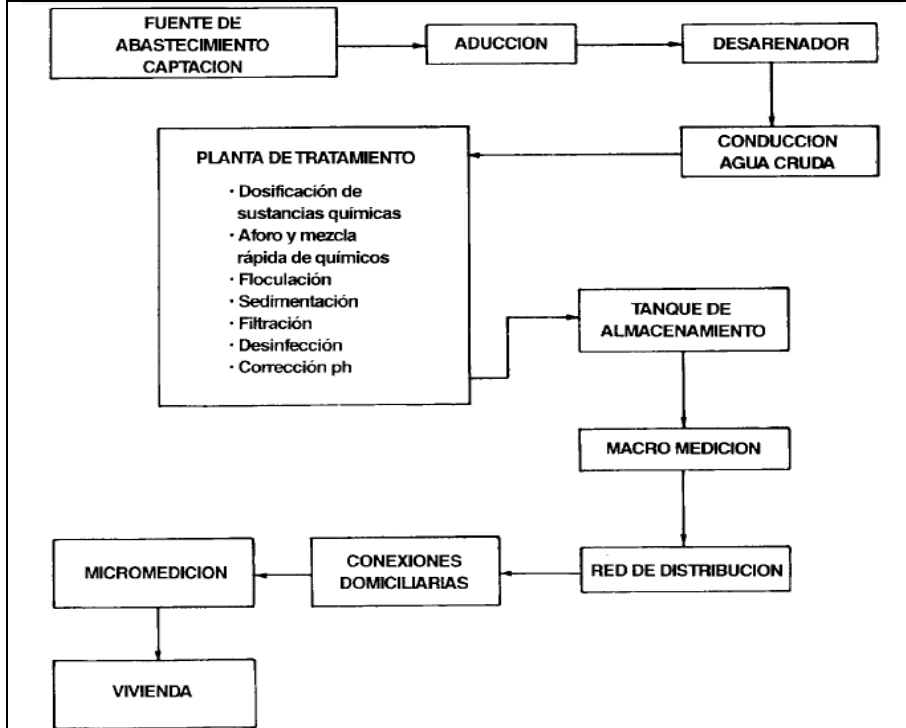
➤ **Planta de tratamiento:** Es el componente que realiza la función de purificación y potabilización del agua.

➤ **Tanques de almacenamiento:** Una vez el agua sea potable, esta se almacena en tanques, esto permite disponer de reservas de agua. Debido a que el consumo de la población no es constante, sino que varía según la hora del día, el tanque regula las variaciones del consumo. La función básica del tanque es almacenar agua en las horas que se consume menos, de tal forma que en el momento en que la demanda es mayor el suministro se completa con el agua almacenada⁹.

El tanque permite disponer de almacenamiento en caso de reparaciones o para atender incendios y regula las presiones en la red de distribución. Este es el séptimo componente de un sistema de acueducto (véase la Figura 4).

⁹ HENAO, Alejandra. Componentes del sistema de acueducto.

Figura 4. Componentes del Sistema de Acueducto



Fuente. SERVICIO NACIONAL DE APRENDIZAJE SENA. Sistemas de acueductos. Bogotá: SENA, 2011. p. 8

➤ **Sistemas de distribución y conexiones domiciliarias:** Son el conjunto de tuberías o mangueras encargadas de llevar el agua hasta cada vivienda¹⁰.

➤ **Bombeo.** “La bomba es un dispositivo empleado para elevar el agua u otro líquido, puesto que son herramientas que agrega al flujo y añaden energía a los líquidos, intercambiando energía a través del movimiento de los álabes.

Una bomba no desarrolla ninguna energía propia. Simplemente transfiere la fuerza de una fuente de energía, para poner en movimiento un líquido. Se conoce como bomba sumergible al tipo de bomba utilizada para extraer agua de pozo mecánico; la bomba sumergible tiene como característica que se encuentra debajo del nivel del agua dentro del pozo el caudal, el diámetro de la tubería, HP y la profundidad en el que se instaló dicha bomba, todos estos factores contribuye a un bombeo del agua cruda para subastar el acueducto¹¹.

¹⁰ UNIVERSIDAD EIA. Componentes del sistema de acueducto [en línea]. Envigado: La Universidad [citado 11 septiembre, 2017]. Disponible en Internet: <URL: <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/interesantes/acueducto/componentes.htm>>

¹¹ MATAXI, Claudio. Guía General Para El Cálculo, Instalación Y Mantenimiento De Bombas Hidroneumáticas. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, 2012. p.1-4

➤ **Condiciones Topográficas, Geotécnicas Y Sísmicas.** Son estudios previos que deben proveer información topográfica, geotécnica y sísmica del municipio, planos de catastro de la infraestructura de otros servicios públicos, planos en la red vial, planos IGAC a escala 1:2000 (si existen) y fotografías aéreas que incluyan el área a ser servida, así como las características del subsuelo en la zona donde se realizara el trazado de la red de distribución.

➤ **Diseño hidráulico.** Con el diseño hidráulico se determinan los componentes, dimensiones de la red y funcionamiento de la instalación de riego, de tal manera que se puedan aplicar las necesidades de agua al cultivo en el tiempo que se haya establecido, teniendo en cuenta el diseño agronómico previamente realizado.

➤ **Consumo básico.** Es aquel que satisface las necesidades esenciales de una familia en uso de agua y que se encuentra subsidiado para los usuarios de menores ingresos (estratos 1, 2)

➤ **Nivel actual de consumo básico en Colombia**

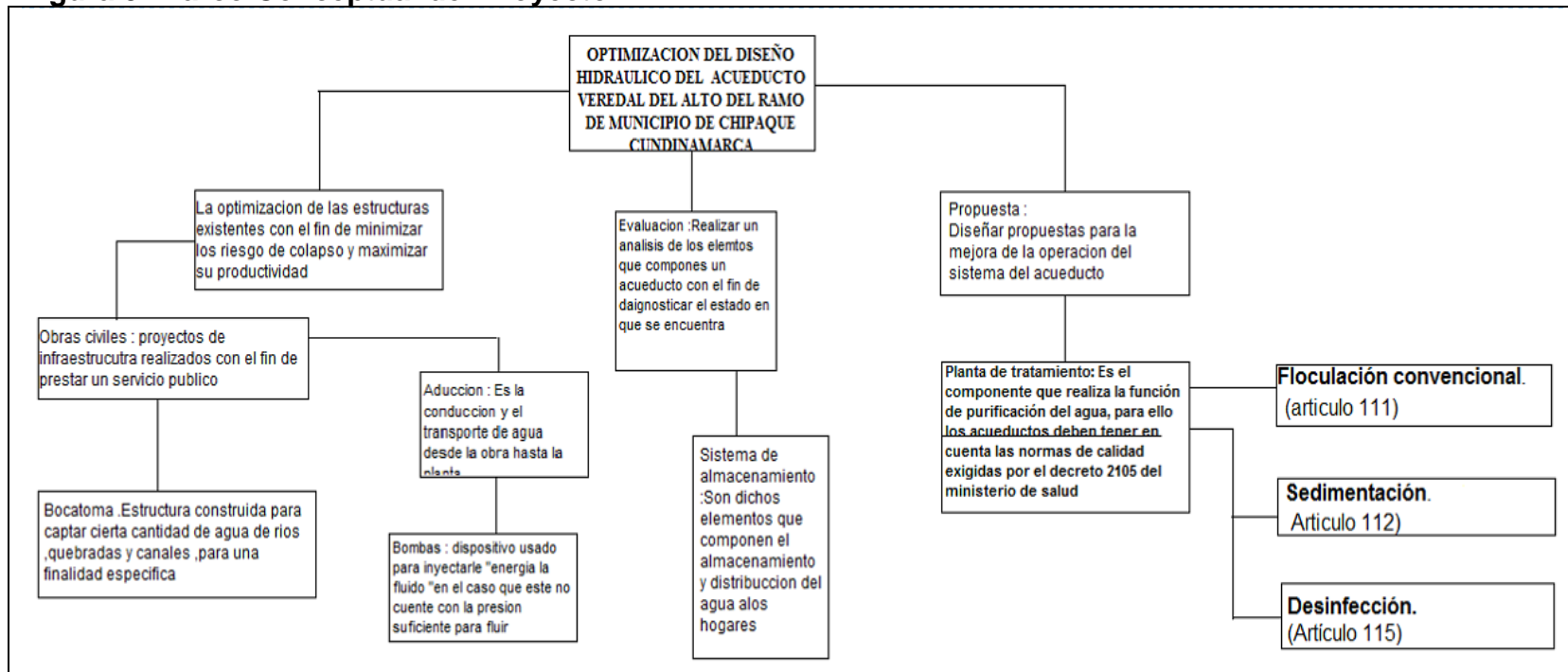
Actualmente, está fijado en 20 m³/suscriptor/mes para todo el país y se proyecta modificarlo de acuerdo con el piso térmico.

Los niveles de consumo básico que propone la resolución 330 (2017):

- ✓ 140 (L/HAB*DIA)/ para municipios ubicados en clima cálido,
- ✓ 130 (L/HAB*DIA)/mes para municipios ubicados en clima templado y
- ✓ 120 (L/HAB*DIA)/mes para municipios ubicados en clima frío.

1.6.2 Marco conceptual. A continuación, se relacionan los aspectos más importantes y sobresalientes relacionados con el trabajo de investigación (véase la Figura 5):

Figura 5. Marco Conceptual del Proyecto



Fuente. Los Autores

1.6.3 Marco legal

➤ **Resolución 330 de 2017**, Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS. La Resolución reglamenta los requisitos técnicos que se deben cumplir en las etapas de diseño construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura relacionada con los servicios públicos de acueducto, alcantarillado y aseo.

➤ **Decreto no. 475 de marzo 10 normas técnicas de calidad del agua potable.** Este decreto contiene las normas organolépticas, físicas, químicas y microbiológicas de la calidad del agua potable o agua segura. Se dan los valores admisibles del contenido de las diferentes características que puede contener el agua, sin que ésta llegue a tener implicaciones sobre la salud humana o en algunos casos implicaciones económicas. También se presentan las pruebas de laboratorio mínimas que las personas que prestan el servicio público de acueducto deben practicar al agua, y las obligaciones de quienes estén a cargo del suministro del agua potable.

➤ **Decreto No. 849 de abril 30 reglamentación del artículo 78 de la ley 715 de 2001.** El objeto del presente decreto reglamentario es definir los requisitos que deben cumplir los municipios y distritos en materia de agua potable y saneamiento básico, y los procedimientos que deben seguir dichos entes y la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios, SSPD, para la expedición de la certificación que permita el cambio de la destinación de los recursos que la Ley 715 de 2001 ha estipulado inicialmente para el desarrollo y ejecución de las competencias asignadas en agua potable y saneamiento básico, así como la definición de las obras elegibles a ser financiadas con dichos recursos.

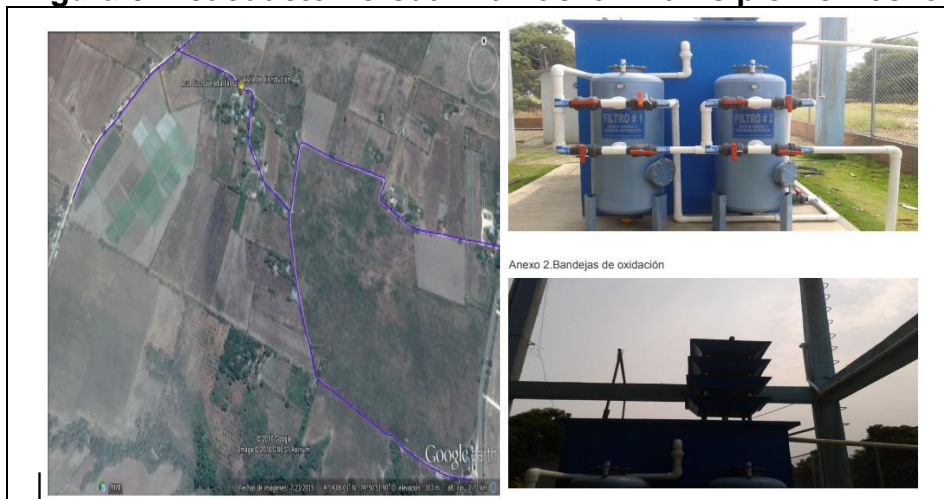
➤ **Aspectos ambientales relacionados con el sistema de acueducto.** Todo proyecto que involucre un sistema de acueducto debe tener las autorizaciones ambientales a que haya lugar por el uso y aprovechamiento de los recursos naturales renovables, conforme a la normatividad ambiental vigente.

También cumplir lo dispuesto en los planes de ahorro y uso eficiente del agua y los objetivos de calidad incluidos en los planes de saneamiento y manejo de vertimientos (PSMV) aprobados por la autoridad ambiental.

1.5.4 Estado del arte. El suministro de agua potable mediante sistemas de acueductos es un tema que ha sido fuente para el desarrollo de varias investigaciones, especialmente haciendo estudios de casos, en las cuales se describen problemáticas relacionadas con las fallas en el abastecimiento de agua en las zonas rurales, una de estas investigaciones es la titulada “Optimización Del Acueducto Por Gravedad De La Vereda “La Lucha” Municipio De Coello

(Tolima)”¹², la cual señala que todo sistema de abastecimiento de agua se proyecta con el fin de atender las necesidades de la población teniendo en cuenta el deterioro que pueda presentar o fallas de la estructura como también el crecimiento de población, y que en el momento en que éste empieza a presentar mal servicio debe ser evaluado y proyectado para dar soluciones que satisfagan las necesidades presentes y futuras de las poblaciones, suministrando un volumen suficiente de agua. Para esto mencionan que es indispensable mejorar las estructuras que no funciona adecuadamente en los sistemas de acueducto, y que al tratarse de poblaciones rurales o veredales, las mejoras deben tener en cuenta técnicas económicamente viables que se presente en el área de estudio (véase la Figura 6).

Figura 6. Acueducto Vereda “La Lucha” Municipio De Coello



Fuente. RODRIGUEZ REINA, Ivan Antonio. Diagnóstico y recomendaciones para la optimización al sistema en el Acueducto Veredal de Tarqui Flandes Tolima [en línea]. Bogotá: Universidad de Cundinamarca, 2013

1.7 METODOLOGÍA

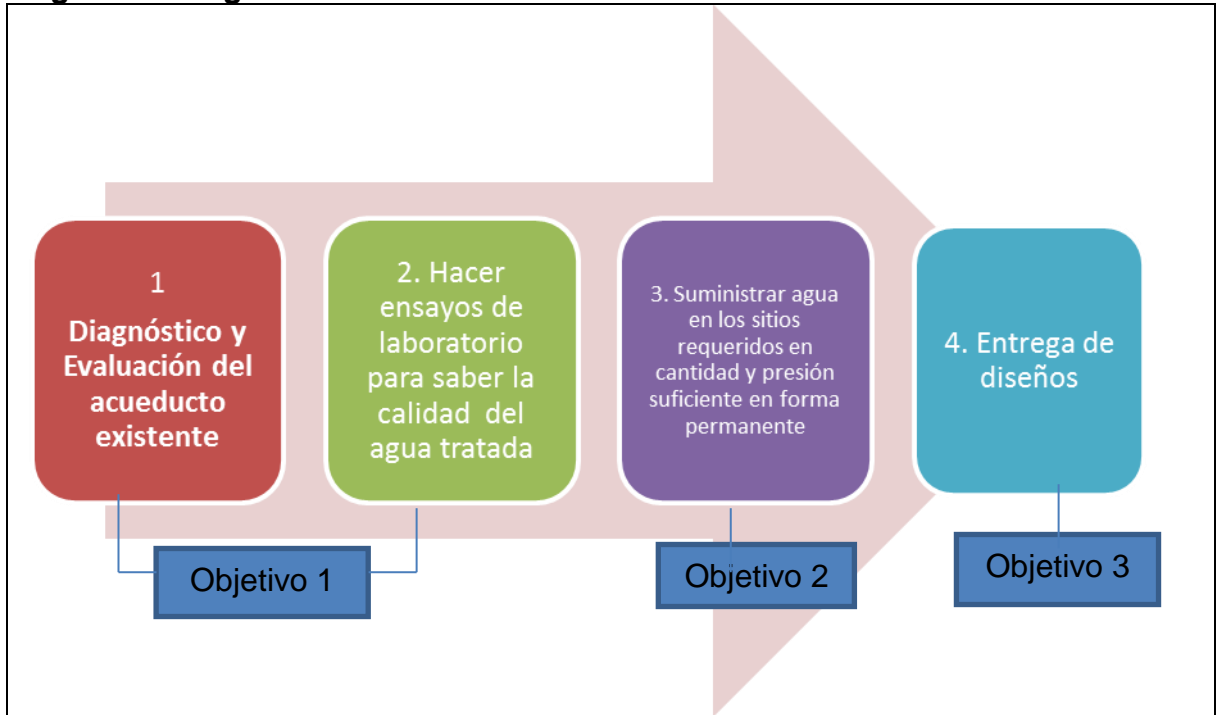
La presente investigación será de tipo descriptiva, la cual busca especificar las características del acueducto existente en la vereda Alto de Ramo (FUDAVEAR) en el municipio de Chipaque Cundinamarca, con el fin de identificar las causas por las cuales se están presentando fallas en el suministro de agua potable a los hogares de este municipio, y el déficit del mismo.

Así mismo, la investigación tendrá un enfoque cuantitativo ya que se realizarán mediciones de las variables del estudio; igualmente tendrá un enfoque cualitativo

¹² BARRIOS PIÑEROS, Jorge Enrique y GALINDO PRADA, Michael Andrés. Optimización Del Acueducto Por Gravedad De La Vereda “La Lucha” Municipio De Coello (Tolima). Girardot: Corporación Universitaria Minuto de Dios. Facultad de Ingeniería Civil. Modalidad trabajo de grado, 2016.

ya que se analizarán y tendrán en cuenta datos teóricos sobre el tema de estudio (véase la Figura 7).

Figura 7. Diagrama de Actividades



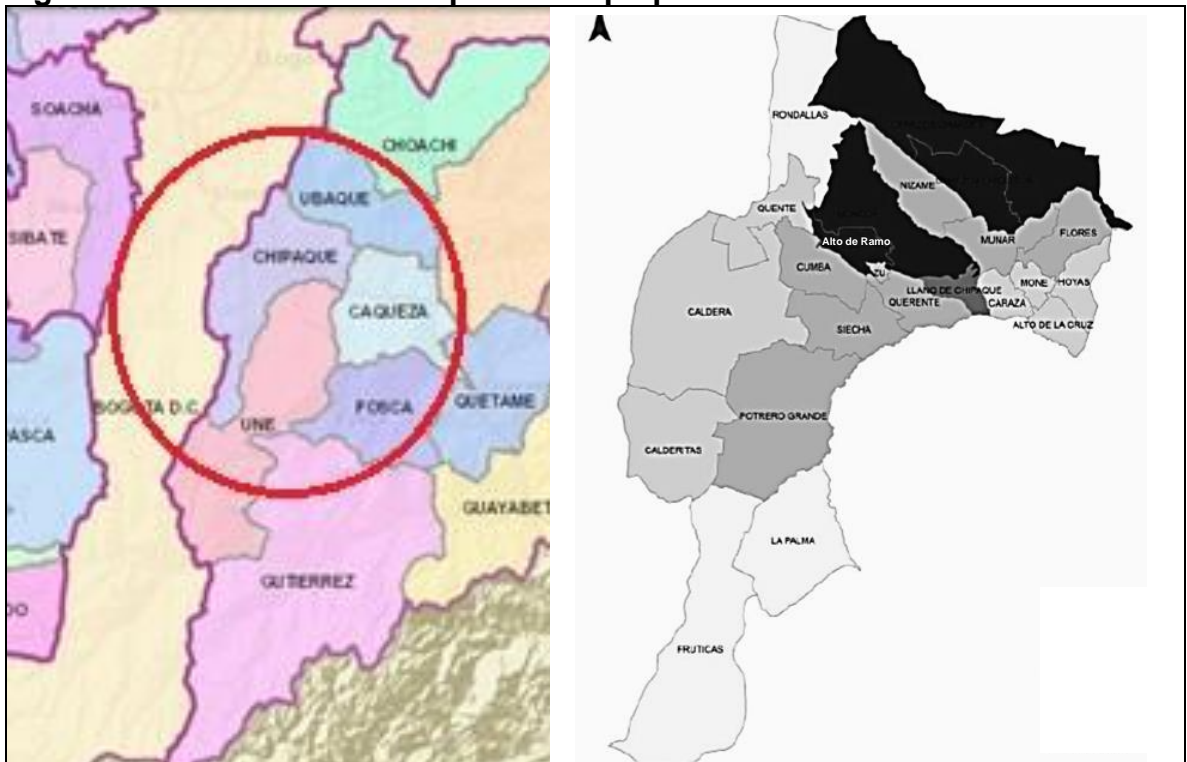
Fuentes. Los Autores

2. CARACTERIZACIÓN DEL MUNICIPIO Y ANÁLISIS DE LA HIDROLOGÍA

2.1 GENERALIDADES DEL MUNICIPIO

2.1.1 Ubicación geográfica del Municipio. El municipio de Chipaque se encuentra ubicado en la provincia de oriente en el departamento de Cundinamarca “a 27 Km de la ciudad de Bogotá D.C por la autopista al Llano, tiene sus límites con la Capital del País – Bogotá por el costado norte y occidental de su territorio, hacia el sur limita con el municipio de Une y al Oriente con Ubaque y con la capital de la provincia que es Cáqueza. Así mismo, Chipaque con 13945 hectáreas de suelo, contiene una zona urbana (cabecera municipal), un centro poblado (Abasticos) y 23 veredas en su área rural”¹³ entre las que se encuentra la Vereda Alto del Ramo (véase la Figura 8).

Figura 8. Localización Municipio de Chipaqué



Fuente. CONCEJO MUNICIPAL CHIPAQUE. Plan de desarrollo 2016 – 2019. Chipaqué: Alcaldía municipal, 2016. p. 8

¹³ OBSERVATORIO REGIONAL AMBIENTAL Y DE DESARROLLO SOSTENIBLE DEL RÍO BOGOTÁ – ORARBO. El Observatorio y los municipios – Chipaque [en línea]. Bogotá: OARBO [citado 15 febrero, 2018]. Disponible en Internet: <URL: <http://orarbo.gov.co/es/el-observatorio-y-los-municipios/informacion-general-municipio?cd=1a3804507caafd88a979aab4b3d3ad0a>>

2.1.2 Sistema hídrico. A continuación, se describen los principales componentes del sistema hídrico del Municipio de Chipaque, de acuerdo con estudios realizados por Corporinoquia en el año 2013 e información del Plan de Ordenamiento Territorial.

El municipio de Chipaque cuenta con cuatros acueductos a nivel rural.

- Acueducto Rural Alto del Ramo –fudavear-
- Acueducto Veredas Siecha, caldera y cumba
- Acueducto Rural Llano de Chipaque, Munar ,y Querente .
- Acueducto Rural Abasticos.

2.1.2.1 Características Físicas

➤**Corrientes Hídricas.** De acuerdo con expedientes municipales, “hidrológicamente el municipio de Chipaque involucra seis subcuencas que hacen parte de la red hidrológica del Orinoco. Estas son las subcuencas de los ríos Urace, Chinará, Frutillo, Une, Cáqueza y Río Negro. La subcuenca del río Palmar también tiene influencia en el municipio, ya que las quebradas El Molino, Idaza y Saltador pertenecen al municipio, sin que el río Palmar pertenezca a éste”¹⁴; así mismo cada río se convierte en afluente de diferentes quebradas que abastecen los sistemas de acueductos del municipio como se puede observar a continuación (véase el Cuadro 1).

Cuadro 1. Red Hidrográfica de Chipaque

Río	Quebrada	Quebrada	Quebrada
R. Frutica o Frutillo	Q. El Oso	Q. Caruzo o El Espino	Q. Bijuncal

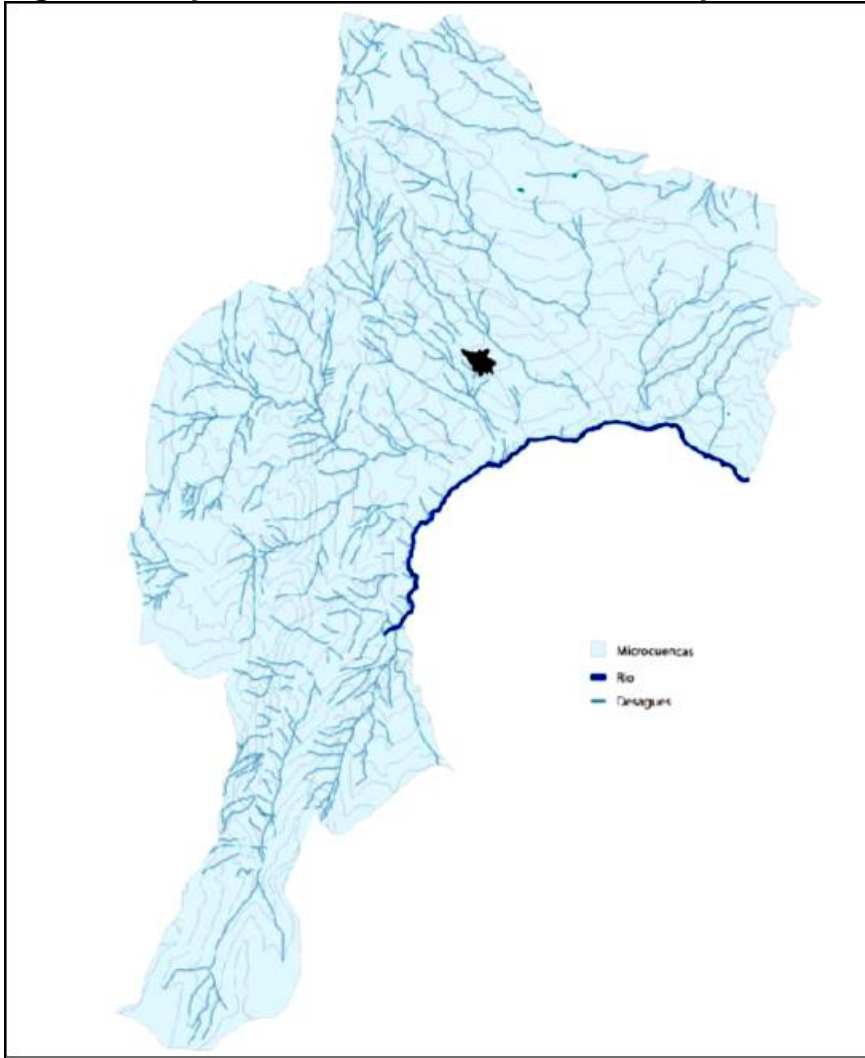
Fuente. CONCEJO MUNICIPAL DE CHIPAQUE. Expediente Municipal. Chipaque: El Concejo, 2010.

Además de los ríos descritos, en el municipio de Chipaque se encuentran las siguientes lagunas: Laguna Verde, Laguna Chinará, Laguna Grande y Laguna de los Patos.

A continuación, se puede observar el mapa del sistema hídrico del municipio (véase la Figura 9).

¹⁴ *Ibíd.*, p. 16

Figura 9. Mapa del Sistema Hídrico del Municipio



Fuente. CONCEJO MUNICIPAL CHIPAQUE. Plan de desarrollo 2016 – 2019. Chipaqué: Alcaldía municipal, 2016. p. 15

Los sistemas urbanos de captación se abastecen de diferentes fuentes hídricas y su porcentaje de cobertura en hectáreas las cuales se relacionan en el Cuadro 2

Cuadro 2. Clasificación de Cuencas Hidrográficas a la que Pertenece el Municipio de Chipaque

Gran cuenca	No. De cuencas	Cuencas	Hectáreas cuenca	Subcuenca	Hectáreas / jurisdicción	Municipio	Hectáreas / municipio	%
Río Orinoco	8	Río Meta	120.000.000.000	Río Blanco – Negro – Guayuriba	174.245.504	Chipaque	11.548,89	7,40%

Fuente. CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE ORINOQUIA CORPORINOQUIA. Plan de Gestión Ambiental Regional PGAR 2013-2025. Yopal: Corporinoquia, 2015

Como se puede observar, el municipio de Chipaque es abastecido por la subcuenca del Río Blanco – Negro – Guayuriba, que hace parte de la cuenca del Río Meta, su cubrimiento en hectáreas es de 11.548,89 correspondiente al 7.40% del territorio. En cuanto al caudal, la Resolución No 200.15.06-171 de 17 de febrero de 2006 expedida por Corporinoquia otorgó concesión de agua al municipio de Chipaque de las quebradas, para abastecer los acueductos veredales con caudales de caudal de 13 l/s (véase el Cuadro 3).

Cuadro 3. Fuentes Abastecedoras Autorizadas por Corporinoquia para el Municipio de Chipaque

MUNICIPIO	MICROCUCENCA	CAUDAL CAPTADO EN EL ACUEDUCTO (L/seg)
Chipaque	Quebradas La Playa y La Playita	13

Fuente. CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE ORINOQUIA CORPORINOQUIA. Plan de Gestión Ambiental Regional PGAR 2013-2025. Yopal: Corporinoquia, 2015

2.1.2.2 Características hidrológicas. Para el análisis de las características hidrológicas de la cuenca se toma la información estacionaria de las estacion 1 de la zona perteneciente al grupo 11, desde el año 1978 hasta el año 2016 (véase el Anexo A), discriminadas mes por mes y su promedio anual, valores con los cuales se calculan los caudales mínimos, medios y máximos (véase los Cuadro 4 y 5).

Cuadro 4. Precipitaciones Información Estación Santa María de Usme

VALORES MÁXIMOS MENSUALES DE PRECIPITACION (mms) EN 24 HORAS ESTACION :21201240 STA MARIA DE USME													
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEP	OCT	NOV	DIC	VR ANUAL
1979	4	4	11	26	17	17	11	15	10	24	20	6	26,0
1980	1	10	4	19	6	28	8	17	20	35,2	22,1	14,4	35,2
1981	0,4	2,6	12	22,7	33,2	9,5	4,3	6,5	21,5	17,7	15	5,3	33,2
1983	6,9	14,1	10	17,8	25,7	13,7	22,2	12,8	19,4	14,2	10,9	20,7	25,7
1985	8,1	1,1	4	16,2	43,3	21	9,7	16,2	13,5	20,8	9,7	13,6	43,3
1986	4,1	30	9,8	12	18	24,3	24,3	5,7	21,5	30	29,1	17,2	30,0
1988	4,2	7,7	6,7	17,4	16,6	12,2	9,2	14,5	11,6	37,1	23,9	16,2	37,1
1989	1,9	13,8	27,4	17,5	19	24	12,5	9,6	19,6	14,7	18,2	13,8	27,4
1990	11,3	23,2	16,9	15	45,3	14	10,3	16,1	7,9	17,6	15,3	16,2	45,3
1991	1,6	4,4	17	20,8	14,5	5,6	14,3	18	7,8	4,2	13,5	6,7	20,8
1992	6	9,1	16	17,3	5,9	5,5	10	13,3	17,8	4,3	20,6	6,8	20,6
1993	26,1	6,2	12,5	16,2	29	14,9	16,6	7	18,3	6,9	25,6	2,4	29,0
1994	28	13,8	32,1	12,5	25,7	17,1	18,8	23,4	5,4	13,5	18,5	3,4	32,1
2013	0,6	34,6	7,7	19,8	16	14,3	17,3	18,4	13,6	13,1	33,6	14,6	34,6
2014	9,3	17	11,7	14,9	20,7	24,9	19,7	9,5	5,1	11,5	8,4	8,1	24,9
2015	6,8	9,8	17,6	4,8	11,4	18,2	13	14,1	22,7	6,9	13,1	2,9	22,7
2016	3,8	13,5	9,9	17,3	19,4	8,3	14	21,8	8,8	12,8	21,5	10,6	21,8

Fuente. IDEAM

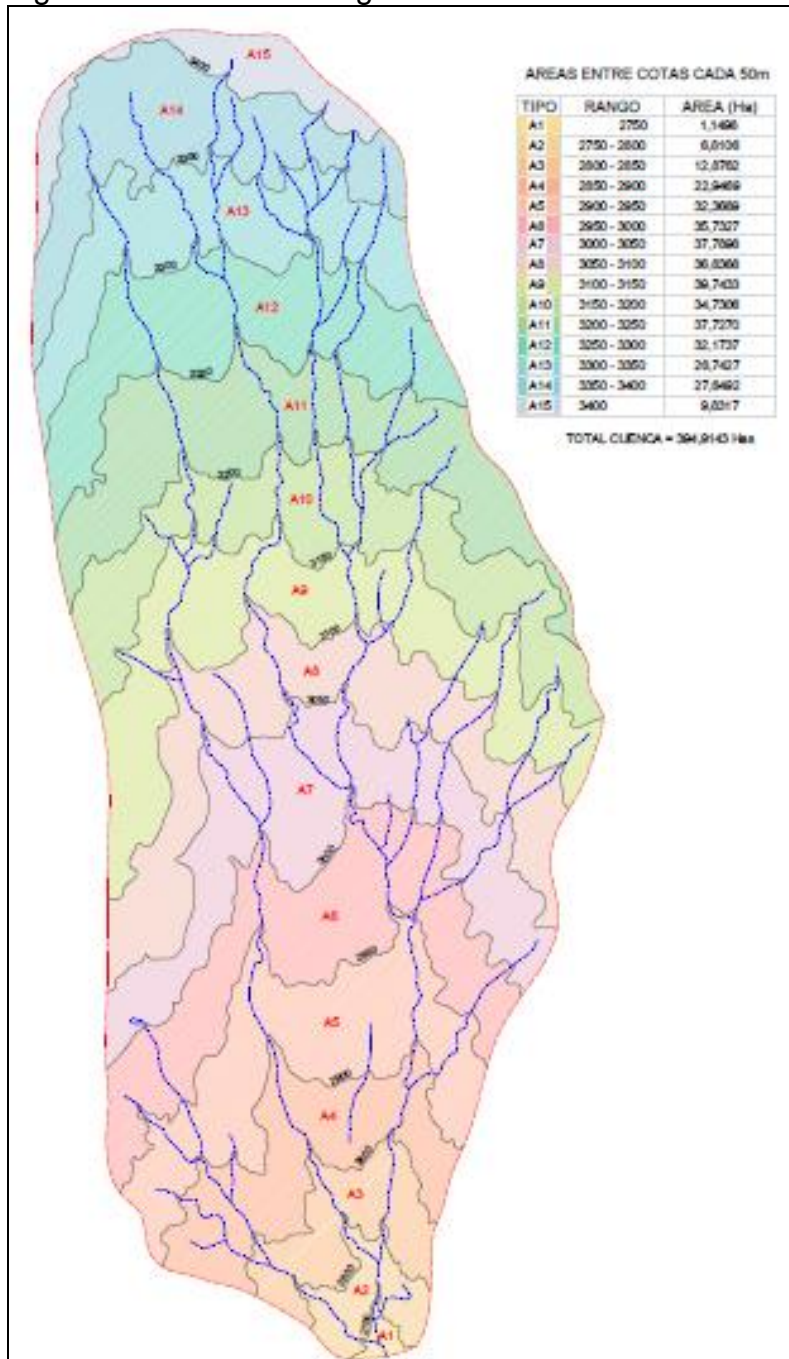
Cuadro 5. Resumen Precipitaciones de Información Máximos y Mínimos Estación Santa María de Usme

	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE*	DICIE
MÁXIMOS	14,90	33,29	43,66	65,83	90,68	71,63	67,64	61,03	42,82	66,76	70,93	26,69
MEDIOS	84,4	102,4	109,3	123,6	165,1	140,3	108,0	118,4	67,0	160,7	120,3	61,9
MÍNIMOS	0,7	3,3	8,0	29,5	13,0	29,9	26,0	27,0	18,5	11,6	22,0	1,6

Fuente. Autores

De acuerdo con lo anterior, que observa que, los caudales medios los valores oscilan entre 84.4 mm/s en enero y 61.9 en el mes de diciembre, sin embargo, los caudales medios más altos se observan en los meses de mayo 165.1 mm/s y octubre 160.7 mm/s, finalmente los caudales mínimos se presentan en los meses que para Colombia son de verano, es decir, enero y diciembre con 0,7 y 1.6 mm/s.

Figura 10. Cuenca Hidrográfica Alto del Ramo Estación 1



Fuente. Los Autores

2.1.2.3 Desarrollo de las Características Morfométricas de la Cuenca Hidrográfica N°2. De acuerdo con el IDEAM, la elevación de la cuenca es “el porcentaje de área de la cuenca o bien la superficie de la cuenca que existe por encima de cierta cota determinada”¹⁵, por tanto, para calcular las características de la Cuenca hidrográfica No. 2, se toma la guía metodológica para los cálculos y obtención de los parámetros hidrofisiográficos del IDEAM (véase el Anexo Hidrología), teniendo lo siguientes resultados (véase el Cuadro 6)

Cuadro 6. Características Fisiográficas y morfométricas de la Cuenca hidrográfica n° 2

Nº	Descripción	Característica	Dato - Autocad	Unidad	Resultado Cuenca Hidrográfica n°2	Unidad
1	Área	A (Km²)	39491430000	m²	39491,430	Km²
2	Longitud de la Cuenca	LC (Km)	3673,47	m	3,673	Km
3	Ancho medio de la Cuenca	Bc (Km)	811,8	m	0,812	km
4	Ancho máximo de la Cuenca	Bx (Km)	1378,8	m	1,379	km
5	Factor de Forma	Ff (°)	0,22	-	0,221	-
6	Perímetro	P (km)	8142,995	m	8,143	km
7	Longitud de la Circunferencia	S (Km)	965,990	m	3,035	km
8	Coefficiente de compacidad de gravellios	K (°)	0,001	-	0,001	-
9	Longitud de la corriente	L (Km)	3540	m	3,540	km
10	Altura de la cabecera de la corriente	Hc (m)	3400	m	900,000	m
11	Altura del punto de confluencia	Hp (msnm)	2750	m	600,000	m
12	Pendiente media de la corriente	Ic	0,177	/	84,746	m/km
13	Elevación media de la cuenca	Hm	302,53	M	0,303	km
14	Pendiente media de la Cuenca	Im	3549,150	M	4,494	m/km
15	Área de lagos y lagunas	Al	N/A	m²		Km²
16	Coefficiente de lagos y lagunas	Kl	/	%		%

Fuente. Los Autores

De acuerdo con lo anterior, se tiene que la elevación media de la cuenca hidrográfica n° 2 es de 0.303 km.

2.1.2.4 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia IDF. Para el cálculo de las curvas IDF (Intensidad – Duración – Frecuencia), se procede a calcular la intensidad de diseño mediante el método simplificado de Díaz Granados. A continuación, se describe la metodología y el cálculo de la precipitación de diseño, aplicando la siguiente fórmula:

Ecuación 1. Intensidad de Diseño

$$I_{Diseño} = \frac{a * T^b * M^d}{(t/60)^c}$$

Donde:

I: Intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h).

¹⁵ PARDO OJEDA, Fidel Alberto. Guía metodológica para los cálculos y obtención de los parámetros hidrofisiográficos. Bogotá: IDEAM, 2001. p. 33

T: Periodo de retorno (años).

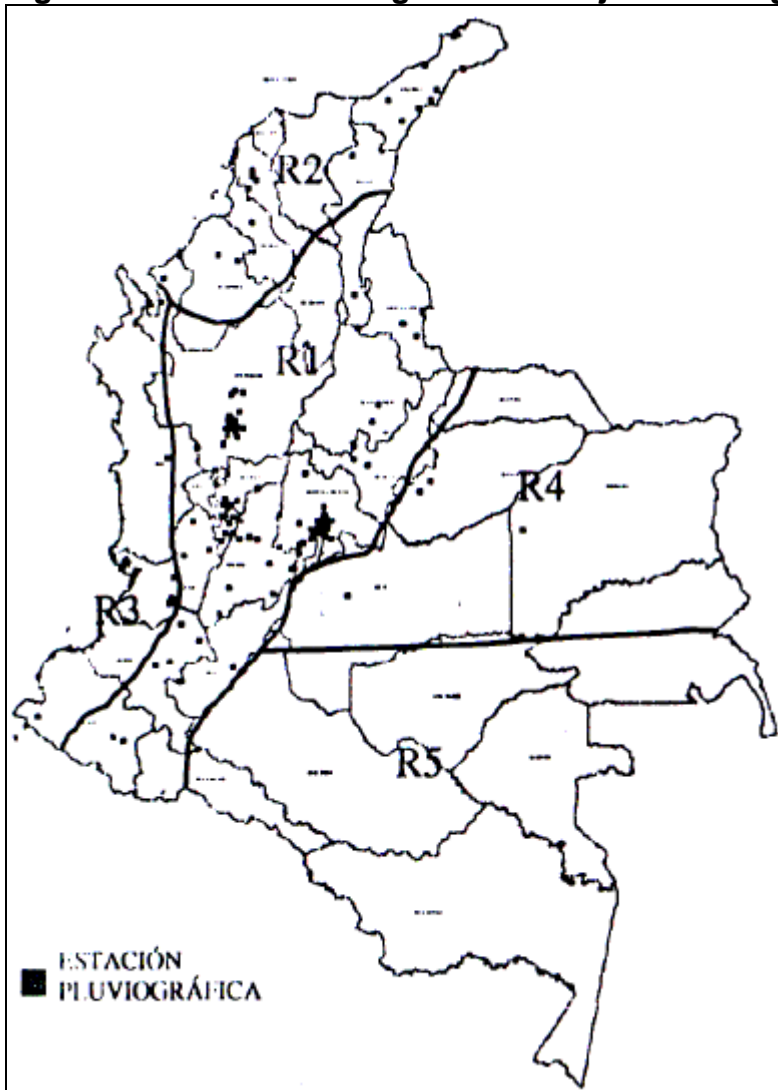
M: Precipitación máxima promedio anual en 24h a nivel multianual (mm/h).

t: Duración de lluvia (minutos).

a, b, c, d: Parámetros de ajuste de la regresión.

Para el caso específico del proyecto se determinan los parámetros a, b, c, d teniendo en cuenta la Figura 11 y el Cuadro 7 tomados del manual de drenaje para carreteras, y en las cuales se observa que la zona de proyecto pertenece a la región andina "R1".

Figura 11. Parámetros Regionales de Ajuste de Regresión



Fuente. INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS INVIAS. Manual de Drenaje para Carreteras. Bogotá: INVIAS, 2009

Cuadro 7. Coeficientes de Regresión de Acuerdo a la Región Colombiana

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

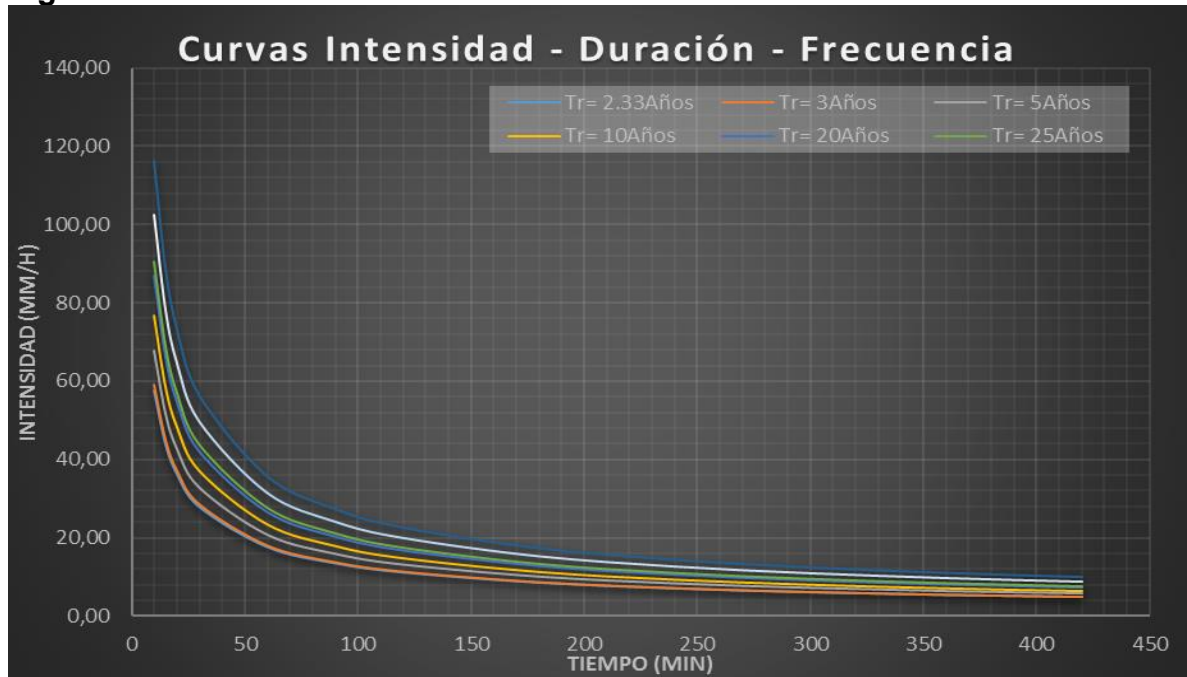
Fuente. INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS INVIAS. Manual de Drenaje para Carreteras. Bogotá: INVIAS, 2009

Una vez determinados los parámetros iniciales de la zona, se procede a calcular las curvas IDF para diferentes períodos de retorno, en intervalos de tiempos de concentración aplicando la metodología antes descrita en el Anexo B, obteniéndose que:

a: 0.94 b: 0.18 c: 0.66 d: 0.83 M: 29.37 mm/h

Con estos valores se realizan las curvas IDF como se muestra a continuación (véase la Figura

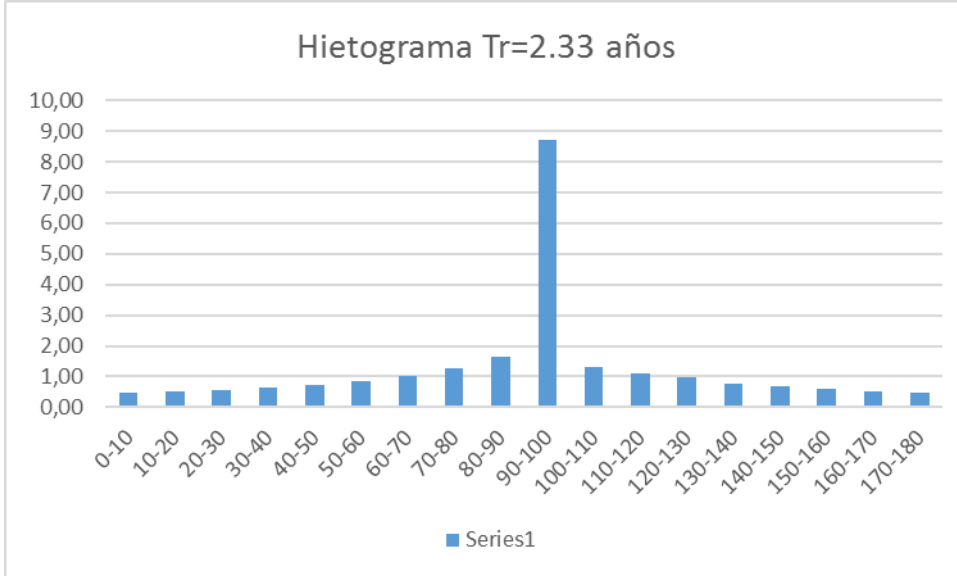
Figura 12. Curvas IDF



Fuente. Los Autores

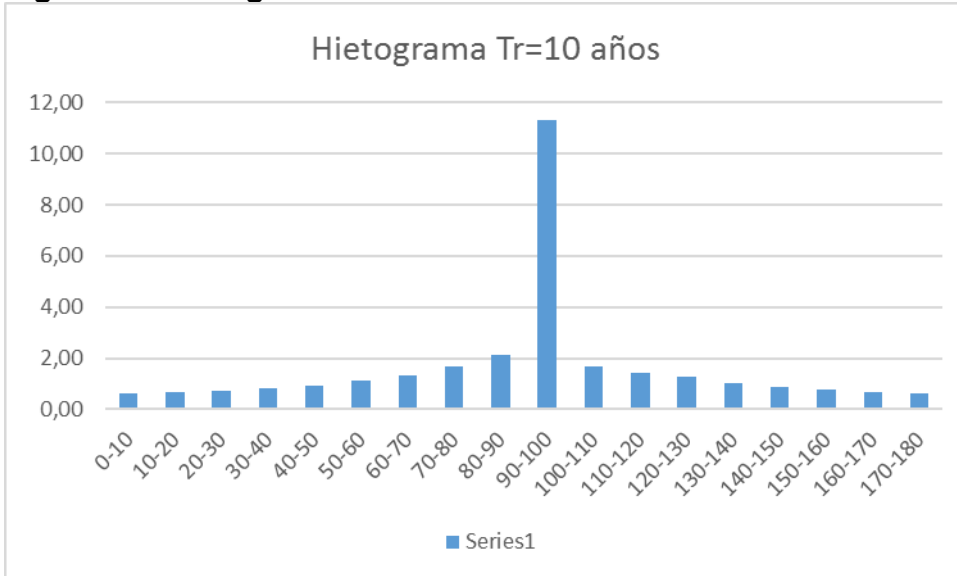
Por otro lado, y de acuerdo con las curvas IDF del periodo de retorno se calcula los hietogramas de caudales para uin periodo de retorno de 2.33 años y 10 años (véase las Figuras 12 y 13).

Figura 13. Hietograma de Período de Retorno del Caudal a 2.33 Años



Fuente. Los Autores

Figura 14. Hietograma de Período de Retorno del Caudal a 10 Años



Fuente. Los Autores

Como se puede observar, la precipitación de la estación de Santa María de Usme va a ser de 8.70 mm a 2.33 años y de 11.31 mm a 10 años, corroborándose que el caudal de la cuenca que abastece la Vereda del Alto del Ramo será el necesario para la captación de agua para el acueducto, a lo largo de los años.

2.1.2.5 Precipitación Máxima Promedio Anual en 24 horas. Para determinar la precipitación máxima promedio anual en 24 horas, se realizan los cálculos teniendo en cuenta la estación más cercana y registro suficiente para la zona del proyecto, que será la estación “SANTA MARÍA DE USME”, obteniéndose que el dato de precipitación máxima promedio anual en 24 horas corresponde a **29.37** mm.

2.1.2.6 Curvas duración de caudales. Ahora, bien, para determinar las curvas de duración de caudales, se toman los datos de la Estación Caraza del sistema de información del IDEAM, los cuales se muestran a continuación (véase el Cuadro 8)

Cuadro 8. Sistema de Información Estación Caraza

I D E A M - INSTITUTO DE HIDROLOGIA, METEOROLOGIA Y ESTUDIOS AMBIENTALES													
SISTEMA DE INFORMACION ESTACION CARAZA													
A#O	ENERO *	FEBRE *	MARZO *	ABRIL *	MAYO *	JUNIO *	JULIO *	AGOST *	SEPTI *	OCTUB *	NOVIE *	DICIE *	VR ANUAL *
1965	3.10	1.20	1.20	3.80	7.30	8.90	11.00	8.30	5.50	6.20	4.60	3.40	5.38
1966	3.68	2.98	3.76	1.48	1.29	4.20	6.68	8.10	3.70	2.70	3.69	7.94	4.18
1967	1.19	0.66	1.07	3.40	11.80	17.30	17.68	14.10	5.53	2.91	3.42	1.56	6.72
1968	0.94	1.13	0.81	5.45	3.96	8.76	10.70	6.75	5.41	6.21	5.16	1.93	4.77
1969	1.73	1.72	0.82	4.78	6.28	5.15	6.08	4.84	3.51	7.08	3.26	1.77	3.92
1970	1.46	1.27	1.29	3.57	5.55	9.95	6.53	8.76	6.49	8.72	6.28	1.65	5.13
1971	1.04	1.42	1.85	4.19	6.11	7.36	6.97	4.93	4.78	3.03	2.61	1.46	3.81
1973	0.81	0.54	0.52	1.12	3.69	6.15	6.43	7.98	13.16	4.82	5.42	3.33	4.50
1974	1.21	1.48	1.76	3.92	9.45	6.15	9.11	7.23	3.39	3.38	7.35	1.89	4.69
1975	0.75	0.83	1.78	1.55	7.33	11.30	10.90	10.40	3.31	2.94	3.20	3.29	4.80
1976	1.38	1.26	1.51	2.64	6.96	13.14	13.28	8.27	7.74	9.66	3.30	1.67	5.90
1977	0.83	0.78	0.87	1.41	1.90	3.62	6.56	3.34	3.56	2.63	6.90	1.61	2.83
1978	1.43	1.57	2.12	4.38	6.25	9.76	4.68	5.13	3.34	2.93	1.60	1.00	3.68
1979	0.41	0.41	0.52	3.43	3.77	7.89	3.93	5.09	2.99	5.83	8.07	4.25	3.88
1980	1.67	1.30	1.24	3.54	3.35	16.90	5.35	4.85	6.43	8.06	2.95	1.53	4.76
1981	0.97	0.92	8.24	9.14	12.14	11.55	9.50	6.57	7.74	9.52	4.71	1.57	6.88
1982	1.69	1.22	1.91	8.15	6.49	6.34	12.08	10.06	3.49	3.03	2.40	2.51	4.95
1983	2.16	2.50	2.50	5.49	7.01	7.85	11.18	8.33	7.40	5.08	2.27	2.92	5.39
1984	1.65	3.70	1.58	2.13	4.77	11.49	7.30	9.12	4.42	3.02	3.29	1.50	4.50
1985	0.67	0.63	0.63	1.52	5.07	1.43	0.83	5.92	4.49	4.73	4.80	3.90	2.89
1986	2.81	3.52	3.64	3.12	4.51	10.12	10.75	6.87	4.66	8.25	3.79	1.87	5.33
1987	1.25	1.70	1.37	3.43	4.99	4.15	6.21	5.90	3.37	5.01	3.40	2.35	3.59
1988	0.77	0.81	0.47	0.52	0.91	5.11	8.63	6.04	6.02	4.12	5.41	4.86	3.64
1989	1.27	1.62	6.40	3.51	9.48	8.29	7.08	3.75	2.57	3.10	2.28	1.69	4.25
1990	2.57	2.30	3.70	4.69	9.83	7.18	6.11	5.90	3.59	3.55	2.62	1.82	4.49
1991	0.94	0.64	1.16	3.26	4.19	4.85	10.32	10.16	6.54	3.08	5.74	1.68	4.38
1992	0.71	0.47	0.45	1.96	2.21	3.51	9.05	8.70	4.36	2.23	3.01	2.09	3.23
1993	0.82	1.02	1.53	4.68	6.95	9.29	9.06	6.04	3.43	4.77	5.26	2.85	4.64
1994	1.35	2.17	3.49	5.79	12.10	10.46	12.40	10.46	6.18	9.46	5.86	2.87	6.88
1995	0.67	0.49	1.22	1.95	5.97	7.29	4.77	6.01	4.01	3.40	3.99	1.26	3.42
1996	0.99	3.08	3.42	4.02	6.91	5.12	8.79	6.60	2.93	3.27	2.68	3.15	4.25
1997	1.80	2.50	1.50	1.90	4.40	4.10	12.80	6.60	3.00	2.50	2.30	1.30	3.73
1999	1.19	2.43	1.98	5.38	5.56	5.92	3.85	5.01	4.46	7.27	3.77	2.02	4.07
2000	1.23	1.62	2.81	4.03	10.17	6.85	6.28	7.82	6.99	4.49	4.47	2.46	4.93
2013	1.67	2.32	2.55	2.94	6.81	11.75	18.83	17.50	10.38	6.15	8.73	6.48	8.01

Fuente. IDEAM

De acuerdo con esta información, los cálculos caudales medios, máximos y mínimos para la estación de Caraza son:

Cuadro 9. Resumen Caudales de Información Máximos y Mínimos Estación Caraza

	ENERO *	FEBRE *	MARZO *	ABRIL *	MAYO *	JUNIO *	JULIO *	AGOST *	SEPTI *	OCTUB *	NOVIE *	DICIE *
MEDIOS	1.619	1.689	2.272	4.233	7.213	9.020	9.076	8.003	5.277	4.852	4.475	2.745
MAXIMOS	7.127	6.743	10.500	19.280	21.330	18.830	19.290	17.500	13.160	9.660	9.078	7.940
MINIMOS	0.410	0.410	0.450	0.520	0.910	1.430	0.830	3.340	2.570	2.230	1.600	1.000

Fuente. Los Autores

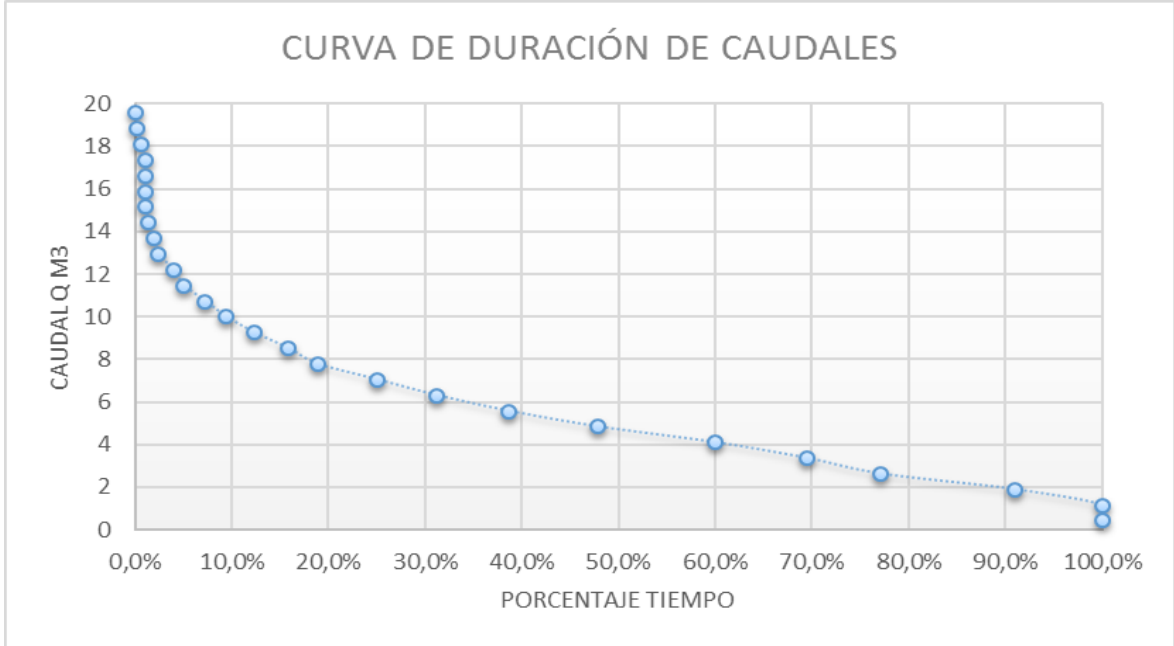
Con esta información se procede a calcular la curva de duración de caudales, la cual se muestra a continuación (véase el Cuadro 10 y la Figura 15).

Cuadro 10. Curva de Duración de Caudales

CAUDALES	FRECUENCIA	%	% ACUMULADO
19.567	0	0.0%	0.0%
18.830	1	0.2%	0.2%
18.09	2	0.4%	0.7%
17.36	2	0.4%	1.1%
16.62	0	0.0%	1.1%
15.88	0	0.0%	1.1%
15.15	0	0.0%	1.1%
14.41	1	0.2%	1.3%
13.67	3	0.7%	2.0%
12.94	2	0.4%	2.4%
12.20	7	1.5%	4.0%
11.46	5	1.1%	5.1%
10.73	10	2.2%	7.3%
9.99	10	2.2%	9.5%
9.25	13	2.9%	12.3%
8.51	16	3.5%	15.8%
7.78	14	3.1%	18.9%
7.04	28	6.2%	25.1%
6.30	28	6.2%	31.2%
5.57	34	7.5%	38.7%
4.83	42	9.2%	47.9%
4.09	55	12.1%	60.0%
3.36	43	9.5%	69.5%
2.62	35	7.7%	77.1%
1.88	63	13.8%	91.0%
1.15	41	9.0%	100.0%

Fuente. Los Autores

Figura 15. Curva de Duración de Caudales



Fuente. Los Autores

2.1.2.7 Transposición de datos de caudal. Se toma el área de la Cuenca de la estación Caraza según mediciones de la IDEAM y el área de la cuenca del Alto del Ramo (véase la Figura 11), se tienen los siguientes valores que serán usados para realizar la trasposición de caudales, con la cual se calculará el caudal medio del Proyecto (véase los Cuadros 11 y 12 y la Figura 16).

Cuadro 11. Curva de Duración de Caudales Vereda Alto del Ramo

ESTACIÓN	DATO IDEAM	UNIDAD
ÁREA CARAZA	165	KM2
ÁREA DE PROYECTO ALTO RAMO	3,94	KM2

Fuente. Los Autores

Para realizar el cálculo de Trasposición de Caudales Según lo anterior, se toma la siguiente fórmula:

$$QSP = QE_H \times (ASP/AEH) \times X$$

Donde:

Q_{SP} = Caudal en el sitio de Proyecto, en metros cúbicos por Segundo (m^3)

Q_{EH} = Caudal en la estación hodrométrica, en metros cúbicos por Segundo (m^3)

A_{SP} = Caudal en el sitio de Proyecto, kilómetros cuadrados (km^2)

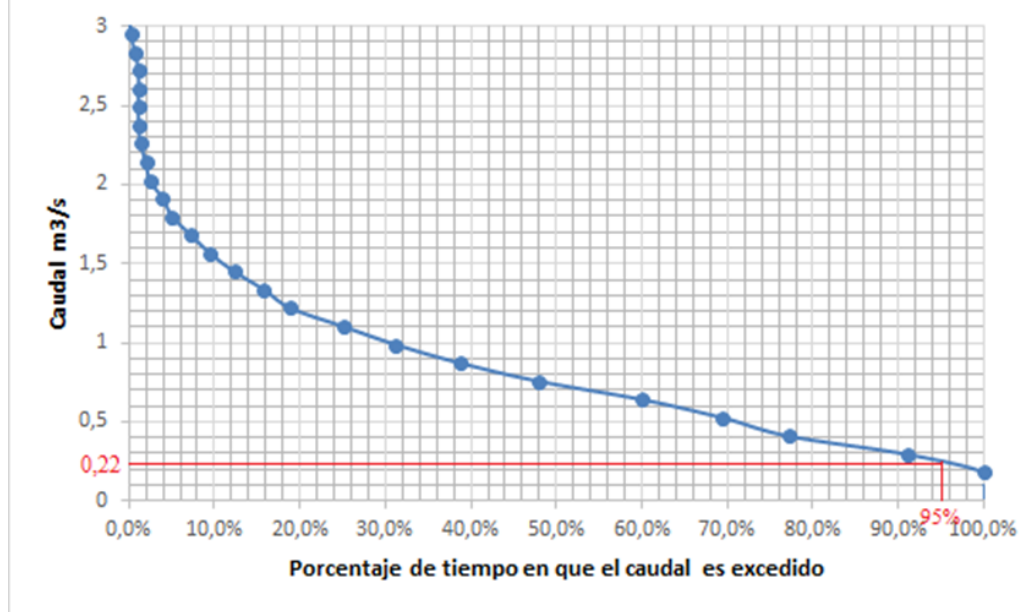
AEH = Área hoya hidrográfica hasta la estación hidrométrica en kilómetros cuadrados (km^2)

Cuadro 12. Cálculos Trasposición de Caudales para Hallar la Curva de Duración de Caudales del Proyecto

ESTACION CARAZA		ESTACION ALTO DE RAMO	
CAUDALES M3/S	% ACUMULADO	CAUDALES M3/S	% ACUMULADO
19,567	0,0%	3,0	0,0%
18,830	0,2%	2,9	0,2%
18,09	0,7%	2,8	0,7%
17,36	1,1%	2,7	1,1%
16,62	1,1%	2,6	1,1%
15,88	1,1%	2,5	1,1%
15,15	1,1%	2,3	1,1%
14,41	1,3%	2,2	1,3%
13,67	2,0%	2,1	2,0%
12,94	2,4%	2,0	2,4%
12,20	4,0%	1,9	4,0%
11,46	5,1%	1,8	5,1%
10,73	7,3%	1,7	7,3%
9,99	9,5%	1,5	9,5%
9,25	12,3%	1,4	12,3%
8,51	15,8%	1,3	15,8%
7,78	18,9%	1,2	18,9%
7,04	25,1%	1,1	25,1%
6,30	31,2%	1,0	31,2%
5,57	38,7%	0,9	38,7%
4,83	47,9%	0,7	47,9%
4,09	60,0%	0,6	60,0%
3,36	69,5%	0,5	69,5%
2,62	77,1%	0,4	77,1%
1,88	91,0%	0,3	91,0%
1,15	95,0%	0,2	95,0%
0,41	100,0%	0,1	100,0%

Fuente. Los Autores

Figura 16. Curva de Duración de Caudales cuenca Vereda Alto del Ramo



Fuente. Los Autores

Como se puede observar Calculamos la capacidad de la fuente superficial basados en la transposición de caudales y curvas de duración de caudales de la estación Caraza a nuestro proyecto donde se comprobó que el caudal obtenido al 95% del tiempo es mayor que el Caudal Máximo Diario solicitado para proyecto de Optimización del acueducto Alto de Ramo que es de 0.0039 m³/s.

2.1.2.8 Caudal mínimo de la estación y transposición de caudal mínimo proyecto Vereda Alto de Ramo. Para calcular el caudal mínimo de la estación Caraza para realizar la trasposición del mismo para el proyecto Vereda del Alto del Ramo, se toma el proceso de distribución de Gumbel en el programa HMC, teniendo los siguientes resultados (véase el Cuadro

Cuadro 13. Cálculo de Caudal de Diseño Utilizando la Distribución Gumbel

Serie de datos Q:	
Año	Q
1965	5.38
1966	4.18
1967	6.72
1968	4.77
1969	3.92
1970	5.13
1971	3.81
1973	4.5
1974	4.69
1975	4.8
1976	5.9
1977	2.83
1978	3.68
1979	3.88
1980	4.76
1981	6.88
1982	4.95
1983	5.39
1984	4.5
1985	2.89
1986	5.33
1987	3.59
1988	3.64
1989	4.25
1990	4.49
1991	4.38
1992	3.23
1993	4.64
1994	6.88
1995	3.42
1996	4.25
1997	3.73
1999	4.07
2000	4.93
2013	8.

Fuente. Los Autores

Cuadro 14. Resultados de Cálculos

ELEMENTO	RESULTADO
Número de años disponibles:	51
Promedio Q:	4.8494
Desviación estándar Q:	2.4119
Parámetro YN:	0.5492
Parámetro SN:	1.1588
Q máximo:	5.4669
Delta Q:	2.3727
Intervalo variación Q:	3.09 - 7.84

Fuente. Los Autores

De acuerdo con los cálculos realizados, con el proceso aplicado en el Programa HMC (véase el Anexo B.) se obtiene el caudal de diseño por Gumbel, para un período de retorno de 2.33 años que será de 7.8396 m³/s, que se usa para la trasposición de caudales obteniéndose que (véase el Cuadro

Cuadro 15. Caudal de Diseño por Gumbel

	ÁREA KM2	CAUDALES M3/S
ESTACIÓN CARAZA	165	7,83
VEREDA. ALTO RAMO	3,94	0,13

Fuente. Los Autores

Se identifica el caudal mínimo de la estación Caraza mediante el proceso de distribución de Gumbel y se realiza la trasposición de caudales al proyecto Vereda Alto de Ramo donde este caudal mínimo es de 0,13 m³/s lo que es suficiente para obtener suministro de la cuenca para el proyecto, es decir, que en la cuenca siempre tendrá el caudal necesario para la captación de agua en la bocatoma.

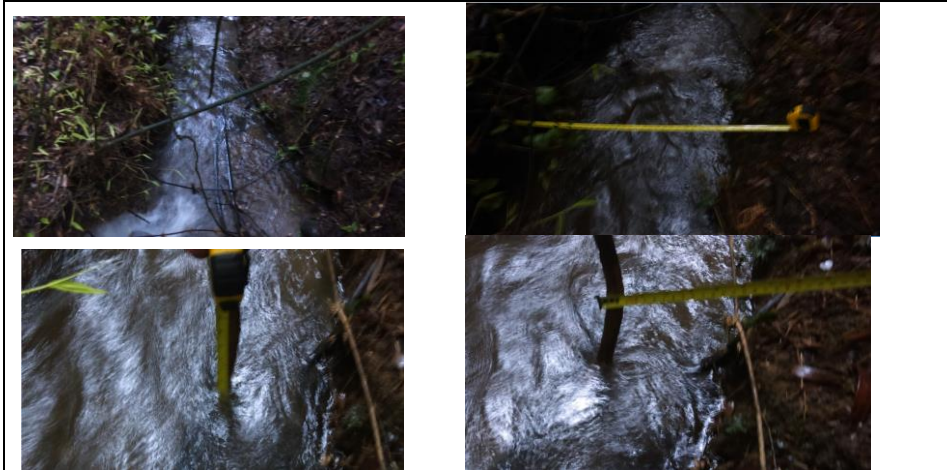
2.1.2.9 Calculo Sección Transversal de la Cuenca de la Vereda Alto del Ramo. Para realizar el cálculo de la sección transversal de la cuenca de la Vereda se procede a realizar el aforo el cual se define como “el conjunto de las actividades hidrométricas cuyo objetivo es determinar el caudal de una corriente de agua. Las principales actividades que se realizan durante esta practican son: el levantamiento del perfil transversal de la sección de aforo y las mediciones de profundidades y velocidades del flujo velocidades en un punto de dicha sección”¹⁶.

2.1.2.10 Calculo del aforo. Con un metro convencional se mide la distancia en la horizontal de B = 1.10 m, tomando 6 lecturas a cada 18 cm de la horizontal para medir la profundidad, arrojando los siguientes resultados 0.12 en la 1ra. 0.15 2da ,0.15 3ra, 0.10 4ta 0.09 5ta y 0.07 6ta m, con estos valores se obtiene los datos para introducir al programa H canales el cual nos arrojará un perfil del canal.

2.1.2.11 Descripción del sitio de aforo. El aforo se realizó en una sección de la quebrada el oso ubicado en las cercanías de la vía Bogotá Chipaque en el sector de Puente Amarillo, a 500 metros aguas arriba de la vía, determinándose que el canal en este punto tiene un ancho de B= 1.10 m y una profundidad promedio de 0.13 m, sus alrededores están cubiertas por zonas de bosques como se muestra en la Figura 7 en donde se aprecia la sección transversal de la cuenca

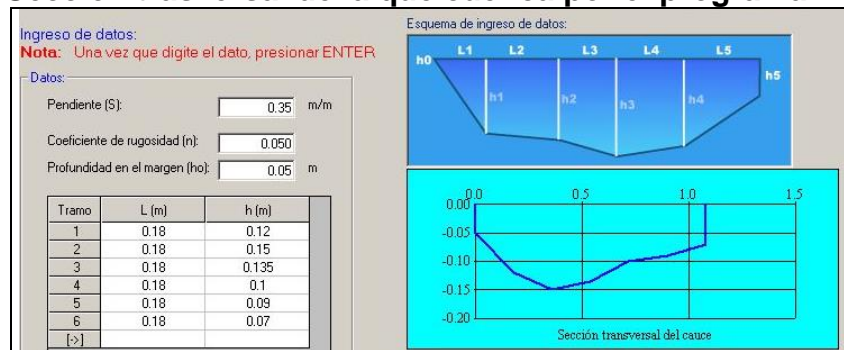
¹⁶ MARBELLO PÉREZ, Ramiro. Hidrometría Y Aforo De Corrientes Naturales [en línea]. Medellín: Universidad Nacional de Colombia [citado 21 mayo, 2018]. Disponible en Internet: <URL: <http://bdigital.unal.edu.co/12697/68/3353962.2005.Parte%2013.pdf>>

Figura 17. Sitio de Aforo – Quebrada el Oso



Fuente. Los Autores

Figura 18. Sección transversal de la que cuenca por el programa H canales



Fuente. Los Autores

Por medio de la modelación en el programa H – CANALES se obtienen el perfil de la cuenca de la sección aforada.

Cota de Bocatoma + 0.04m
 $2747.50 + 0.04m = 2747.54$
 Cota de Fondo + Y = Cota Nivel Permanente
 $2747.35 + 0.21m = 2747.56$

Teniendo cuenta el tiempo de concentración 22.607mm con un periodo de retorno de 2.33 años la intensidad de lluvia es 34.47mm/h donde se encontró un caudal 0.13 m³/s donde se realizará el curso permanente del cauce:

Utilizaremos la ecuación de Manning para flujo uniforme considerando que el cauce tiene una estructura trapezoidal

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Despejando el A para encontrar Y se asume así:

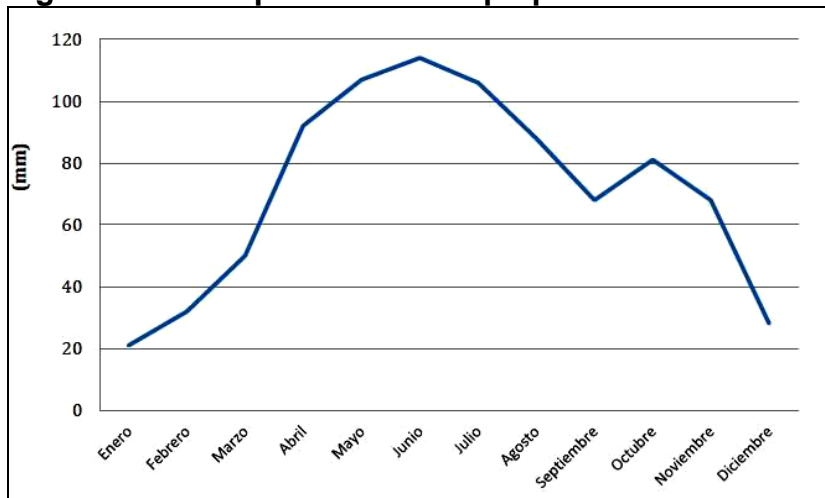
Y=Altura lamina de Agua
 Despejando Y= 0.21m

$A = 2 \cdot Y^2$; $R = \frac{Y}{2}$

2.1.3 Clima.

2.1.3.1 Precipitación. Las precipitaciones en Chipaque oscilan entre 21 m.m. en el período seco y 114 m.m. en el período húmedo. En la Figura 11 se observa que las lluvias comienzan a presentarse a partir del mes de marzo y su intensidad se empieza a notar a medida que pasan los meses, llegando a un punto máximo en junio, esto debido a que “la Zona de Confluencia Inter Tropical (ZCIT) se desplaza hacia el norte. Se inicia entonces el descenso hasta finales de noviembre. En octubre tiene un pico de pluviosidad y sigue disminuyendo hasta final de año”¹⁷.

Figura 19. Precipitación en Chipaque



Fuente. CORPORINOQUIA. Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca del Río Negro. Chipaque: La Empresa, 2010.

La Figura 19 se realiza teniendo en cuenta la Zona de confluencia intertropical (ZCIT), la cual para Colombia pasa dos veces al año, la primera en el mes de abril y mayo y la segunda entre los meses de septiembre y octubre; según esto, se puede esperar que, entre las dos temporadas lluviosas definidas en Colombia por la ZCIT, ocurra un período seco. Dando para el municipio de Chipaque, un total de 9 meses de marcadas lluvias y 3 meses más secos que son diciembre, enero y febrero que es cuando la ZCIT se encuentra en el sur y no ejerce influencia condicionante al municipio.

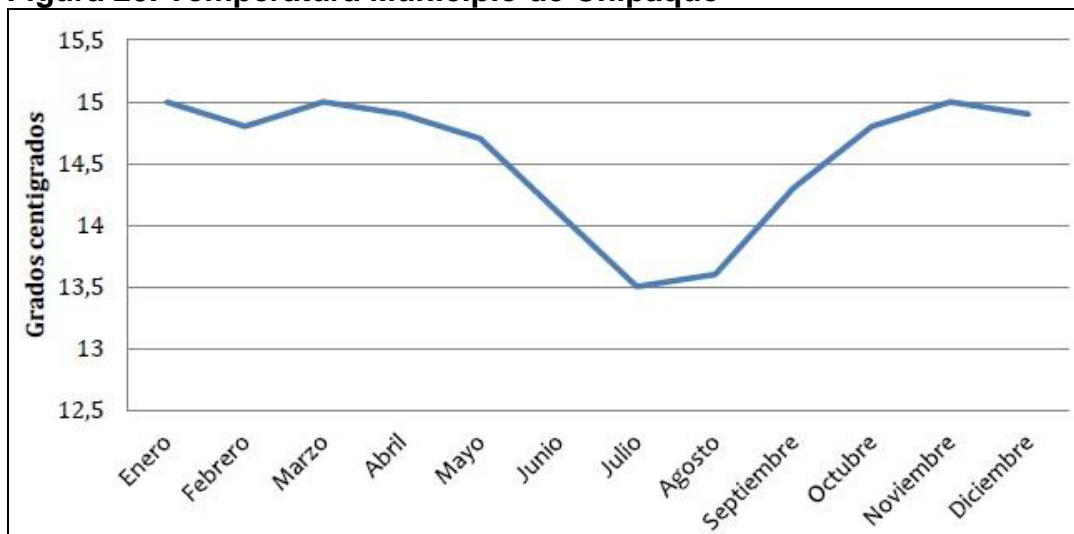
2.1.3.2 Temperatura Media. En cuanto a la temperatura media del municipio de Chipaque, ésta oscila entre los 13,5°C y los 15°C, siendo una temperatura media estable, pues su oscilación no supera 2°C.

Según análisis de Corporinoquia, la temperatura es inversamente proporcional a la precipitación, sin embargo, “el municipio presenta temperaturas medias muy

¹⁷ Ibid., p. 24

ligeras, especialmente en el mes de julio, siendo éste el más frío a pesar de no ser un mes con muchas precipitaciones, pero si uno de los que más lluvia presenta. Siendo evidente que, al disminuir las lluvias, aumentan las temperaturas y si estas bajan es por el aumento o llegada del periodo húmedo”¹⁸ (véase la Figura 20).

Figura 20. Temperatura Municipio de Chipaque



Fuente. CORPORINOQUIA. Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca del Río Negro. Chipaque: La Empresa, 2010

Finalmente, en cuanto a la humedad relativa, datos del POMCA muestran que en el municipio de Chipaque los valores medios de humedad relativa fluctúan entre 89% y 94%.

2.1.3.3 Vientos. En cuanto a los vientos, en la actualidad no existe ningún tipo de información meteorológica relacionada con los vientos en el municipio de Chipaque, ni municipios cercanos. Sin embargo, según el estudio de actualización diagnóstico del año 2008 se evidencia que “en el municipio la época de vientos inicia en el mes de julio y va hasta el mes de septiembre. Los vientos actúan en dirección general en sentido Oriente-occidente. Estos soplan a través de las llanuras venezolanas con dirección oeste y originan que las nubes se encuentren con la cordillera Oriental y descarguen su contenido en el piedemonte llanero”¹⁹.

¹⁸ *Ibíd.*, p. 22

¹⁹ *Ibíd.*, p. 22

3. DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN ACUEDUCTO EXISTENTE EN LA VEREDA DEL ALTO DEL RAMO DE MUNICIPIO DE CHIPAQUE CUNDINAMARCA

3.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE ACUEDUCTO VEREDAL ALTO DEL RAMO MUNICIPIO DE CHIPAQUE

3.1.1 Información general sistema de acueducto. Según información del plan de desarrollo del municipio de Chipaque, éste cuenta con un acueducto urbano y cuatro acueductos a nivel rural, entre los que se encuentra el Acueducto Rural Alto del Ramo, que es manejado por la empresa Fudavear, la cual se encarga de “prestar el servicio de acueducto de la vereda a los actuales usuarios, y a los que de acuerdo con la capacidad de acueducto entren a formar parte de éste”²⁰, así como a administrar, ampliar, mejorar y sostener el mismo.

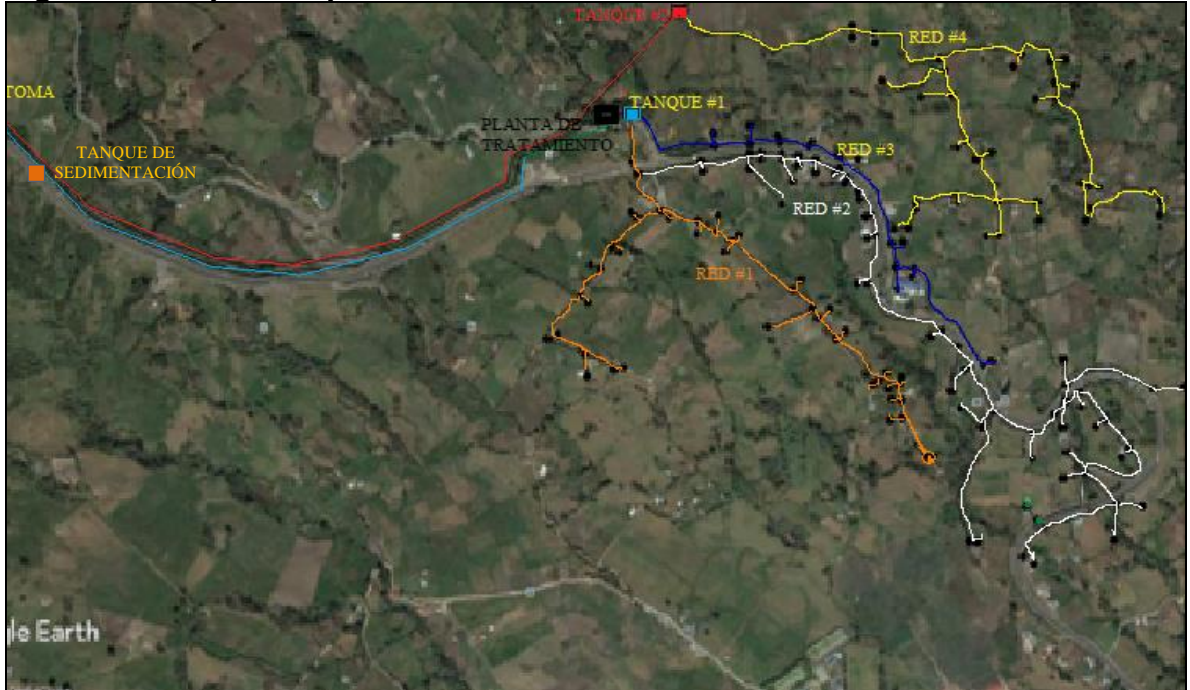
Este acueducto funciona desde el año 1995, mediante gravedad y está constituido por:

- Una bocatoma lateral ubicada a una altura de 2747.5 msnm, que usa una captación estilo abierta, ofreciendo de esta manera la posibilidad de captar el agua requerida para abastecer a la población en forma adecuada.
- Una caja de bocatoma para la recolección de sedimentos ubicado a 2737 msnm
- Una línea de conducción aductora en tubería de PVC de 3/2” que va desde la bocatoma hasta el tanque de recolección de lodos y de ahí se desprenden dos redes de distribución domiciliaria presentando una distancia de 1150 metros y la otra de 1470 metros
- Un tanque de almacenamiento de agua tratada ubicado a 2765 msnm
- Un tanque de almacenamiento de agua sin tratar ubicado a 2730 msnm alimentado mediante gravedad.
- Una planta compacta ubicada a 2765 msnm
- Cinco válvulas de cierre ubicadas en los dos tanques
- Una red de distribución domiciliaria de tubería de y 3/2” que inicia en el tanque de almacenamiento de agua cruda cubriendo una longitud de 10013 metros
- Tres redes de distribución domiciliaria que inician en el tanque de almacenamiento de agua tratada (véase la Figura 21).

²⁰ FUNDAVEAR. Cámara de comercio. Chipaqué: La Cámara, 2017. p. 2

➤ Una red de distribución domiciliar que inicia en el tanque de almacenamiento de la parte alta de la vereda de agua no tratada (véase la Figura 21).

Figura 21. Mapa Componentes Acueducto Veredal Alto del Ramo



Fuente. Autores

Adicional a esto se observaron otros aspectos que hacen parte del sistema de acueducto los cuales se pueden observar en el Cuadro 16:

Cuadro 16. Aspectos Generales de Funcionamiento Acueducto

ASPECTO	DESCRIPCIÓN
Caudal de diseño	0.001018 M^3/s
Caudal máximo diario (QMD).	0.00132 M^3/s
Caudal máximo horario (QMH)	0.00211 M^3/s
Caudal medio diario (Qmd).	0.0007 M^3/s
Tipos de hidrantes que formen la red de distribución	No posee
Distancia entre el fondo de la caja y la parte superior del cuerpo o carcasa de la válvula	NO POSEE CAJAS
Porcentaje de pérdidas en la red de distribución de agua	15 %
Porcentaje de fugas en la red de distribución de agua	5 %

Fuente. Autores

En cuanto al funcionamiento general del acueducto, se da mediante un sistema de gravedad en donde el agua es captada mediante toma lateral, a 2 kilómetros

desde el afluente en la microcuenca de la quebrada Blanca, afluente del río Palmar ubicada en la vereda de los Cerezos Grandes; “esta microcuenca se caracteriza por ser un reservorio de agua realizado por el gobierno municipal, y que tiene una gran importancia para el abastecimiento de agua en la región en épocas de verano”²¹; así mismo al acueducto lo surten las Quebradas del Oso y quebrada del Pozo.



Una vez captada el agua, ésta pasa por un tanque sedimentador, y luego es transportada por una línea aductora hasta llegar a la planta de tratamiento compacta a través de una red de tubería ubicada a 0.6 metros de profundidad instalada en el año 2000; la capacidad de producción de la planta de tratamiento es de aproximadamente 1.5 l/s potabilizada mediante un tratamiento floculante, de la planta es conducida al tanque de almacenamiento que se encarga de distribuir el agua hasta los micromedidos y de ahí a la microred domiciliaria.

3.2 EVALUACIÓN COMPONENTES FÍSICOS E INFRAESTRUCTURA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

Una vez realizada la descripción general actual sistema de acueducto veredal Alto del Ramo, se procede a evaluar sus componentes, para lo cual se realizó una inspección visual y se tuvo en cuenta aspectos como descripción del cada componente, materiales, estado en el que se encuentran, haciendo las debidas observaciones y finalmente el registro fotográfico de los hallazgos encontrados, como se muestra a continuación (véase el Cuadro 17), en donde se muestra el resultado de la boca, en cuanto al resultado del diagnóstico de los demás elementos del sistema de acueducto, éstos se pueden observar en el Anexo B.

²¹ CONCEJO MUNICIPAL CHIPAQUE, Op. cit., p. 18

Cuadro 17. Descripción y Evaluación Bocatoma

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN		
BOCATOMA POZOS O ALJIBES	Bocatoma lateral captando un caudal de 0.14 m ³ /s desde el fondo de la quebrada con un dimensionamiento de 2mts de ancho por 1.80 de largo y profundidad de 0.80 m, sin contar con rejillas.		
	La bocatoma actual tiene un cierre del nivel del agua de aproximadamente de 1 m ² , que se encierra con un muro de 2 m de ancho y un grosor de 20cm ,la tubería de derivación al tanque es de PVC de 1 ½”		
	ESTADO ACTUAL		
	Bueno	Regular	Malo
		X	
	FALLAS O DAÑOS		
<ul style="list-style-type: none"> ➤La bocatoma no posee ningún tipo de rejillas para recolectar los sedimentos de gran tamaño, lo que genera taponamientos en la tubería de salida de la misma. ➤No posee ningún tipo de cerramiento a su alrededor para evitar conexiones fraudulentas como se observa en la fotografía ➤La tubería saliente de la bocatoma antes de ser enterrada no está protegida, generando riesgo de ser dañada por personas o animales de la zona. ➤No se hace ningún tipo de mantenimiento que retire hojas y residuos sólidos que pueden obstruir la captación 			
REGISTRO FOTOGRÁFICO			
		 <p data-bbox="1252 1262 1446 1346">Tubería línea de conducción expuesta</p> <p data-bbox="1252 1556 1390 1640">Manguera conexión fraudulenta</p>	

Fuente. Autores

3.2.1 Análisis de resultados. Una vez realizado el diagnóstico del actual acueducto de la Vereda Alto del Ramo del Municipio de Chipaque, así como la caracterización geográfica del municipio se determina lo siguiente:

➤El municipio cuenta con varias fuentes hídricas tanto ríos como quebradas, que en la actualidad presentan caudales con buenos niveles para el abastecimiento de acueductos, destacándose que, aunque el municipio tiene un período seco entre los meses de diciembre y febrero, esto no representa riesgo de desabastecimiento, ya que, en los otros meses del año son constantes las precipitaciones, observándose las más altas entre los meses de abril y julio, por lo tanto el acueducto de la Vereda El Alto del Ramo, va a contar permanentemente con una buena fuente hídrica para su abastecimiento.

➤En cuanto a los componentes del sistema de acueducto existente, se pudo evidenciar que, éstos presentan deterioros y fallas en su estado estructural y constructivo, los cuales se relacionan principalmente con erosión y agrietamientos; así mismo, algunas de las tuberías del sistema de conducción y distribución se encuentran expuestas sin ningún mecanismo de seguridad que impida la mala manipulación por parte de extraños o daños a causa de animales de la zona; esta situación incumple con lo estipulado en el artículo 60 de la resolución 330 que dice que las tuberías de distribución para el sector rural deben estar instaladas a una profundidad mínima de 1 metro. Por otro lado, muchas de las uniones de estas tuberías son hechas manualmente utilizando materiales indebidos, generando fugas y pérdidas de agua a lo largo de todo el trayecto del sistema de acueducto.

➤Por otro lado, se observó que, la bocatoma no tiene rejillas de recolección de sedimentos, lo que genera taponamiento en la tubería de salida, además tampoco cuenta con cerramiento que prevenga la entrada de personas no autorizadas para hacer manipulación indebida como instalación de conexiones fraudulentas, incumpliendo lo estipulado en el artículo 53 numeral 7 y 8 Resolución 330 de 2017.

➤En cuanto al tanque de almacenamiento secundario, éste no tiene mecanismos de seguridad, no cumple con ninguno de los requisitos de diseño para tanques de Almacenamiento establecidos en el artículo 70 de la resolución 330, ya que no tiene tapa, por tanto, el agua queda expuesta a ser contaminada por diversos elementos.

Debido a los hallazgos encontrados, se recomienda realizar una optimización del sistema, para identificar si hay necesidad de realizar alguna rehabilitación o mejora a lo actual.

3.3 CUMPLIMIENTO DE REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SEGÚN NORMATIVIDAD (RESOLUCIÓN 0330 DE 2017)

De acuerdo con la normatividad colombiana los acueductos deben cumplir con una serie de requisitos y/o requerimientos en las etapas de diseño construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura, establecidos en la Resolución 0330 de 2007 (Reglamento técnico – RAS), a continuación, se hace la verificación de los aspectos más relevantes estipulados en la resolución (véase el Cuadro 18).

Cuadro 18. Formato de Verificación Cumplimiento Requisitos Normatividad

REQUERIMIENTO	CUMPLE	
	SI	NO
DESARENADOR		
Su localización respecto al sitio de captación es corta		X
La tubería de aducción está localizada en el eje longitudinal de la estructura		X
tiene dispositivo de rebose mediante vertedero lateral, ubicado cerca a la entrada del desarenador		X
tiene cerramiento que evite el ingreso de personas no autorizadas o animales		X
cuenta con sistema de eliminación de partículas		X
cuenta con suficiente almacenamiento de arenas y con sistemas hidráulicos con pendientes superiores al 10% para una eficiente evacuación del producto desarenado		X
La unidad tiene un sistema de paso directo con capacidad para operar el caudal de diseño cuando la estructura esté en limpieza		X
Cuenta con descoles a las fuentes receptoras de los caudales de exceso y del producto de desarenado		x
ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD O IMPULSIÓN POR BOMBEO		
Presenta Onda de subpresión		
Tiene sitios de salida para mediciones piezométricas y de caudal		X
Los sitios de salida se localizan al comienzo y al final de las líneas de conducción y/o aducción y en intervalos máximos 1.500 m, si la longitud de la tubería es mayor que 2.000 m, antes y después de las válvulas y después de cada derivación de la conducción)		X
El diámetro interno real de salida es acorde con el diámetro del ducto objeto de medición y se complementa con una válvula esférica o de globo y su correspondiente tapón roscado		X
Tiene válvulas de corte o cierre en la red de distribución	X	
Tiene válvulas de drenaje		X
Tiene pozo de succión para mantenimiento de la red		X
Tiene válvulas reguladoras de presión		X

Cuadro 10. (Continuación)

REQUERIMIENTO	CUMPLE	
	SI	NO
Tiene válvulas de cierre	X	
Tiene paso lateral (bypass)		X
Las válvulas reguladoras de presión tienen accesorios		X
Las válvulas reguladoras de presión tienen indicador del grado de apertura		X
Las válvulas reguladoras de presión soportan la presión aguas arriba y aguas abajo simultáneamente, o solo para uno de los lados		X
Las válvulas reguladoras de presión tiene flecha de indicación de la dirección del flujo		X
Las válvulas reguladoras de presión se cierran automáticamente		X
Tiene válvulas de ventosa		X
Tiene válvulas de purga		X
Las válvulas de purga se encuentran ubicadas en los puntos bajos de las redes		X
Tiene cajas de las válvulas		X
Las cajas de válvulas están construidas en mampostería. De qué tipo, ladrillo, concreto reforzado otro material		X
TANQUE DE ALMACENAMIENTO	SI	NO
Tiene al menos un tanque de almacenamiento	X	
El tanque de almacenamiento funciona con esquema de mezcla FIFO (lo primero que entra es lo primero que sale)		X
Las esquinas del tanque están proyectadas achaflanadas		
El tanque cuenta con sistema de renovación de aire		X
Las ventanas o elementos de ventilación cuenta con sistemas que impide la entrada de sustancias contaminantes o vectores		X
El tanque tiene rectoración a la entrada		X
La tubería de salida está ubicada de manera que para los niveles mínimos de operación no se generen vórtices, ni entrada de aire a la red, ni permita la resuspension de sedimentos		X
El tanque cuenta con una pendiente de fondo que facilite la evacuación de lodos y las labores de limpieza		X
El terreno en el cual está construido el tanque cuenta con sistema de drenaje	X	
El tanque cuenta con un sistema de alivio que tenga la capacidad de evacuar excesos.		

Cuadro 10. (Continuación)

REQUERIMIENTO	CUMPLE	
	SI	NO
PLANTA POTABILIZADORA		
El terreno de ubicación de la planta tiene drenaje	X	
El terreno de ubicación facilita el manejo y tratamiento de lodos	x	
Se cuenta con cabeza hidráulica al ingreso del sistema de potabilización	x	
Cuenta con estructura de aireación	X	
Cumple con los parámetros de referencia para el diseño de aireadores de bandejas múltiples	X	
Cumple con los parámetros de referencia para el diseño de aireadores de cascada	X	
Tiene sistema de coagulación	X	
Cumple con los parámetros de referencia de mezcla rápida	X	
Tiene sistema de floculación convencional	X	
Tiene al menos tres zonas de floculación que garanticen la disminución de gradientes de velocidad de mezcla	X	
Tiene sistema de sedimentación	X	
Cumple con los parámetros de referencia de sedimentación		
Tiene sistema de filtración convencional	X	
Cumple con las características de filtración convencional	X	
Cumple con los rangos de tasa de filtración lenta en múltiples etapas	X	
Tiene filtros de lecho profundo de alta tasa		
Tiene un sistema de filtración avanzada	X	
Tiene un sistema de ablandamiento		
Utiliza productos de oxidación química	x	
Cuenta con intercambio iónico		
Cuenta con filtración por adsorción		
Cuenta con sistema de desinfección		
Cuenta con instrumentación y control en sistemas de potabilización	X	

Fuente. Autores

Como se puede observar, de los componentes básicos que componen el sistema de acueducto sólo la planta de tratamiento cumple con los requerimientos de diseño establecidos en la Resolución 330 de 2017, los demás componentes es decir desarenador, sistema de aducción y conducción por gravedad o impulsión por bombeo y tanque de almacenamiento, cumplen con tan solo 4 de 38 parámetros, haciéndose el de mayor relevancia que no se tiene un desarenador.

4. PROYECCIÓN DE LA DEMANDA

4.1 NIVEL DE COMPLEJIDAD PARA EL DISEÑO DEL ACUEDUCTO

De acuerdo con la normatividad colombiana, para el territorio nacional se establecen los siguientes niveles de complejidad: Bajo, Medio, Medio Alto y Alto.

La clasificación del proyecto en uno de estos niveles depende del número de habitantes en la zona, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto (véase el Cuadro 19).

Cuadro 19. Nivel de Complejidad del Sistema

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

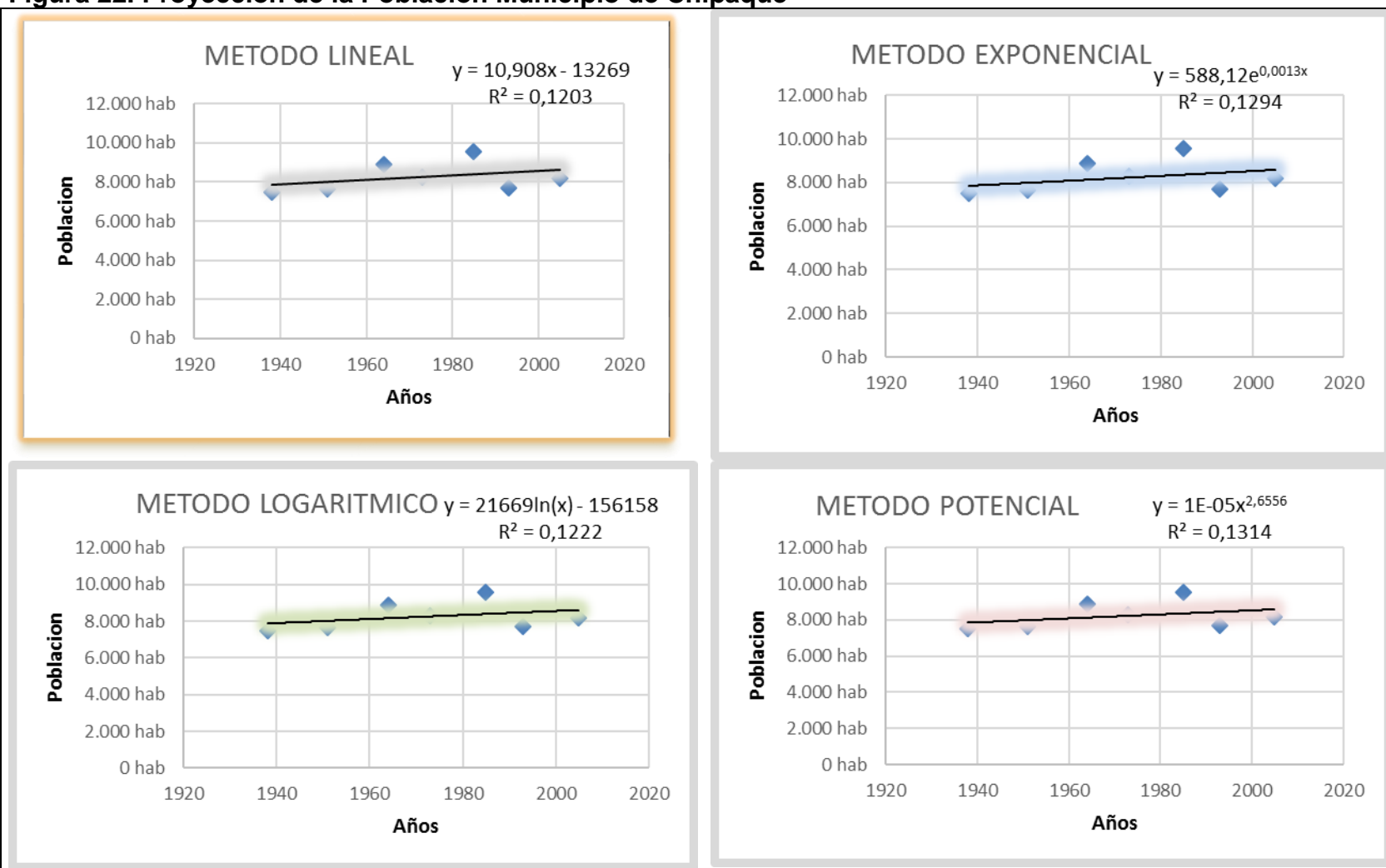
Fuente. COLOMBIA. MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Resolución 2115 (8 junio, 2017). Por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano. Bogotá: El Ministerio, 2007.

Con base a la información de las características de la población y la capacidad económica de los usuarios, se puede establecer que la vereda del Alto del Ramo del municipio de Chipaque Cundinamarca, tiene un nivel de complejidad baja, ya que su población actual es de 500 habitantes, cuyo estrato socio económico es 2 al tratarse de una zona veredal los niveles de ingresos son bajos.

4.2 PROYECCIÓN DE LA DEMANDA

Para realizar la proyección de la población del municipio de Chipaque para un período de diseño de 25 años según lo establecido en el artículo 40 de la resolución 330 de 2017, que sería el año 2043, se aplican los métodos de cálculo aritmético, geométrico y exponencial que son los permitidos según el nivel de complejidad del sistema, la aplicación del respectivo procedimiento se puede observar en el Anexo C; a continuación, se presenta el resultado final (véase la Figura 22).

Figura 22. Proyección de la Población Municipio de Chipaque

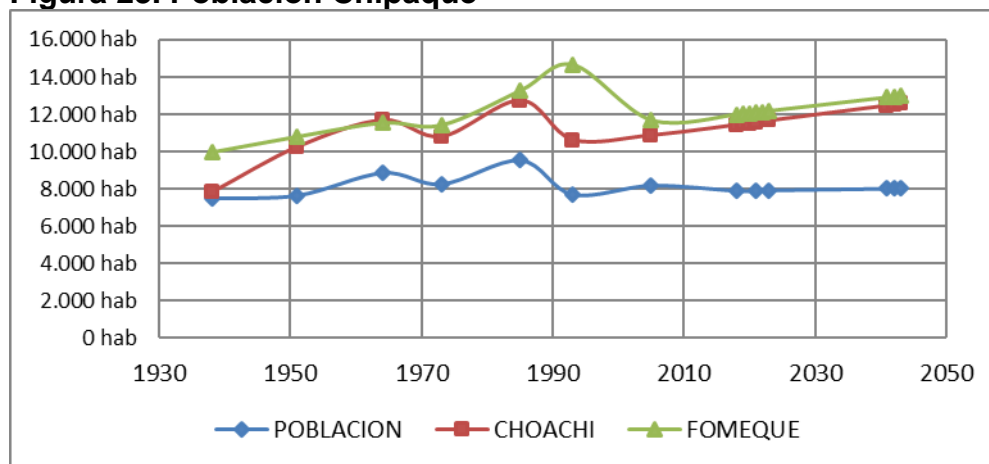


Fuente. Autores

Como se puede observar en la Figura 22, la proyección de la población del municipio por los diferentes métodos, muestra que éste no tendrá un crecimiento poblacional muy significativo, por tanto, para hacer el cálculo de la población con proyección creciente, se va a realizar una interpolación entre la población del municipio de Chipaque y dos municipios cercanos Choachi y Fómeque, que tiene las mismas condiciones climáticas, para que de este modo las proyecciones cumplan con lo exigido en la normatividad, es decir que muestren crecimiento de su población.

4.2.1 Interpolación para cálculo de la proyección de la población. Antes de hacer la interpolación se toman los datos de los censos de los tres municipios y se calcula la proyección bajo los tres métodos aritmético, geométrico y exponencial (véase el Anexo C) para luego tomar datos de diferentes períodos hasta llegar al año final del período del diseño y hacer la interpolación (véase la Figura 23)

Figura 23. Población Chipaque



Fuente. Autores

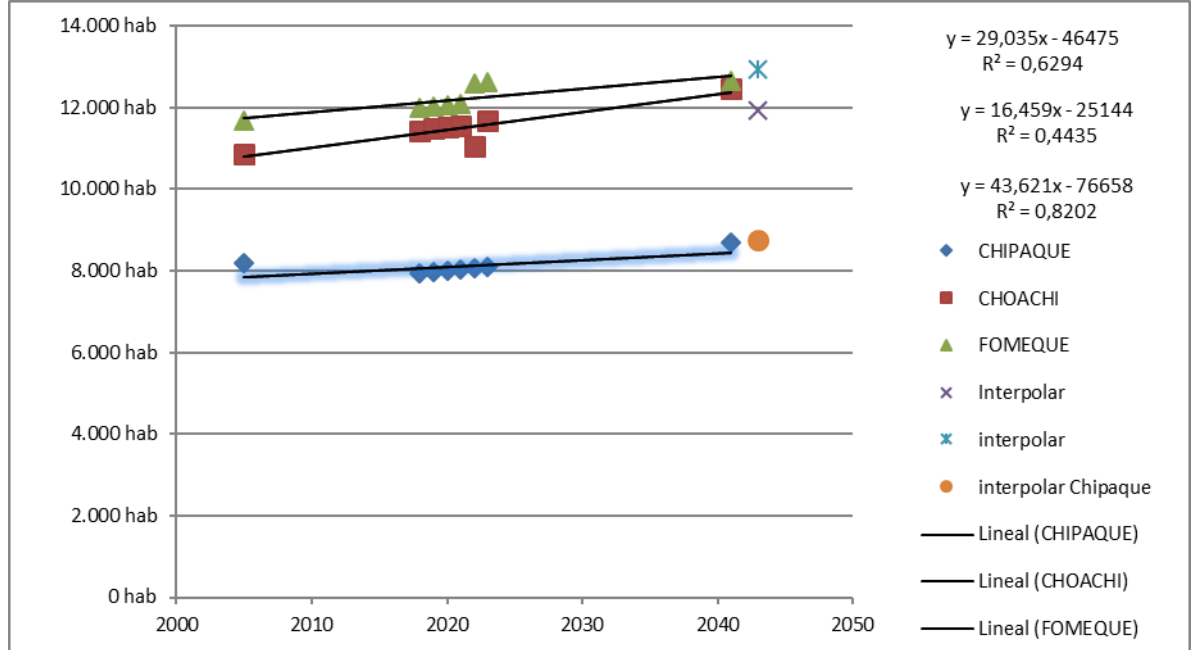
Para realizar la interpolación y determinar el dato exacto de la población del municipio de Chipaque para el año 2043 se toman los datos obtenidos anteriormente así:

Cuadro 20. Proyección de la Población para Interpolación

AÑO	CHIPAQUE	CHOACHI	FOMEQUE
2005	8.191 hab	10.874 hab	11.669 hab
2018	7.934 hab	11.431 hab	12.001 hab
2019	7.966 hab	11.475 hab	12.027 hab
2020	7.999 hab	11.519 hab	12.052 hab
2021	8.031 hab	11.563 hab	12.078 hab
2022	8.064 hab	11.607 hab	12.589 hab
2023	8.097 hab	11.661 hab	12.614 hab
2041	8.688 hab	12.466 hab	12.640 hab
2043	8.754 hab	11.924 hab	12.942 hab

Fuente. Autores

Figura 24. Interpolación de la Población



Fuente. Autores

4.2.2 Cálculo de la Población de la Vereda Alto del Ramo. De acuerdo con información del Plan de Desarrollo del Municipio, la población de la Vereda del Alto del Ramo corresponde al 9.5% del total de habitantes del Municipio (véase el Cuadro 21).

Cuadro 21. Distribución Espacial de la Población Rural del Municipio

Distribución Espacial de la Población Rural		
Vereda	Población	Porcentaje
CEREZOS GRANDES	952	14.6%
MONGUE	736	11.3%
ALTO DEL RAMO	623	9.5%
CEREZOS CHIQUITOS	604	9.2%
CUMBA	363	5.5%
MUNAR	360	5.5%
LLANO DE CHIPAQUE	341	5.2%
QUERENTE	312	4.8%
NIZAME	301	4.6%
SIECHA	282	4.4%
POTRERO GRANDE	279	4.3%
FLOREZ	269	4.1%
CALDERA	179	2.7%
CARAZA	169	2.6%
QUENTE	133	2.0%
ABASTICOS C.P	126	1.9%
MONE	112	1.7%
ALTO DE LA CRUZ	96	1.5%
ABASTICOS	96	1.5%
HOYAS	68	1.0%
CALDERITAS	51	0.8%
FRUTICAS	34	0.5%
MONGUE BOQUERON	32	0.5%
LA PALMA	19	0.3%

Fuente. Fuente. CONCEJO MUNICIPAL CHIPAQUE. Plan de desarrollo 2016 – 2019. Chipaqué: Alcaldía municipal, 2016. p. 12

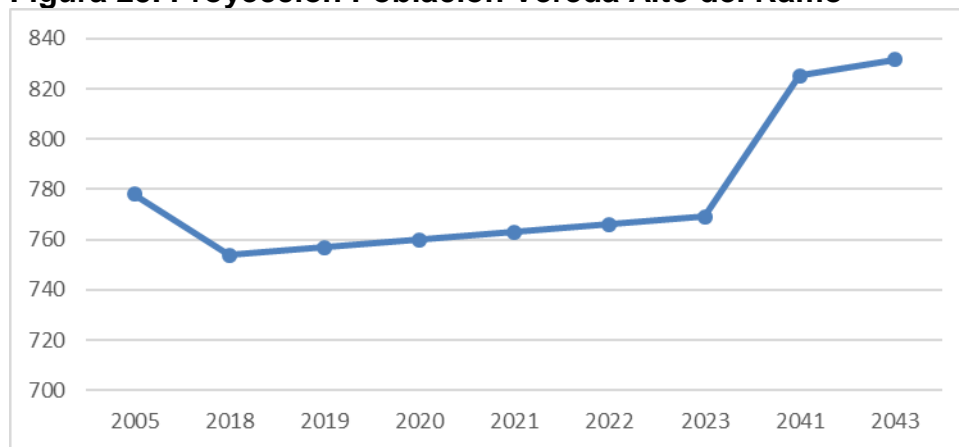
De acuerdo con lo anterior, para hacer la proyección de la población de la Vereda Alto del Ramo, se toman los datos obtenidos de la interpolación realizada y se calcula el porcentaje correspondiente a la población de la Vereda (véase el Cuadro 22 y la Figura 25) para hacer el cálculo del caudal de diseño.

Cuadro 22. Proyección de la Población Vereda Alto del Ramo Municipio Chipaque

AÑO	CHIPAQUE	VEDERA ALTO DEL RAMO (9.5)
2005	8.191 hab	778 hab
2018	7.934 hab	754 hab
2019	7.966 hab	757 hab
2020	7.999 hab	760 hab
2021	8.031 hab	763 hab
2022	8.064 hab	766 hab
2023	8.097 hab	769 hab
2041	8.688 hab	825 hab
2043	8.754 hab	832 hab

Fuente. Autores

Figura 25. Proyección Población Vereda Alto del Ramo



Fuente. Autores

De acuerdo con lo anterior, la población de diseño para el sistema de acueducto de la Vereda Alto del Ramo es 832 habitantes.

4.3 CÁLCULOS DE LA DOTACIÓN DE LA VEREDA ALTO DEL RAMO

4.3.1 Dotación neta. Basándose en los criterios establecidos en la Resolución Número 0330 artículo 43, la dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida será (véase el Cuadro 23).

Cuadro 23. Dotación Neta Máxima por Habitante Según la Altura Sobre el Nivel del Mar de la Zona Atendida

ALTURA PROMEDIO SOBRE EL NIVEL DEL MAR DE LA ZONA ATENDIDA	DOTACIÓN NETA MÁXIMA (L/HAB*DÍA)
> 2000 m.s.n.m	120
1000 – 2000 m.s.n.m	130
< 1000 m.s.n.m	140

Fuente. COLOMBIA. MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y TERRITORIO. Resolución 0330 (8 junio, 2017). Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS y se derogan las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005 y 2320 de 2009. Bogotá: El Ministerio, 2017

Según esto, y teniendo en cuenta que la vereda se encuentra ubicada en una altura promedio del 2000 m.s.n.m, se establece como dotación neta máxima por habitante 120 L/día.

4.3.2 Dotación bruta. Establecida la dotación neta, se calcula la dotación bruta que según el artículo 44 de la Resolución 330, es el máximo de agua que se requiere para satisfacer las necesidades básicas de un habitante, por tanto, para realizar su cálculo se utiliza la siguiente fórmula

Ecuación 2. Dotación Bruta

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

Donde:

D_{bruta} : Dotación bruta

d_{neta} : Dotación neta

$\%p$: Porcentaje de pérdidas técnicas máximas para diseño

Tomando como % de pérdidas 25% que es máximo permitido por la normatividad, se obtiene el siguiente resultado

$$D_{bruta} = \frac{120L/hab.día}{1 - 0.25} = 160L/hab.día$$

4.3.3 Caudal medio diario. El caudal medio diario Q_{md} que corresponde al promedio de los consumos diarios en un período de un año, y que se calcula utilizando siguiente ecuación

$$Q_{md} = \frac{\text{población} \times d_{bruta}}{86400}$$

$$Q_{md} = \frac{832 \times 160}{86400} = 1.54 \text{ L/seg.}$$

Es decir que 1.54 L/seg es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada.

4.3.4 Caudal máximo diario. El caudal máximo diario QMD es el consumo máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año. Para su cálculo se multiplica el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , utilizando la siguiente fórmula

Ecuación 3. Caudal máximo diario

$$QMD = Q_{md} \times k_1$$

De acuerdo con el artículo 47 párrafo 2 de la resolución 330, para poblaciones menores o iguales de 12.500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor K_1 será superior a 1.3, por tanto:

$$QMD = \frac{1.54L}{seg} \times 1.3 = 2.003 \text{ L/seg}$$

4.3.5 Caudal máximo horario. El caudal máximo horario, QMH, es el consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Para su cálculo se toma el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k_2 , se usa la siguiente fórmula:

Ecuación 4. Caudal máximo horario

$$QMH = QMD \times k_2$$

De acuerdo con la Resolución 330 para el caso de sistemas de acueductos nuevos, el coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k_2 , corresponde a un valor comprendido entre 1.3 y 1.7, en este caso se tomó como coeficiente de consumo 1,6.

$$QMH = 2.003 \times 1.6 = 3.20 \text{ L/seg}$$

De acuerdo con lo anterior, se tienen los siguientes caudales de diseño (véase el Cuadro 24).

Cuadro 24. Caudales de Diseño Acueducto Vereda Alto del Ramo

Consumo total	160
QmD	1,54
QMD	2,003
QMH	3,20

Fuente. Autores.

4.3.6 Proyección de consumo. Para realizar los cálculos de proyección de consumo se toman tres años de referencia y su respectiva población proyectada, determinando el incremento entre cada período y calculando los caudales proyectados de la siguiente manera (véase el Cuadro 25).

Cuadro 25. Proyección de Consumo Acueducto Vereda Alto del Ramo

PROYECCIÓN DE CONSUMO									
Año	Población	Incremento población	Incremento de consumo	Consumo neto	% Perdidas	Consumo total	QmD	QMD	QMH
2018	754			125	25%	166,7	1,5	1,7	2,6
		4,68%	0,5%						
2030	791			126	24%	165	1,5	1,8	2,7
		4,93%	0,5%						
2042	832			126	23%	164	1,6	1,9	2,8

Fuente. Autores

Como se puede observar la proyección del consumo para el período de diseño tiene un aumento de consumos de un 3.91L/s, aproximadamente al año 2043.

5. DISEÑO DEL ACUEDUCTO

Para realizar los cálculos de diseño de los diferentes componentes del sistema de acueducto de la Vereda Alto del Ramo se tuvo en cuenta los parámetros establecidos en la resolución 300 de 2017, Ras 2000 y adicionalmente, para corroborar los resultados obtenidos se aplicó el software AYA de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito elaborado por el ingeniero Ricardo Alfredo López Cualla el cual tiene en cuenta parámetros de diseño del libro Diseño De Acueductos Y Alcantarillados.

5.1 DISEÑO DE BOTACOMA

Para diseñar la bocatoma se toma el caudal de diseño según la población proyectada (véase el Cuadro 26).

Cuadro 26. Caudales para el Diseño

AÑO	POBLACIÓN	QmD	QMD
2018	754	1,5	2,0
2030	791	1,7	2,5
2043	832	3,91	4,5

Fuente. Autores

5.1.1 Diseño de la Presa. Se tomó un ancho de la presa inicial de 0.50 m. La altura de la lámina de agua en las condiciones de diseño calculando se tiene lo siguiente:

Cuadro 27. Cálculos para el Diseño de la Presa

	AFORO DEL RIO		TABLA DE FORMULAS
Caudal Máximo de Río	Qmax rio (lt/s)	120	$H = \left(\frac{Q}{1,84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$
Longitud del río	L (m)	0,50	
Caudal de Diseño	Q diseño (lt/s)	3,910	
Lámina de agua en las condiciones de diseño	H (m)	0,026	$L' = Longitud\ del\ río - 0,2H$
Corrección por contracciones laterales	L' (m)	0,495	
Velocidad del río	V (m/s)	0,301	$Vr = \frac{Q}{L' \times H}$

Fuente. Autores

Se observa que la velocidad del río sobre la presa cumple con lo establecido en la normatividad es de $Vr = 0,3m/s \leq 0,30 \leq 3,0m/s$

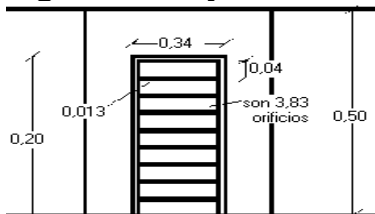
5.1.2 Diseño de la rejilla. Para hacer el diseño de la rejilla se aplicaron las fórmulas sugeridas en la resolución 330, al aplicando fórmulas se tienen los siguientes resultados (véase el Cuadro 28).

Cuadro 28. Cálculos para el Diseño de la Rejilla

	REJILLA		TABLA DE FORMULAS
Alcance filo superior	xs	0,237	$Xs = 0,36Vr^{\frac{2}{3}} + 0,60H^{\frac{4}{7}}$
Alcance del filo inferior	xi	0,139	$Xi = 0,18Vr^{\frac{4}{7}} + 0,74H^{\frac{3}{4}}$
Ancho del canal de aducción (B)	B (m)	0,307	$B = Xs + 0,10$
Separación entre barrotes	a (m)	0,040	
Diámetro de cada barrote	b (m) (1/2")	0,0127	
Área neta de la rejilla	An (m2)	0,048	$An = \frac{Q}{0,9 \times Vb}$
Longitud de la rejilla	Lr (m)	0,207	$Lr = \frac{An(a + b)}{a \times B}$
Número de orificios	N # orificios	3,935	
Área de la rejilla	Area n (m2)	0,0630	$N = \frac{An}{a \times B}$

Fuente. Autores

Figura 26. Rejilla



Fuente. Autores

De acuerdo con lo anterior, el número de orificios la rejilla debe ser 4, sin embargo, se sugiere para el momento de la construcción se hagan por lo menos 8 esto para que la eficiencia en la recolección de sedimentación de la bocatoma antes de pasar el agua al sistema de conducción sea más eficiente.

5.1.3 Canal de Aducción. Aplicando las fórmulas establecidas en la normatividad se tienen los siguientes resultados (véase el Cuadro 29)

Cuadro 29. Cálculos Canal de Aducción

	CANAL DE ADUCCIÓN		TABLA DE FORMULAS
Profundidad aguas abajo	he=hc (Cm)	0,0255	$he = hc = \left(\frac{Q^2}{gB^2}\right)^{\frac{1}{3}}$ $ho = \left[2he^2 + \left(he - \frac{iLc}{3}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3}iLc$ $Ve = \frac{Q}{Bhe}$
Longitud del canal	Lc (cm)	0,51	
Profundidad aguas arriba	ho (cm)	0,15	
Profundidad aguas arriba	Ho(cm)	0,66	
Velocidad del canal al final del canal	Ve (m/s)	0,50	

Fuente. Autores

Se observa que la velocidad del agua al final del canal cumple con la normatividad $V_e = 0,5\text{m/s} \leq 0,5 \leq 3,0\text{m/s}$

5.1.4 Diseño del Cámara de Recolección. Para determinar los cálculos del diseño de la cámara de recolección se usaron los criterios establecidos en la normatividad obteniéndose los siguientes resultados

Cuadro 30. Diseño Cámara de Recolección

	DISEÑO CÁMARA DE RECOLECCIÓN		TABLA DE FORMULAS
Ancho de la cámara	Bc (m)	1,2	$X_s = 0,36Ve^{\frac{2}{3}} + 0,60he^{\frac{4}{7}}$
	Bc (m)	0,60	
Alcance filo superior	Xs (m)	0,30	$X_i = 0,18Ve^{\frac{4}{7}} + 0,40he^{\frac{5}{4}}$
Alcance filo inferior	Xi(m)	0,17	$B_{cámara} = X_s + 0,30$
Carga sobre la cresta del vertedero	Hmax (m)	0,26	$H = \left(\frac{Q}{1,84L}\right)^{\frac{2}{3}}$

Fuente. Autores

5.1.5 Cálculo del caudal de excesos. Para determinar el caudal de excesos se aplican las siguientes fórmulas que se muestran en el Cuadro 31 se obtienen los siguientes resultados

Cuadro 31. Cálculos Caudal de Excesos

	Caudal de excesos		TABLA DE FORMULAS
Caudal a través de la rejilla	Q captado (m3/s)	0,033	$Q_{captado} = CdAn\sqrt{2gH}$
Caudal de excesos	Q excesos (m3/s)	0,029	$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseñado}$
Altura del vertedero de excesos	H excesos (m)	0,055	$H_{exc} = \left(\frac{Q}{1,84B_{camará}}\right)^{\frac{2}{3}}$
Velocidad de excesos	V excesos (m/s)	0,432	$V_{exc} = \frac{Q_{exc}}{H_{exc} \times B_{camará}}$
	Xs (m)	0,320	

Fuente. Autores

Para validar los resultados obtenidos con la aplicación de las fórmulas para cada elemento que conforma la bocatoma del nuevo acueducto se usa el programa AYA obteniéndose los siguientes resultados (véase la Figura 27)

Figura 27. Resultados Cálculos elementos de la Bocatoma usado el programa Aya

The screenshot displays the 'Diseño de la Bocatoma de Fondo' software interface, which is organized into several panels showing calculation results for different parts of the dam structure. The results are as follows:

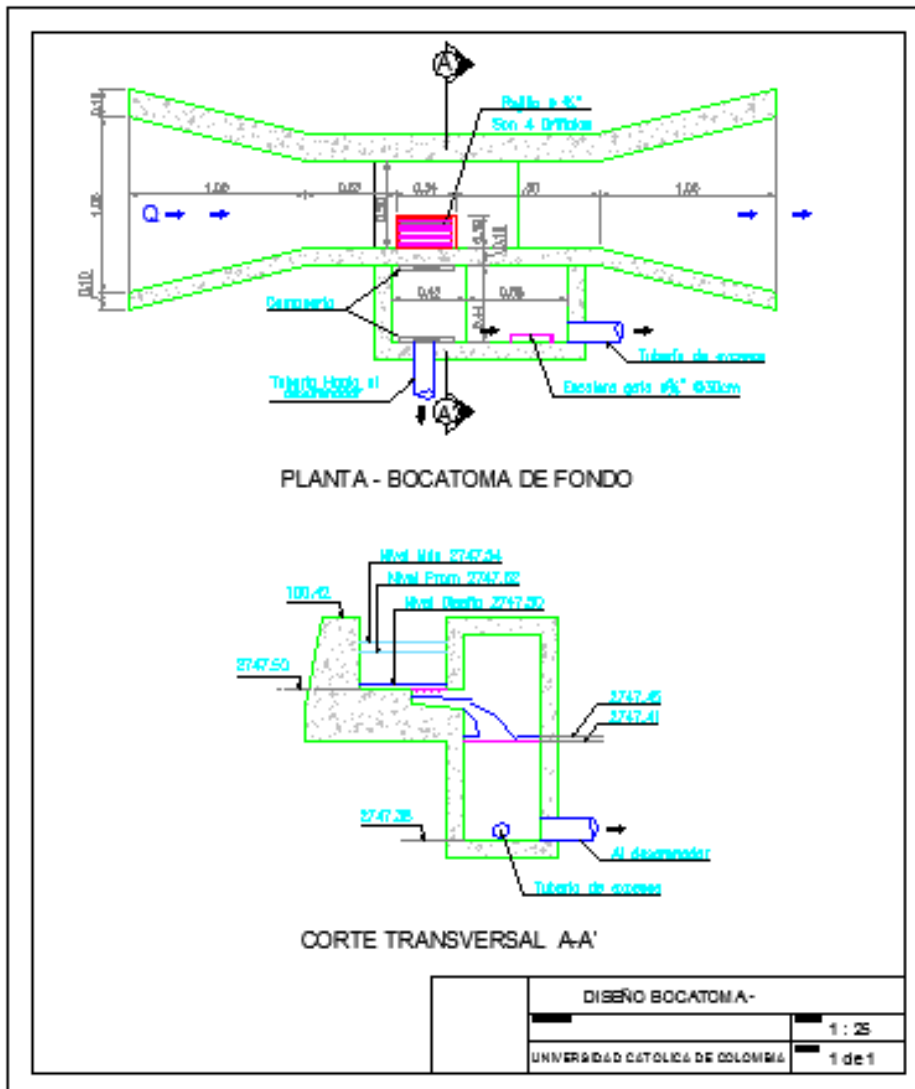
Componente	Parámetro	Valor	Unidad
Diseño de la Presa	Ancho de la garganta	0,50	m
	Lámina de agua sobre la rejilla	0,03	m
	Velocidad sobre la rejilla	0,30	m/s
	Cumple requisito de velocidad: (> 0,3 m/s y < 3,0 m/s)	SI	
Canal de Aducción	Pendiente	1,20%	
	Longitud del canal	0,29	m
	Lámina de agua, aguas arriba	0,04	m
	Lámina de agua, aguas abajo	0,02	m
	Borde libre	5,00%	m
	Altura del canal aguas arriba	0,09	m
Cámara de Recolección	Esesor del muro	0,10	m
	Sobrancho de la cámara	0,15	m
	Alcance filo superior del chorro	0,29	m
	Ancho de la cámara	0,44	m
Excesos	Lámina de agua, caudal promedio	0,18	m
	Caudal captado	11	L/s
	Caudal de excesos	7	L/s
	Lámina agua sobre cresta del vertedero	0,04	m
Diseño de la Rejilla	Sobrancho de la rejilla	0,10	m
	Diámetro de los barotes	1/2	plg.
	Separación entre barotes	4	cm
	Velocidad entre barotes	0,09	m/s
Cálculos de Chorro	Alcance filo superior del chorro	0,24	m
	Alcance filo inferior del chorro	0,14	m
	Ancho de la rejilla	0,34	m
	Longitud de la rejilla	0,19	m
	Area neta de la rejilla	0,05	m ²
	Número de orificios	3,65	
Cálculos de Velocidad	Velocidad a la entrega	0,49	m/s
	Cumple requisito de velocidad: (> 0,3 m/s y < 3,0 m/s)	SI	
	Velocidad sobre la cresta del vertedero	0,37	m/s
	Alcance filo superior del chorro excesos	0,28	m
Cálculos de Ancho	Ancho recolección caudal de excesos	0,58	m
	Largo total de la cámara de recolección	1,00	m

At the bottom right of the interface, there are three navigation buttons: 'Retroceder' (Back), 'Continuar' (Continue), and 'Terminar' (Finish), with a red 'PARE' (STOP) sign icon next to the 'Terminar' button.

Fuente. Autores

Finalmente, con esto resultados se diseña el modelo de bocatoma el cual se muestra a continuación (véase la Figura 28).

Figura 28. Diseño de Bocatoma Acueducto Vereda Alto del Ramo



Fuente. Autores

5.2 DISEÑO DE LA ADUCCIÓN

Para el cálculo y diseño del sistema de aducción del nuevo acueducto se tuvo en cuenta los parámetros establecidos en la sección 3 artículo 56 de la Resolución 330 de 2017, obteniéndose los siguientes resultados:

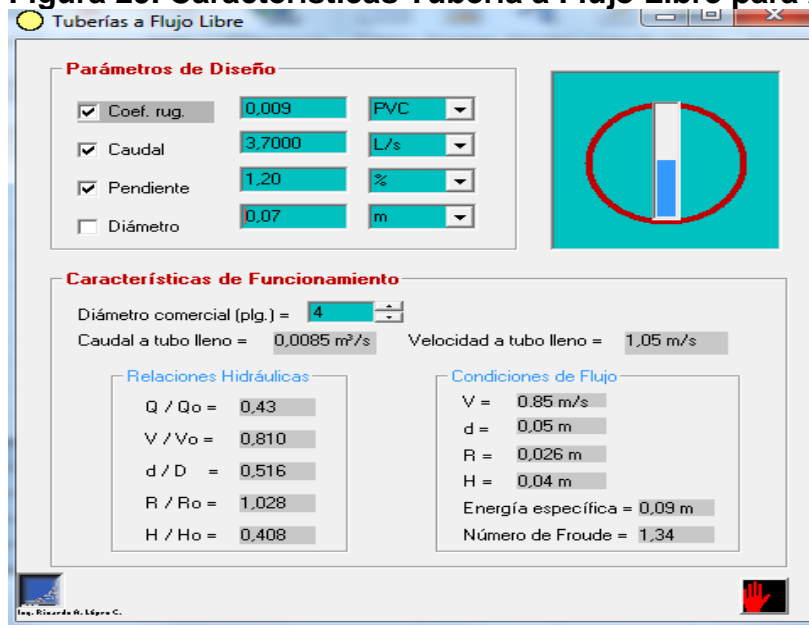
Cuadro 32. Aducción

ADUCCION		
	VALOR	UNIDADES
Q diseño (lt/s)	3,91	lps
	0,004	m³/seg
N	0,009	
Cota salida bocatoma	2747,5	m.s.n.m
Cota llegada	2746,9	m.s.n.m
Longitud bocatoma al desarenador (m)	50	m
Pendiente	0,0120	(m/m)
Peso específico	9810,0000	new/m³
Diámetro	0,07	m
D (")	2,92	pulgadas
Diámetro comercial	4	pulgadas
D (m)	0,1016	m
Caudal de diseño tubo lleno	8,5	m³/seg
	0,0085	lps
Qdiseño/Qtubo lleno	0,43	
Velocidad tubo lleno	1,05	m/seg
Velocidad	1,05	m/seg
Radio hidráulico tubo lleno	0,0254	m
Radio	0,03	m
Esfuerzo a cortante	3,1	new/m³
d= lámina de agua	0,04	m

Fuente. Autores

Se corroboran los resultados mediante el programa AYA obteniéndose lo siguientes (véase la Figura 29).

Figura 29. Características Tubería a Flujo Libre para Aducción de Acueducto



Fuente. Autores

De acuerdo con lo anterior, la velocidad de conducción de agua es de 1.05 m/s cumpliendo así con lo estipulado en la resolución 330, donde se menciona que la velocidad mínima aceptable para este tipo de acueductos debe ser 0.6 m/s.

5.3 DISEÑO DEL DESARENADOR

Para realizar los cálculos para el diseño del desarenador se tuvo en cuenta lo establecido en los artículos 188 y 189 de la resolución 330 de 2017 se obtienen los siguientes resultados para el diseño de desarenador (véase el Cuadro 33)

Cuadro 33. Cálculos para el Diseño del Desarenador

DISEÑO DEL DESARENADOR		
	VALOR	UNIDADES
Caudal de diseño para cada modulo	3,9	Lps
	0,0	m ³ /seg
Diámetro tubo	0,1	M
velocidad tubo lleno	0,4	(cm/s)
N	1,0	
d= lámina de agua	0,0	M
Remoción	87,5	%
Temperatura	10,0	°C
Diámetro partículas	0,1	Mm
	0,0	Cm
Altura sedimentador	1,6	M
	160,0	Cm
Relación L / B =	L=4 ; B= 1	
Vel.sedimentac/vel. Critica	7,0	
Peso específico arena	2,7	gr/cm ³
Peso específico agua	1,0	gr/cm ³
Viscosidad cinemática 10 °C	0,0	m ² /seg
	0,0	cm ² /seg
Gravedad	981,0	cm/s
K	0,0	
F	0,0	
Volumen Tanque		
Volumen	12,0	m ³
Área superficial	7,5	m ²
B ancho	1,2	M
L largo	4,9	M
Velocidad horizontal	0,0013	m/seg
Velocidad h.max	7,3	cm/s
Carga Hidráulica q	42,8	m ³ /m ² *d
Almacenamiento de Lodos		
Relación de Long: Prf. Lodos	10,00	
Profundidad Max.	0,16	M
Profundidad Max. Adoptada	0,20	M
Prof. Mínima adoptada	0,10	M
Ds. Pto. De Salida Cam. Aquit.	0,53	M
Dto. Salida Vert. Salida	1,07	M
Pendiente Transversal	8,33	%

Cuadro 41. (Continuación)

	VALOR	UNIDADES
Pendiente Longitudinal	3,75	%
Pendiente Longitudinal	1,88	%
Cámara de aquietamiento		
Profundidad	0,53	M
Ancho	0,41	M
Largo (adoptado)	1,00	M
Rebose de la cámara de aquietamiento		
Qexcesos	0,005	m ³ /s
He	0,02	M
Ve	0,58	m/s
Xs	0,31	M
B ancho	0,41	M
Perfil Hidráulico		
QMD	3,35	Lps
K	0,200	Debido disminución de velocidad
V1	1,053	m/s
V2	0,016	m/s
Hm	0,011	M
Perdidas de la entrada zona de sedimentación		
Hm	0,00	M
Perdidas por las pantallas inicial y final		
H	0,000	M
Calculo de diámetros de tuberías de excesos		
Diámetro	6"	Pul

Fuente. Autores

Con los datos anteriores se cálculos los datos de entrada y salida del vertedero obteniéndose los siguientes resultados (véase los Cuadros 34 y 35).

Cuadro 34. Cálculos Vertedero de Entrada

Vertedero de entrada		Unidades
B / 3	0,41	m
L / 4	1,22	m
L / 3	1,63	m
2/3 L	3,26	m
h / 2	80	cm

Fuente. Autores

Cuadro 35. Cálculos Vertedero de Salida

Vertedero de salida		Unidades		
Qo	8,54	lps	0,009	m ³ /s
Qd	3,87	lps	0,00387	m ³ /s
Q excesos	4,67	lps	0,005	m ³ /s
Hv	0,03	cm		
Vv	0,34	cm/s		
Xs	0,26			

Fuente. Autores

Finalmente se calcula las cotas del desarenador (véase el Cuadro 36)

Cuadro 36. Datos de entrada para Cálculos de Diseño Desarenador

Parámetro	Dato
Cota de batea de la tubería de entrada	2746,90
Cota lámina de agua de tubería de entrada	2747,0
Cota lámina de agua en la cámara de aquietamiento	2747,0
Cota de lámina en el sedimentador	2747,0
Cota de lámina en la cámara de recolección	2746,85
Cota de la corona de los muros de sedimentador	2747,3
Cota del fondo de la cámara de aquietamiento	2746,5
cota de batea de la tubería de lavado de salida	2745,5
Cota clave de la tubería de lavado a la salida	2745,0
Cota fondo de la cámara de recolección	2744,9

Fuente. Autores

5.4 CONDUCCIÓN

El nuevo trazado de la conducción se realizó mediante alineamientos rectos, utilizando tubería en PVC, que garantizarán su acomodación en el terreno, además de una buena resistencia a la corrosión, esto debido a que, aunque existe actualmente una tubería de conducción en PVC ésta presenta daños y algunos de los tramos utiliza tubería en cobre.

Así mismo se tuvo en cuenta los parámetros establecidos en la resolución 330 de 2017 para los cálculos de la línea de conducción (véase el Cuadro 37).

Cuadro 37. Conducción para el Acueducto

CONDUCCION		
	VALOR	UNIDADES
QMD	3,87	lps
Q	0,0039	m3/seg
COTA LAMINA DESARENADOR	2746,85	m
COTA LAMINA PTAP	2665	m
DIAMETRO	0,081	m
	3,19	pulgadas
Hf	81,85	m
L	1150	m
C=PVC	150	
Linea piezometrica	2747	
	2747	
hf10	0,031	
hf12	0,013	
J10"	0,000	
J12"	0,000	

Fuente. Autores

5.5 TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Teniendo en cuenta que la distribución del agua debe hacer hacia dos tramos diferentes se tienen que utilizar dos tanques uno de suministro por bombeo continuo y otro tanque elevado de suministro por bombeo para garantizar así que el agua que llegue a las viviendas sea la proveniente de la planta de tratamiento y sea apta para el consumo, ya que en la actualidad sólo existe un tanque que distribuye el agua a la parte baja de la vereda, y el tanque que distribuye a la parte alta de la vereda no cumple con lo requerido por la normatividad principalmente porque el agua queda expuesta a elementos de contaminación no siendo apta para su consumo.

A continuación, se presentan los resultados para el diseño de los tanques de almacenamiento teniendo en cuenta los parámetros exigidos en la resolución 330 de 2017 (véase el Cuadro 38)

Cuadro 38. Cálculos para el Diseño del tanque suministro por bombeo continuo

SUMINISTRO POR BOMBEO CONTINUO							
Hora	c(%)	$\sum C(\%)$	S(%)	$\sum S(\%)$	$\Delta (S-C)$	$\sum \Delta (S-C)$	V(%)
0-1	1,00	1,00	4,17	4,17	3,17	3,17	11,17
1-2	1,00	2,00	4,17	8,33	3,17	6,33	14,33
2-3	1,00	3,00	4,17	12,50	3,17	9,50	17,50
3-4	1,00	4,00	4,17	16,67	3,17	12,67	20,67
4-5	2,00	6,00	4,17	20,83	2,17	14,83	22,83
5-6	4,00	10,00	4,17	25,00	0,17	15,00	23,00
6-7	9,50	19,50	4,17	29,17	-5,33	9,67	17,67
7-8	8,00	27,50	4,17	33,33	-3,83	5,83	13,83
8-9	7,00	34,50	4,17	37,50	-2,83	3,00	11,00
9-10	4,00	38,50	4,17	41,67	0,17	3,17	11,17
10-11	3,00	41,50	4,17	45,83	1,17	4,33	12,33
11-12	5,50	47,00	4,17	50,00	-1,33	3,00	11,00
12-13	9,00	56,00	4,17	54,17	-4,83	-1,83	6,17
13-14	5,00	61,00	4,17	58,33	-0,83	-2,67	5,33
14-15	3,00	64,00	4,17	62,50	1,17	-1,50	6,50
15-16	2,50	66,50	4,17	66,67	1,67	0,17	8,17
16-17	3,00	69,50	4,17	70,83	1,17	1,33	9,33
17-18	3,50	73,00	4,17	75,00	0,67	2,00	10,00
18-19	5,00	78,00	4,17	79,17	-0,83	1,17	9,17
19-20	9,00	87,00	4,17	83,33	-4,83	-3,67	4,33
20-21	8,50	95,50	4,17	87,50	-4,33	-8,00	0,00
21-22	2,00	97,50	4,17	91,67	2,17	-5,83	2,17
22-23	1,50	99,00	4,17	95,83	2,67	-3,17	4,83
23-24	1,00	100,00	4,17	100,00	3,17	0,00	8,00

Fuente. Autores

Según estos datos el volumen del tanque será el siguiente (véase los Cuadros 39 y 40).

Cuadro 39. Volumen Tanque de Almacenamiento

TANQUE DE ALMACENAMIENTO		
Volumen de la regulación de la demanda domestica	99,84	m ³
% consumo máximo diario	23,00	lps
Volumen Tanque	27,56	m ³

Fuente. Autores

Cuadro 40. Cálculos para el Diseño del tanque elevado suministro por bombeo

TANQUE ELEVADO SUMISTRO POR BOMBEO							
Hora	c(%)	∑ C(%)	S(%)	∑ S(%)	Δ (S-C)	∑Δ (S-C)	V(%)
0-1	1,00	1,00	0,00	0,00	-1,00	-1,00	15,50
1-2	1,00	2,00	0,00	0,00	-1,00	-2,00	14,50
2-3	1,00	3,00	0,00	0,00	-1,00	-3,00	13,50
3-4	1,00	4,00	0,00	0,00	-1,00	-4,00	12,50
4-5	2,00	6,00	0,00	0,00	-2,00	-6,00	10,50
5-6	4,00	10,00	0,00	0,00	-4,00	-10,00	6,50
6-7	9,50	19,50	16,67	16,67	7,17	-2,83	13,67
7-8	8,00	27,50	16,67	33,33	8,67	5,83	22,33
8-9	7,00	34,50	16,67	50,00	9,67	15,50	32,00
9-10	4,00	38,50	0,00	50,00	-4,00	11,50	28,00
10-11	3,00	41,50	0,00	50,00	-3,00	8,50	25,00
11-12	5,50	47,00	0,00	50,00	-5,50	3,00	19,50
12-13	9,00	56,00	0,00	50,00	-9,00	-6,00	10,50
13-14	5,00	61,00	0,00	50,00	-5,00	-11,00	5,50
14-15	3,00	64,00	0,00	50,00	-3,00	-14,00	2,50
15-16	2,50	66,50	0,00	50,00	-2,50	-16,50	0,00
16-17	3,00	69,50	16,67	66,67	13,67	-2,83	13,67
17-18	3,50	73,00	16,67	83,33	13,17	10,33	26,83
18-19	5,00	78,00	16,67	100,00	11,67	22,00	38,50
19-20	9,00	87,00	0,00	100,00	-9,00	13,00	29,50
20-21	8,50	95,50	0,00	100,00	-8,50	4,50	21,00
21-22	2,00	97,50	0,00	100,00	-2,00	2,50	19,00
22-23	1,50	99,00	0,00	100,00	-1,50	1,00	17,50

Fuente. Autores

Según estos datos el volumen del tanque será el siguiente (véase el Cuadro 41).

Cuadro 41. Volumen Tanque de Almacenamiento

VOLUMEN DEL TANQUE		
Volumen de la regulación de la demanda domestica	21,6	m ³
% consumo máximo diario	29,50	%
Volumen de Tanque	7,65	m ³

Fuente. Autores

5.6 RED DE DISTRIBUCIÓN ACTUAL

Para el cálculo de la red de distribución se tiene en cuenta el caudal medio y luego se realiza la simulación en el programa Epanet teniendo los siguientes resultados:

5.6.1 Cálculos Tanque 1.

$$q_{\text{Medio}} = \frac{\text{Poblacion} * \text{dotacion}}{86400} = \frac{342\text{hab} * 120 \frac{\text{l}}{\text{hab} * \text{dia}}}{86400} = 0,475 \text{ L/s}$$

Longitud de la red = 3810 metros

El gasto unitario por metro de longitud es:

$$q_m = \frac{0,475}{3810} = 0,000124 \frac{\text{L}}{\text{s/m}}$$

Cuadro 42. Tanque 1 [Error! Vínculo no válido.](#) Fuente. Autores

5.6.2 Cálculos Tanque 2.

$$Q_{\text{Medio}} = \frac{\text{Poblacion} * \text{dotacion}}{86400} = \frac{85\text{hab} * 120 \frac{\text{l}}{\text{hab} * \text{dia}}}{86400} = 0,118 \text{ L/s}$$

Longitud de la red = 1716 metros

$$q_m = \frac{0,118}{1716} = 0,0000687 \frac{\text{L}}{\text{s/m}}$$

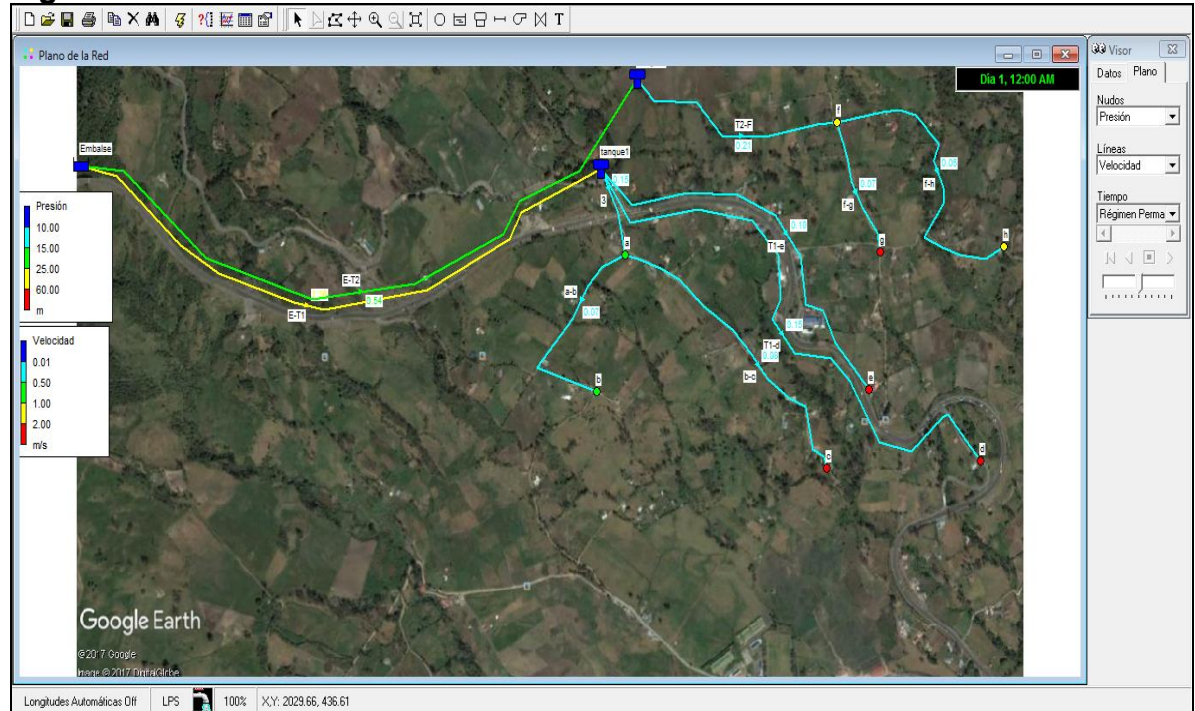
Cuadro 43. Tanque 2

Tramo	Caudal m ³ /l	Caudal L/S	Longitud m	Q Diseño	coeficiente de pérdidas (m)
f-h	0,0538608	0,0538608	784	0,09694944	0,02
f-g	0,0222588	0,0761196	324	0,13701528	0,01
T2-f	0,0417009	0,1178205	607	0,2120769	0,33

Fuente. Autores

5.6.3 Simulación EPANET. De acuerdo con los resultados de los cálculos se realiza la simulación en el programa EPANET del plano de la red (véase la Figura 30) evidenciándose que las presiones exceden a la permitida por la resolución 330, lo cual genera rupturas de tubería y de contadores en algunos sectores de la red (véase el Cuadro 28).

Figura 30. Red modelada en EPANET



Fuente. Autores

Figura 31. Tabla General Red de Nodos

ID Nudo	Demanda LPS	Altura m	Presión m	Calidad
Conexión a	0.00	2666.76	16.76	0.00
Conexión b	0.08	2666.66	16.66	0.00
Conexión c	0.10	2666.50	136.50	0.00
Conexión h	0.05	2730.23	55.23	0.00
Conexión e	0.12	2666.39	76.39	0.00
Conexión f	0.11	2730.31	40.31	0.00
Conexión g	0.08	2730.26	92.26	0.00
Conexión d	0.18	2665.21	130.21	0.00
Embalse Embalse	-2.17	2750.00	0.00	0.00
Depósito tanque2	0.38	2731.50	1.50	0.00
Depósito tanque1	1.08	2667.00	2.00	0.00

Fuente. Autores

Figura 32. Tabla General Red de Líneas

ID Línea	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km	Factor de Fricción
Tubería E-T1	1.55	1.36	51.43	0.021
Tubería E-T2	0.62	0.54	10.22	0.026
Tubería a-b	0.08	0.07	0.18	0.029
Tubería b-c	0.10	0.08	0.34	0.035
Tubería T2-F	0.24	0.21	1.95	0.033
Tubería f-h	0.05	0.05	0.11	0.037
Tubería f-g	0.08	0.07	0.17	0.029
Tubería 3	0.17	0.15	1.14	0.036
Tubería T1-d	0.18	0.15	1.16	0.036
Tubería T1-e	0.12	0.10	0.60	0.041

Fuente. Autores

5.7 RED DE DISTRIBUCIÓN PROYECTADA

5.7.1 Cálculos proyectados para el tanque 1.

$$q_{\text{Medio}} = \frac{\text{Poblacion} * \text{dotacion}}{86400} = \frac{660\text{hab} * 120 \frac{l}{\text{hab} * \text{dia}}}{86400} = 0,91 \text{ L/s}$$

Longitud de la red = 3810 metros

El gasto unitario por metro de longitud es:

$$q_m = \frac{0,91}{3810} = 0,00023 \frac{L}{s/m}$$

Cuadro 44. Tanque 1

Tramo	Caudal m/l	Caudal L/S	Longitud m	Q Diseño	coeficiente perdidas (m)
a-b	0,06634	0,06634	535	0,119412	0,03
a-c	0,09672	0,16306	780	0,293508	0,1
T1_a	0,013392	0,176452	108	0,3176136	0,06
T1-d	0,176452	0,352904	1423	0,6352272	0,63
T1-e	0,119536	0,47244	964	0,850392	0,13

Fuente. Autores

5.7.2 Cálculos proyectados para el tanque 2

$$Q_{\text{Medio}} = \frac{\text{Poblacion} * \text{dotacion}}{86400} = \frac{85172\text{hab} * 120 \frac{l}{\text{hab} * \text{dia}}}{86400} = 0,23 \text{ L/s}$$

Longitud de la red = 1716 metros

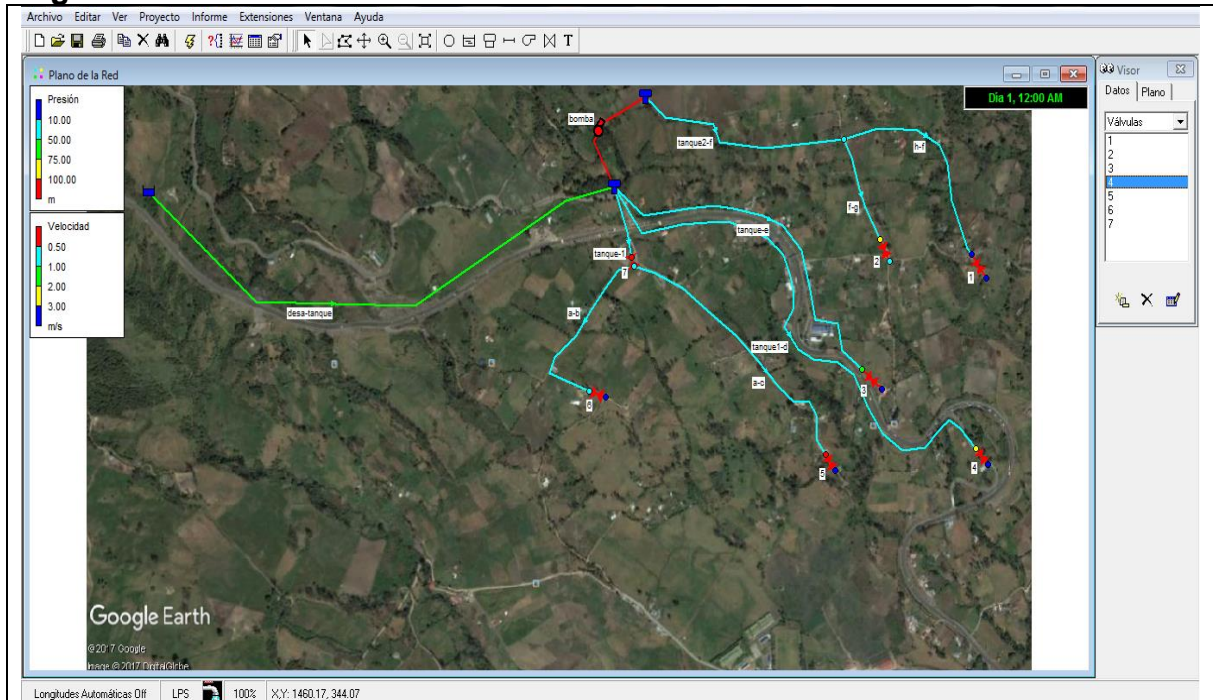
$$q_m = \frac{0,23}{1716} = 0,00013 \frac{L}{s/m}$$

Cuadro 45. Tanque 2

Tramo	Caudal m/l	Caudal L/S	Longitud m	Q Diseño	coeficiente de perdidas (m)
f-h	0,10192	0,10192	784	0,183456	0,02
f-g	0,04212	0,14404	324	0,259272	0,01
T2-f	0,07891	0,22295	607	0,40131	0,33

Fuente. Autores

Figura 33. Modelo Alternativo Acueducto Alto de Ramo



Fuente. Autores

Figura 34. Red de Líneas

Tabla de Red - Líneas en 0:00 Hrs

ID Línea	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km	Factor de Fricción
Tubería tanque-1	0.64	16.85	0.026
Tubería a-b	0.65	32.98	0.029
Tubería a-c	0.62	23.14	0.028
Tubería tanque1-d	0.64	17.19	0.026
Tubería tanque-e	0.74	30.40	0.027
Tubería tanque2-f	0.58	11.36	0.025
Tubería f-g	0.59	14.59	0.027
Tubería h-f	0.85	86.56	0.031
Tubería desa-tanque	1.75	57.01	0.019

Fuente. Autores

Figura 35. Red de Nudos

Tabla de Red - Nudos en 0:00 Hrs			
ID Nudo	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión a	0.03	2660.00	10.00
Conexión b	0.13	2645.00	10.00
Conexión c	0.19	2540.00	10.00
Conexión d	0.34	2545.00	10.00
Conexión f	0.08	2724.72	39.72
Conexión g	0.42	2648.00	10.00
Conexión h	0.10	2670.63	0.63
Conexión e	0.23	2600.00	10.00
Conexión 1	0.01	2670.63	0.63
Conexión 2	0.04	2720.06	82.06
Conexión 3	0.12	2636.88	46.88
Conexión 4	0.17	2641.13	106.13
Conexión 5	0.10	2641.92	111.92
Conexión 6	0.07	2649.37	14.37

Fuente. Autores

5.8 CÁLCULOS DE LA BOMBA

Para determinar los cálculos para el diseño de la bomba y tuberías se tiene en cuenta los siguientes datos iniciales (véase el Cuadro 46).

Cuadro 46. Calculos INICIALES

Aspecto	Dato
Periodo de diseño (años)	25
Caudal medio diario Qmd (L/ S)	0,0011
Número total de horas de bombeos al día	7
Temperatura de agua©	10

Fuente. Autores

5.8.1 Caudal de Diseño. Para determinar el caudal de diseño se aplican la siguiente fórmula:

$$\% \text{ Utilizado de bombeo al dia} = \frac{\text{Numero de horas de bombeo}}{24} = \frac{7}{24} * 100 = 39.2\%$$

$$Q_{\text{diseño}} = \frac{0,0011}{0,4} = 0,002 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.8.2 Caudal de los Diámetros. Una vez calculado el caudal de diseño se determinan los diámetros para las tuberías

5.8.2.1 Tubería de impulsión.

$$D_i = 1,3x^{1/4}\sqrt{Q} = 1,3 * 0,3^{1/4} * \sqrt{0,02} = 0,038\text{m} = 1.5''$$

$$V_i = \frac{Q}{A} = \frac{0,011 * 4}{\pi * 0,038^2} = 1,03 \text{ m/s}$$

← El valor se encuentra entre 1,0 y 3,0, según la recomendación.

Como se puede observar la velocidad de impulsión es de 1.03 m/s valor que se encuentra dentro del rango recomendado que es de 1.0 y 3.0.

Figura 36. Cálculos características para la tubería

<p>Altura estática de impulsión, m : <input type="text" value="72,00"/></p> <p>Longitud real de la impulsión, m : <input type="text" value="314,00"/></p> <p>Material de la tubería : <input type="text" value="PVC"/></p> <p>Coefficiente de rugosidad = <input type="text" value="150"/></p>	<p>Diámetros</p> <p>Diámetro teórico : 0,067 m = 2,66 plg</p> <p>Diámetro comercial (plg) : <input type="text" value="1,5"/> = 0,038 m</p> <p>Velocidad = 0,96 m/s $V^2/2g = 0,05$ m</p> <p>Pérdidas por fricción y accesorios en la impulsión = 8,47 m</p>
<p>Longitud equivalente total = 314,00 m</p> <p>Pérdida de carga unitaria = 0,02697 m/m</p>	

Fuente. Autores

Utilizando el programa AYA se calculan las respectivas pérdidas por fricción y accesorios para los diferentes tipos de tubería, los cuales fueron de 8.47 m.

➤ Sumergencia.

$$\text{Sumergencia} = 2,5D_s + 0,1 = (2,5 * 0,032) + 0,1 = 0.18\text{m}$$

5.8.3 Calculo De La Altura Dinámica De Elevación.

➤ **Altura estática total:**

$$\text{Altura estática de succión} = 2.663.1 - 2.665,00 = 1,90\text{m}$$

$$\text{Altura estática de Impulsión} = 2.730 - 2.665,00 = 65,00\text{m}$$

$$\text{Altura estática total} = 1,90 + 65,00 = 66,90\text{m}$$

5.8.4 Cálculos Tubería de succión.

$$V_i = \frac{Q}{A} = \frac{0,0011 * 4}{\pi * 0,03175^2} = 1,39 \text{ m/s}$$

$$d = \sqrt{\frac{4 * 0.0011 \text{ m}^3/\text{s}}{1,39 \text{ m/s} * \pi}} = 0.0032\text{m} = 1 \text{ 1/4"}$$

Figura 37. Características de la Tubería de succión

Altura estática suc. máx :	<input type="text" value="2,00"/>	m	Selección del Diámetro en la Succión Diámetro comercial (plg) : <input type="text" value="1,25"/> = 0,032 m Velocidad : 1,39 m/s V ² /2g 0,10 m
Altura estática suc. mín :	<input type="text" value="1,00"/>	m	
Longitud de la succión :	<input type="text" value="2,32"/>	m	
Material de la tubería :	<input type="text" value="PVC"/>		
Coefficiente de rugosidad =	<input type="text" value="150"/>		
Sumergencia =	0,18 m		Pérdida por fricción y accesorios en la succión = 0,16 m
Longitud Equivalente Accesorios =	0,00 m		Cabeza Neta Positiva de Succión = 4,74 m
Longitud Equivalente Total =	2,50 m		
Pérdida de Carga Unitaria =	0,06553 m/m		

Fuente. Autores

Utilizando el programa AYA se obtiene que las pérdidas por fricción y accesorios en la succión serán de 0.16 m, y que la cabeza neta positiva de succión de 4.74 m

➤ **Perdidas en la Succión (DS=1 1/4"=0,032 m).** De acuerdo con las pérdidas de succión se calculan las longitudes equivalentes

Cuadro 47. Longitudes Equivalentes

Elemento	Longitud
Expansión concéntrica (12D)(m)	0.384
Válvula de retención horizontal	4,0
válvula de cortina	0.3
Codo de radio largo a 90(cuatro codos)	2,8
Tubería 1+0,74+0.5	2,24
Longitud equivalente total	9,724

Fuente. Autores

Utilizando la ecuación de Hazen Williams se obtienen las pérdidas de carga total :

$$J = \left(\frac{Q}{0,2785 * C * \phi^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}} \rightarrow J = \left(\frac{0.0011}{0.2785 * 150 * 0,032^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$\text{Pérdidas de carga total } J = 0,00663 \text{ m/m}$$

$$\text{Pérdidas en la succion} = 29,90 * 0,00664 = 0,18\text{m}$$

➤ **Pérdidas en la impulsión (DS=1,5”=0,038m)**

Cuadro 48. Longitudes Equivalentes

Elemento	Longitud
Expansión concéntrica (12D)(m)	0.456
Válvula de retención horizontal	4,8
válvula de cortina	0.3
Codo de radio largo a 90(cuatro codos)	2,9
Tubería 1,0 * 3 + 314 +66.9	383.9
Longitud equivalente total	392.35m

Fuente. Autores

$$J = \left(\frac{Q}{0,2785 * C * \phi^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}} \rightarrow J = \left(\frac{0.0011}{0.2785 * 150 * 0,038^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$\text{Pérdidas de carga total } J = 0,027 \text{ m/m}$$

$$\text{Pérdidas en la impulsion} = 392,35 * 0,027 = 10,97\text{m}$$

Utilizando la ecuación de Hazen Williams se tiene:

$$V_i = \frac{Vd^2}{2g} = \frac{1.39^2}{2 * 9,81} = 0,10\text{m}$$

Altura dinamica total de elevacion = 69,656 m

5.8.5 Cálculo de la potencia de la bomba. A continuación, se presentan los resultados de potencia de la bomba (véase el Cuadro 49).

Cuadro 49. Cálculo Potencial de la Bomba

Aspecto	Valor
Temperatura	10° C
Densidad	999.7 Kg/m ³
Viscosidad	1.310x10 ⁻³ kg/ms
Material	Acero
Diametro	0.0508 m
Caudal	0.0011 m ³ /s
Velocidad	1.45 m/s
Accesorios	0.366m
Rugosidad del material	4.6x10 ⁻⁵ m

Fuente. Autores

Aplicando la fórmula del Número de Reynolds se observa que se encuentra en un flujo turbulento:

$$Re = \frac{V * \rho * d}{\nu} = 56212,13$$

$$f = \frac{0.25}{\log\left(\frac{ks}{3.7d} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)^2} = 0.023$$

➤ **Pérdidas de Cargas Primarias**

$$h_A = f \left(\frac{L}{d}\right) \left(\frac{v^2}{2g}\right) = 11.50m$$

➤ **Pérdidas de cargas secundarias**

Pérdida por estrechamiento

$$h_A = k \left(\frac{v^2}{2g}\right) = 0.053m$$

Pérdida por ensachamiento

$$h_A = k \left(\frac{v^2}{2g}\right) = 0.10m$$

$$h_T \sum 11,15 + 0,053 + 0,10 + 0,366 = 11,69$$

Ecuación 5. Ecuación de Bernoulli:

$$h_A = \Delta Z + \frac{\Delta V^2}{2g} + \frac{\Delta p}{\gamma} + h_T$$

$$h_A = 66,90 + \frac{1,45^2}{2(9,81)} + \frac{909}{9,77 \times 10^3} + 11,69 = 78,79 \text{ m}$$



5.8.7 Cálculo de la Potencia de la bomba.

$$p = \frac{h_A \cdot \gamma \cdot Q}{0,85} \quad p = \frac{82,79 \cdot 9,77 \times 10^3 \cdot 0,0011}{0,85} = 1046 \text{ W} = 1,046 \text{ Kw}$$

$$hP = \frac{1046}{750} = 1,39 \text{ HP}$$

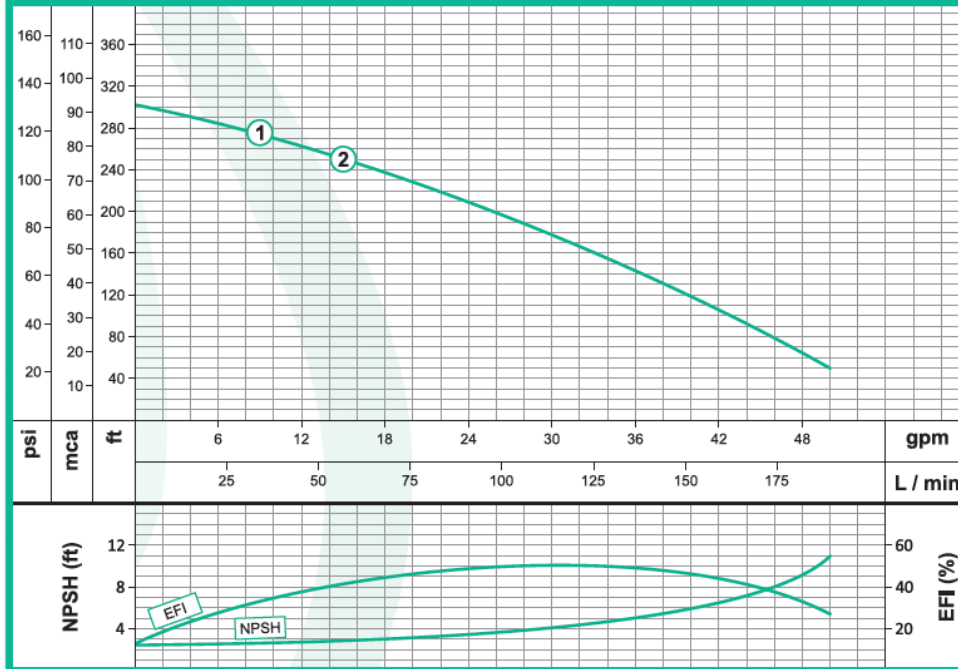
5.8.8 Selección de la bomba. De acuerdo con los cálculos realizados se selección la bomba tipo JE 130 – 5-1 CE, cuyas características se muestran a continuación (véase las Figura 38 y 39).

Figura 38. Bomba seleccionada

 							Bombas Jet con motor eléctrico JE 1 30-5-1 CE JE 1 30-5			
Características de la bomba							Características del motor			
Tipo de bomba		Acoplamiento		Tipo de impulsor			Alimentación		Velocidad (rpm)	
Centrífuga		Monobloque		Cerrado			Eléctrica		3.600 (nominal)	
Etapas		Cierre del eje		Temperatura máx. líquido			Cerramiento		Frecuencia (Hz)	
5		Sello mecánico 1" Tipo 21		70°C (158°F) Continua			1 Fase: ODP / 3 Fases: TEFC		60	
Modelo	Ref.	Ø Succión	Ø Descarga	Ø Impulsor	H máx. (mca) *	Q máx. (gpm) **	Potencia (hp)	Fases	Voltaje (V)	Frame
1 JE 1 30-5-1 CE	1G0515	1 1/4" NPT	1" NPT	4,300"	92	50	3,0	1	220	NEMA 56J
2 JE 1 30-5	1G0514	1 1/4" NPT	1" NPT	4,300"	92	50	3,0	3	220/440	NEMA 145JM

Fuente. Autores

Figura 39. Curva Característica



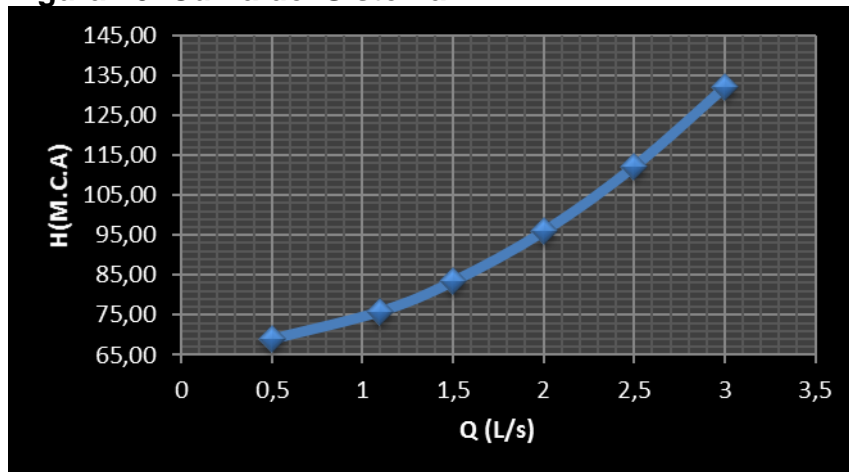
Fuente. Autores

Cuadro 50. Cálculos de la Bomba

Q (L/S)	Q (M ³ /S)	velocidad	DIAMETRO PULGADA	N RE	F	hf	perdidas 2	perdidas 3	HA	BERNUOLLI	POTENCIA BRUTA (W)	CV(HP)
0,5	0,0005	0,436268	0,0382	1,504	860774,33	0,0119	0,971	0,005	0,010	0,99	68,91	0,539
1,1	0,0011	0,95979	0,0382	1,504	1492008,84	0,0109	4,295	0,023	0,047	4,37	75,88	1,305
1,5	0,0015	1,308804	0,0382	1,504	1664163,70	0,0107	7,850	0,044	0,087	7,98	83,38	1,956
2	0,002	1,745072	0,0382	1,504	1836318,57	0,0106	13,743	0,078	0,155	13,98	95,91	3,000
2,5	0,0025	2,18134	0,0382	1,504	1836318,57	0,0106	21,474	0,121	0,243	21,84	112,17	4,385
3	0,003	2,617608	0,0382	1,504	1836318,57	0,0106	30,922	0,175	0,349	31,45	132,05	6,195

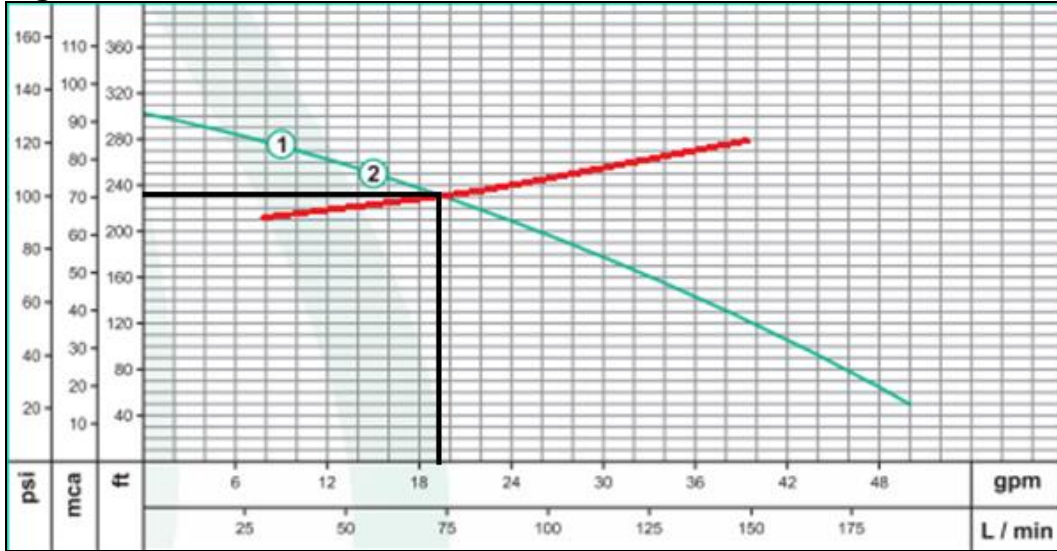
Fuente. Autores

Figura 40. Curva del Sistema



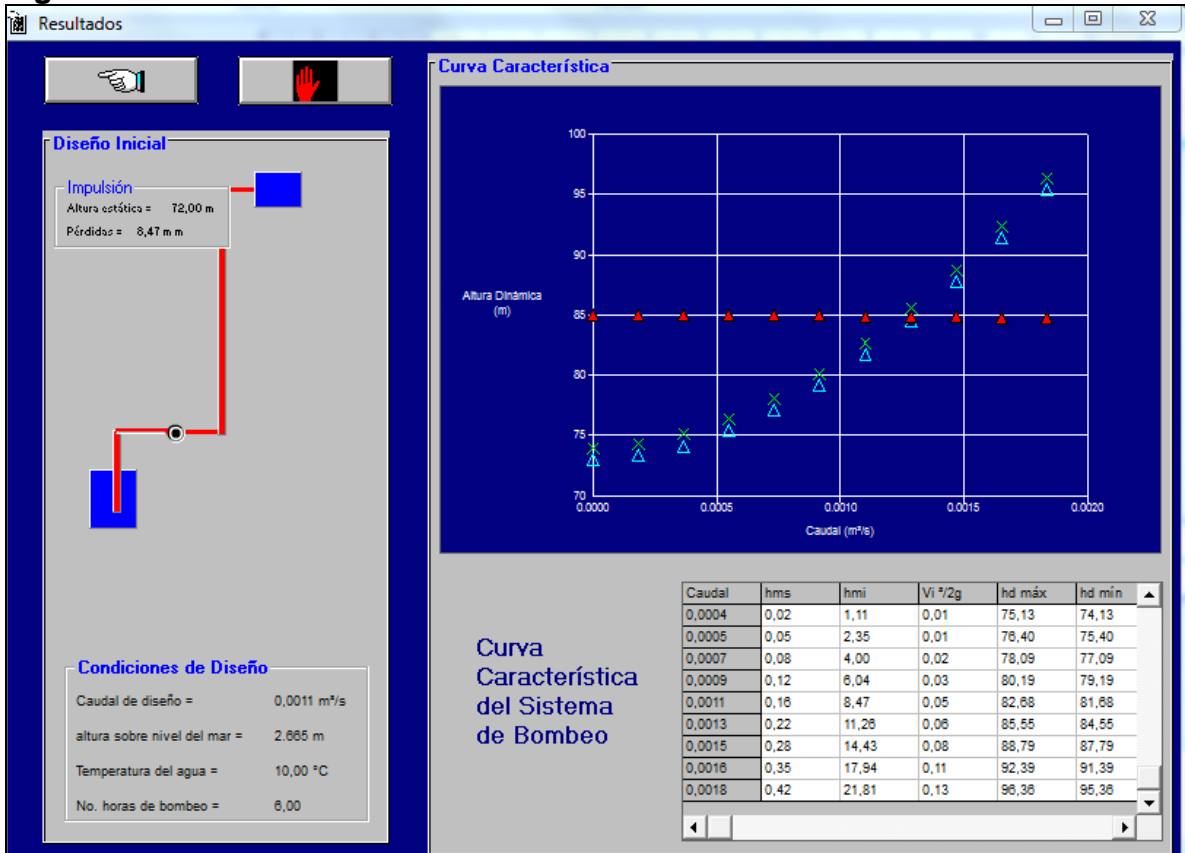
Fuente. Autores

Figura 41. Eficiencia del Sistema



Fuente. Autores

Figura 42. Características del Sistema de Bombeo



Fuente. Autores

6. EVALUACIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA EXISTENTE

6.1 CARACTERIZACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

El acueducto cuenta con una planta compacta de tratamiento de agua potable, diseñada para depuración fisicoquímica del agua, construida en poliéster reforzado en fibra de vidrio (PRFV) con un espesor de 6 mm reforzado en acero en su parte interna, lo que garantiza una larga vida útil sin presentar ninguna corrosión o deterioro. El diseño de la planta es de tipo convencional y cada una de las operaciones unitarias de potabilización es realizada en unidades independientes; por otro lado, la unidad de mezcla rápida (coagulación), está fabricada en poliéster reforzado con fibra de vidrio, y es de funcionamiento totalmente hidráulico²²

El agua cruda proveniente de la bocatoma es sometida a todos los procesos de potabilización de forma separada, es decir coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección. La dosificación se realiza por goteo, con el suministro de sulfato de aluminio para la formación de flocos.

El floculador de la planta, es de tipo pistón, está fabricado en poliéster reforzado con fibra de vidrio y su funcionamiento es totalmente hidráulico, así mismo está dotado con un sistema colector de agua floculada que garantiza el trasiego de agua hacia el sedimentador a un gradiente de 20 s^{-1} ²³.

La planta cuenta con un sedimentador reforzado de tecnología flujo vertical tipo pistón, fabricado en poliéster reforzado con fibra de vidrio. El sedimentador está dotado con módulos de sedimentación acelerada tipos panel hexagonal plásticos, fabricados en ABS o PVC e inclinados a 60° los cuales reducen y minimizan las sobrecargas a los filtros.

En cuanto al sistema de filtración, éste completamente aparte, fabricado en PRFV, el filtro tiene un sistema interno de colector y de distribuidores en PVC y PRFV que es autolavable.

El caudal de tratamiento es de 1.5 l/s.

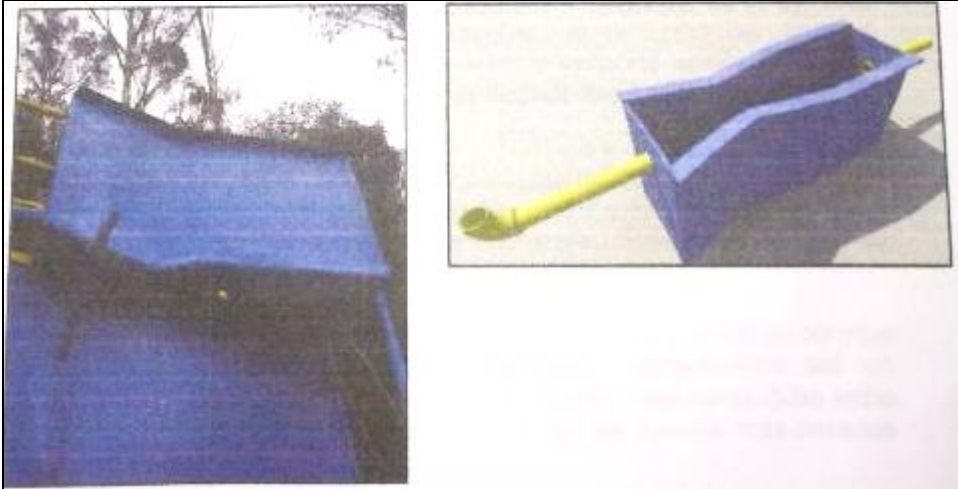
6.2 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

El tratamiento inicia cuando el agua cruda ingresa a la planta de tratamiento, pasando por la canaleta Parshall, la cual verifica el caudal de entrada, recibiendo el sulfato de aluminio y la Cal, se realiza la mezcla rápida del coagulante. (véase la Figura 43)

²² INCOSUM. Manual de operación Planta de tratamiento. Bogotá: La Empresa, 2017. P. 2

²³ Ibid., p.2

Figura 43. Canaleta Parshall 3" Planta de Tratamiento



Fuente. INCOSUM. Manual de operación Planta de tratamiento. Bogotá: La Empresa, 2017.

Después de cumplida la mezcla rápida el agua inicia el proceso de floculación, el cual se lleva a cabo en el módulo del Floculador, el cual está diseñado para generar una disminución de gradiente en forma variable continua de coagulación aplicando los productos químicos en forma líquida provenientes de dos dosificadores de químicos por medio de las bombas diafragma (3 bombas para dosificación de cal, sulfato y cloro)²⁴ (véase la Figura 44).

Figura 44. Bomba Diafragma



Fuente. INCOSUM. Manual de operación Planta de tratamiento. Bogotá: La Empresa, 2017.

La agitación, mezcla y disolución total de los químicos con el agua cruda se lleva cabo por el diseño mismo del equipo de mezcla rápida y por la velocidad con que el agua ingresa al mezclador.

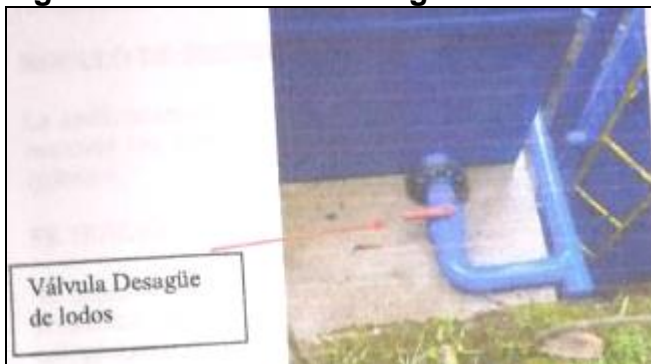
²⁴ INCOSUM. Manual de operación Planta de tratamiento. Bogotá: La Empresa, 2017. p. 4

El proceso de floculación se desarrolla a medida que el floculador se va llenando lentamente.

El agua completamente floculada, es decir con todos los coloides ya agrupados en partículas de mayor tamaño y peso (flóculos) es transportada al sedimentador en el que los flóculos formados en la etapa de floculación se precipitan por su propio peso²⁵.

En esta zona los flóculos grandes se precipitan hacia el fondo y arrastran consigo flóculos de menor tamaño que están ascendiendo generándose así un intercambio y formándose el dominado lecho fluidizado. Finalmente, dicho lecho adquiere mayor densidad precipitando en el fondo los flóculos más pesados en forma de lodo, que es extraído abriendo la válvula de purga de fondo de la planta de tratamiento una vez al día dependiendo de la turbidez del agua cruda²⁶ (véase la Figura 45).

Figura 45. Válvula de Desagüe de Lodos



Fuente. INCOSUM. Manual de operación Planta de tratamiento. Bogotá: La Empresa, 2017.

El agua que ha sido clarificada en la sedimentación sigue su ascenso hasta llegar a los módulos de sedimentación acelerada, para que a través de éstos se disminuya la velocidad de algunos flóculos que ascienden, esto teniendo en cuenta que la reacción de floculación y sedimentación no siempre logra una eficiencia al cien por ciento.

Para finalizar el agua clarificada que ha ascendido hasta llegar al canal colector, es captada y conducida hacia el tanque de almacenamiento de agua tratada, el cual se ubica en la zona posterior a la planta, para ser almacenada temporalmente, mientras es distribuida.

²⁵ *Ibíd.*, p. 4

²⁶ *Ibíd.*, p. 4

La tecnología de filtración emplea un lecho mixto de arena el cual está constituido por distintas capas de arena de diferente tamaño y malla.

Figura 46. Planta Potabilizadora



Fuente. INCOSUM. Manual de operación Planta de tratamiento. Bogotá: La Empresa, 2017.

6.3 APLICACIÓN DE PRODUCTOS

Para el adecuado tratamiento del agua se requiere la aplicación de un producto químico. El sulfato de aluminio es el encargado de coagular el agua y los coloides eliminando la turbidez presente en ella, este producto se debe dosificar haciendo previamente disolución en agua en los tanques ubicados en la caseta de operación. Para determinar la dosis exacta de cada producto se lleva a cabo el siguiente procedimiento:

➤ **Sulfato de aluminio:** se debe ajustar la dosis de este producto observando la turbidez del agua cruda, si está se incrementa demasiado se aumenta la dosis (aumentando la apertura de salida del dosificador).

➤ **Sulfato de aluminio:** teniendo en cuenta el siguiente criterio, si los flóculos formados en el floculador se suben y forman una capa flotante existe una sobredosis del producto y se hace necesaria la disminución del mismo en la dosificación. Si el agua es turbia y los flóculos son demasiado pequeños falta producto, por lo que se debe aumentar la dosis²⁷.

²⁷ INCOSUM. Manual de operación Planta de tratamiento. Bogotá: La Empresa, 2017.

6.4 PRUEBAS DE LABORATORIO CALIDAD DEL AGUA

Teniendo en cuenta que parte de la problemática planteada en la presente investigación era la calidad del agua que llegaba a la población de la vereda, se planteó hacer un análisis de la misma, por lo cual se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio en donde se verificará el cumplimiento de lo establecido en la resolución 21115 de 2007 que “señala características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano”²⁸, Normas químicas sobre potabilización, llevándose a cabo las siguiente pruebas:

- Conductividad
- Turbiedad
- Color Aparente
- R [Ω]
- Solidos Totales
- Potencial de Hidrogeno
- Dureza Total
- Salinidad
- Temperatura grados Celcius
- Oxigeno
- % Oxigeno

Para realizar los ensayos, se tomaron tres muestras del agua de tres sitios diferentes del sistema, la primera muestra se toma antes de entrar a la planta, la segunda del tanque de almacenamiento primario luego del tratamiento, y la tercera de una de las casas a la que llega el agua (véase la Figura 47).

Figura 47. Toma de Muestras de Agua para Laboratorios



Fuente. Los Autores

²⁸ COLOMBIA. MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Resolución 2115 (22 junio, 2007). Por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano. Bogotá: El Ministerio, 2007. p. 1

Éstas muestras fueron llevadas al laboratorio de plantas de la Universidad Católica de Colombia, en donde se realizaron las pruebas de calidad de agua mencionadas anteriormente como se muestra a continuación (véase la Figura 48).

Figura 48. Registro Fotográfico Pruebas Calidad de Agua



Fuente. Los Autores

Los resultados de los laboratorios fueron los siguientes (véase el Cuadro 51)


Cuadro 51. Pruebas de Calidad Físico Químicas del Agua

Fecha de la prueba	Sustancia	UNIDADES	Valor Aceptable.	Valor Deseado P.P.M. MG/l	Resultado antes de tratar	Resultado después de tratar	Resultado agua que llega a los hogares
Marzo 2018	Conductividad	Microsiemens/CM	1000		72.1	62.4	64.5
	Turbiedad	u. Neferometricas de Turb. (UNT)	2	1	4.7	2.59	2.34
	Color Aparente	Unidades de Platino Cobalto (upc)	15	5	31	16	17
	R [Ω]				15.08	16.03	15.5
	Solidos Totales	mg/l	500	200	11.9	33.1	15.5
	Potencial de Hidrogeno	p.h.	6,5 - 9,0		7.38	7.38	7.48
	Dureza Total	mg/l	500		1.53	4.65	
	Salinidad				0%	0%	0%
	Temperatura grados Celcius				22.1	22.6	22.4
	Oxigeno				0.3	0.3	0.2
% Oxigeno				5%	5%	5%	



Fecha de la prueba	Sustancia	UNIDADES	Valor Aceptable.	Valor Deseado P.P.M. MG/l	Resultado antes de tratar	Resultado después de tratar	Resultado agua que llega a los hogares
	Conductividad	Microsiemens/CM	1000		49.5	39.4	37.2
	Turbiedad	u. Neferometricas de Turb. (UNT)	2	1	3.39	2.32	2.28
	Color Aparente	Unidades de Platino Cobalto (upc)	15	5	13.2	4.7	4.4
	R [Ω]				16.5	19.6	17.2
	Solidos Totales	mg/l	500	200	16.5	19.6	17.2
	Potencial de Hidrogeno	p.h.	6,5 - 9,0	7.38			
	Dureza Total	mg/l	500				
	Salinidad				0.0	0.0	0.0
	Temperatura grados Celcius				20.8	21.2	23.1
	Oxigeno				0.3	0.2	0.2
	% Oxigeno				5%	5%	5%

Fuente. Los Autores

Figura 49. Resultado Laboratorio de Coliformes



biopolab
LABORATORIO DE ANÁLISIS QUÍMICOS Y MICROBIOLÓGICOS

Código: F-09-02
Versión: 2
Fecha: 26/01/2016

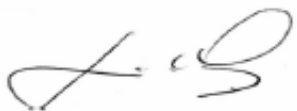
RESULTADOS DE ANÁLISIS

INFORME DE RESULTADOS N°:		23722						
CLIENTE:	EDUARDO SANDOVAL							
NIT:	1019062593	COTIZACIÓN N°:	18-501					
TELÉFONO:	N.E.	ODS:	18-1312					
CONTACTO:	Eduardo Sandoval	FECHA DE MUESTREO:	9/04/2018					
CARGO:	N.E.	T (P C) MUESTREO:	N.E.					
DIRECCIÓN:	Carrera 85 A # 128 B-64	FECHA DE RECIBIDO:	9/04/2018					
CIUDAD:	BOGOTÁ	PRODUCTO:	Agua Potable					
ID. MUESTRA:	18-3378	TIPO DE EMPAQUE:	VIDRIO ESTÉRIL					
		PUNTO DE CAPTACIÓN/ Orden de servicio cliente:	PTAP -Chipaque -Cundinamarca					
		LUGAR DE RECOGIDA:	PTAP -Chipaque -Cundinamarca					
	ALMAC. CONTRAMUESTRA:	Análisis FQ: 15 días	Análisis MB: 24 horas					
Microbiología								
FECHA DE ANÁLISIS	PARÁMETRO	RESULTADO	LÍMITE DE CUANTIFICACIÓN	UNIDADES	TÉCNICA ANALÍTICA	MÉTODO	Resolución 2115 de 2007 - Agua Potable	CONFORMIDAD
9/04/2018	Coliformes Totales	0	0	UFC/100 ml. o cm3	Filtración por membrana	SM 9222 B	0	CUMPLE

(A) Parámetro acreditado para las matrices Aguas Residuales y Superficiales

La muestra tomada CUMPLE con las características Microbiológicas exigidas por la Resolución 2115 de 2007 que señala la calidad del agua destinada para consumo humano.
Resolución 2115/2007: Resolución por medio de la cual se señalan instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano.
-Estos resultados son válidos únicamente para esta muestra recibida y analizada en el Laboratorio de Microbiología de Biopolab.
- Este informe de resultados no se puede reproducir y solo aplica para los resultados de la muestra analizada.B

Documento aprobado por:



Liliana Olmos Ravagli
Gerente Técnica
Ing. Química Registro Prof. 14341 Consejo. P de I.Q. de Col.

Fecha de expedición: 13/04/2018

Fuente. LABORATORIO BIOPOLAB, 2018

De acuerdo con los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio de calidad de agua, se puede observar que algunos de los parámetros del nivel de turbiedad y color aparente no cumplen con lo exigido en la resolución 21115 de 2007, presentando los mismos valores antes y después de la planta, por lo cual la calidad del agua no es buena para su consumo.

7. SUGERENCIAS PARA OPTIMIZACIÓN DEL ACUEDUCTO

De acuerdo con los resultados del levantamiento de información en la inspección técnica realizada, el diagnóstico del sistema de acueducto actual de la Vereda de Alto del Ramo, el análisis hidrológico de la cuenca que abastece el acueducto, el diseño del nuevo sistema y el análisis de la calidad del agua que se suministra a la población, se proponen las siguientes medidas para optimizar el sistema de acueducto para de esta manera, lograr que se preste un servicio eficiente y se suministre agua en la cantidad necesaria y con las características de calidad para el consumo humano.

➤Analizando las estructuras que conforman el sistema actual del acueducto, se observó que, presentan demasiadas pérdidas de agua, pues el acueducto fue construido por la comunidad de manera empírica sin basarse en diseños previos, por tanto, en el momento de ponerlo en funcionamiento, las conexiones empezaron a mostrar fugas desperdiándose grandes cantidades de agua. Por tanto, es pertinente comparar los diseños elaborados en el presente estudio, los cuales cabe mencionar, tuvieron en cuenta la normatividad exigida, para compararlos con los existentes y así determinar más precisamente lo que se puede mejorar y lo que definitivamente se debe cambiar.

➤Una de las características del sistema actual es que presenta dos conducciones, una que se dirige hacia la planta de tratamiento y la otra que va directamente a la comunidad desde la bocatoma, por tanto, en el diseño propuesto se plantea un sistema donde toda el agua que se capte sea tratada antes de ser conducida a los dos tanques de almacenamiento, para su posterior distribución hacia los hogares. Para esto se debe implementar una estación de bombeo, que garantice no sólo la cobertura total de las viviendas de la vereda, sino que el agua sea apta para el consumo humano según lo establecido en la resolución 2115 de 2007.

➤Por otro lado, uno de los hallazgos durante la visita técnica fue que las tuberías de la red de distribución y medidores de las casas, se encuentran a la intemperie, es decir sin ningún tipo de protección, y expuestos a daños por manipulación de terceros o, en el caso de las tuberías, por el paso de animales que pueden romperlas causando derrames del agua; por lo tanto se sugiere adecuar las cajas de inspecciones para los medidores y zanjas para instalación de tuberías bajo tierra, de acuerdo con las indicaciones de la resolución 330 de 2017.

➤Al realizar la modelación del sistema actual del acueducto, se pudo determinar que los puntos más lejanos de la red tienen presiones muy altas, lo que genera la ruptura de la tubería; por tanto, con la alternativa de diseño que se propone, en la cual se considera el cambio de tuberías, se garantizará que las presiones y velocidades disminuirán, ya que los cálculos para su proyección se realizaron teniendo en cuenta lo estipulado en la resolución 330 de 2017, permitiendo así,

que el caudal para el servicio de agua de consumo diario se suministre sin generar ninguna afectación a las tuberías.

➤ Igualmente, teniendo en cuenta el diagnóstico estructural de los elementos que conforman el sistema de acueducto, se sugiere construir nuevamente las estructuras de la botacoma, el desarenador (no existe) y los tanques de almacenamiento, pues las condiciones en las que se encuentran actualmente no son las mejores y no cumplen con la normatividad Colombiana, acrecentando el problema del suministro de agua potable apta para el consumo; de igual manera se sugiere cambiar el diámetro de las tuberías.



En este sentido, se pudo determinar que, al construir el desarenador propuesto, se logrará que los sedimentos retenidos en la conducción del agua que van hacia la planta se reduzcan, con lo que se obtendrá un mejor tratamiento, esto teniendo en cuenta los resultados de los laboratorios de calidad de agua, en donde se determinó que ésta presenta nivel de turbiedad alto antes y después del tratamiento aplicado en la planta, por lo que no cumple con lo establecido en la resolución 21115 de 2007.

➤ Finalmente, un punto importante que se pudo determinar, es que el acueducto no realiza laboratorios para controlar la calidad del agua, que según la norma deberían llevarse a cabo semanalmente, por lo que no pueden garantizar que el tratamiento aplicado potabilice el agua eficazmente, por tan razón se recomienda que el municipio o la vereda adquiera los equipos básicos para realizar pruebas de laboratorio del agua tratada en la planta, para hacer el seguimiento de la calidad de la misma rutinariamente. Al respecto, cabe mencionar que el laboratorio de coliformes, garantiza que el agua captada no contiene material orgánico, lo que genera confiabilidad en el líquido que llega a los consumidores.

8. PROPUESTA ECONÓMICA

Una vez realizada la modelación y cálculos para la optimización del acueducto se procede a realizar el presupuesto aproximado para su construcción, esto basado en los precios unitarios de materiales de construcción de la Gobernación de Cundinamarca (véase el Cuadro 52).

Cuadro 52. Presupuesto para la construcción del Acueducto

		PRESUPUESTO OFICIAL DE ACUEDUCTO VEREDAL ALTO RAMO				
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL	
I BOCATOMA						
1.1	LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO	M2	10	\$ 9.389	\$ 93.890,00	
1.2	EXCAVACIÓN MANUAL	M3	0,5	\$ 28.000	\$ 14.000,00	
1.3	BASE EN CONCRETO POBRE 1500 PSI	M3	0,25	\$ 294.451	\$ 73.612,75	
1.4	CONCRETO IMPERMEABILIZADO PARA PLACA Y MUROS DE 3500 PSI	M3	5	\$ 359.507	\$ 1.797.535,00	
1.5	REJILLA METALICA DE (0.20 X 0.34)	UND	1	\$ 74.871	\$ 74.871,00	
1.6	TUBERIA PVC - SANITARIA Ø4"	ML	2	\$ 19.372	\$ 38.744,00	
1.7	FIGURADO Y ARMADO ACERO DE REFUERZO 60000 PSI	KG	50	\$ 3.730	\$ 186.500,00	
1.8	ACCESORIOS BOCATOMA	GB	1	\$ 120.725	\$ 120.725,00	
				SUBTOTAL	\$ 2.399.877,75	
II LÍNEA DE ADUCCIÓN						
2.1	LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO	M2	50	\$ 9.389	\$ 469.450,00	
2.2	EXCAVACION MANUAL (H: 60 CM) INCLUYE TAPADO DE ZANJA	M3	15,3	\$ 33.000	\$ 504.900,00	
2.3	TAPADO DE ZANJA	M3	15,3	\$ 33.000	\$ 504.900,00	
2.4	TUBERIA PVC - RDE 21 - 200 psi Ø4"	ML	50	\$ 49.432	\$ 2.471.600,00	
2.5	VENTOSA Ø 2" (INC. CAJA EN CONCRETO)	UND	1	\$ 166.457	\$ 166.457,00	
				SUBTOTAL	\$ 3.612.407,00	
III DESARENADOR						
3.1	EXCAVACIÓN MANUAL	M3	1,2	\$ 28.000	\$ 33.477,69	
3.2	BASE EN CONCRETO POBRE 1500 PSI	M3	0,4	\$ 294.451	\$ 110.017,19	
3.3	CONCRETO IMPERMEABILIZADO PARA PLACA Y MUROS DE 3500 PSI	M3	11,96	\$ 359.507	\$ 4.298.380,43	
3.4	FIGURADO Y ARMADO ACERO DE REFUERZO 60000 PSI	KG	100	\$ 3.730	\$ 373.000,00	
3.5	ACCESORIOS DESARENADOR	UND	1	\$ 120.725	\$ 120.725,00	
				SUBTOTAL	\$ 4.935.600,32	
IV TANQUES DE ALMACENAMIENTO						
4.1	EXCAVACIÓN MANUAL	M3	25	\$ 28.000	\$ 700.000,00	
4.2	BASE EN CONCRETO POBRE 1500 PSI	M3	0,8	\$ 294.451	\$ 235.560,80	
4.3	CONCRETO IMPERMEABILIZADO PARA PLACA Y MUROS DE 3500 PSI	M3	3	\$ 359.507	\$ 1.078.521,00	
4.4	TUBERIA PVC - RDE 21 - 200 psi Ø1½"	ML	1,9	\$ 8.734	\$ 16.594,60	
4.5	TUBERIA PVC - RDE 21 - 200 psi Ø1½"	ML	392,35	\$ 8.734	\$ 3.426.784,90	
4.6	FIGURADO Y ARMADO ACERO DE REFUERZO 60000 PSI	KG	20	\$ 3.730	\$ 74.600,00	
4.7	ACCESORIOS DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO	UND	2	\$ 120.725	\$ 241.450,00	
				SUBTOTAL	\$ 5.773.511,30	
V LÍNEA DE CONDUCCIÓN						
5.1	LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO	M2	1000	\$ 9.389	\$ 9.389.000,00	
5.2	EXCAVACION MANUAL (H: 60 CM) INCLUYE TAPADO DE ZANJA	M3	12	\$ 33.000	\$ 396.000,00	
5.3	TAPADO DE ZANJA	M3	12	\$ 33.000	\$ 396.000,00	
5.4	TUBERIA PVC - SANITARIA Ø4"	ML	1150	\$ 19.372	\$ 22.277.800,00	
				SUBTOTAL	\$ 32.062.800,00	
VI ESTACIÓN DE BOMBEO						
6.1	MURO EN BLOQUE Nº 5 E=0.12 M	M2	20	\$ 36.570	\$ 731.400,00	
6.2	CUBIERTA TEJA ESPAÑOLA ETERNIT	M2	5	\$ 72.183	\$ 360.915,00	
6.3	PISOS PLACA EN CONCRETO PLACA BASE CONCRETO 0.08 2500 PSI	M2	5	\$ 42.404	\$ 212.020,00	
6.4	MOTOBOMBA BARNES JE 1 30-5-1 CE	UND	2	\$ 2.800.000	\$ 5.600.000,00	
6.5	VALVULAS REDUCTORAS DE PRESIÓN 2"	UND	4	\$ 195.500	\$ 782.000,00	
				SUBTOTAL	\$ 7.686.335,00	
VII TRANSPORTE						
7.1	TRANSPORTE A LOMO DE MULA	TON/KM	20	\$ 80.000	\$ 1.600.000,00	
				SUBTOTAL	\$ 1.600.000,00	
				VALOR TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 58.070.531,37	

Cuadro 52. (Continuación)

	A	3%	\$ 1.742.115,94
	I	4%	\$ 2.322.821,25
	U	5%	\$ 2.903.526,57
	IVA SOBRE UTILIDAD	19%	\$ 551.670,05
	VALOR TOTAL		\$ 65.590.665,18

Fuente. Autores

Como se puede observar se tiene un total aproximado de \$ 58.070.531,37, a los cuales se les suma el 3% de este valor para gastos administrativos, ya que el acceso al lugar de trabajo no es fácil por lo cual se podrían generar costos adicionales en este ítem, por otro lado, se adicional 4% de intereses y 5% de utilidad operacional, para un total de inversión aproximado de \$65.590.665,18.

9. CONCLUSIONES

Con el desarrollo de la investigación se pudo establecer que la vereda en estudio, se observa que no cuenta con un sistema de acueducto óptimo que garantice el suministro de agua apta para el consumo humano, problemática que la misma comunidad trata de solucionar haciendo construcciones de acueductos de manera empírica, sin tener en cuenta las especificaciones técnicas estipuladas en las diferentes normas que existen en Colombia para este tipo de infraestructuras, lo que se traduce en un servicio mal prestado, consumo de agua de mala calidad, escasez en el suministro entre otras cosas.

El cálculo de la población futura para la determinación del caudal de diseño del acueducto mostro disminución en lugar de aumentar que es lo que exige la normatividad, por lo que se tuvo que realizar una extrapolación poblacional utilizado datos de municipios cercanos que tuvieran las mismas características de la vereda para así poder tener una población aceptable con la cual determina un caudal de diseño admisible para los diferentes cálculos de los elementos que conforman el sistema de acueducto.

En cuanto a la calidad del agua que se consume en las zonas rurales, se encontró que, a pesar de contar con sistemas de tratamiento, éstos no siempre garantizan que la calidad del agua sea apta para el consumo humano, pues para garantizarla se requiere la realización de pruebas de laboratorio permanentes con las que se puede hacer el seguimiento a los resultados de los diferentes tratamientos aplicados en las PTAP y determinar si deben o no ser mejorados; esto se constituye entonces en una nueva problemática a ser tratada en el futuro.

Se realizó diseño de modelación de un sistema de acueducto, se requiere no sólo tener los concomimientos necesarios para desarrollar cada etapa que conforman un proceso de este tipo; si no que, además, se requiere usar diferentes herramientas ofimáticas con las cuales se obtengan resultados óptimos que faciliten la ejecución de las actividades y garanticen su correcto funcionamiento.

Las nuevas estructuras cumplirán con las normas exigidas por la Resolución 330 para la construcción de sistemas de acueducto de agua potable, donde la bocatoma diseñada va a garantizar retención de sedimentos de gran tamaño, el desarenador va a garantizar disminución de sedimentos pequeños y favorecerá la calidad de agua ya que la turbiedad y el color aparente van a cumplir según la normatividad del Ministerio de Ambiente, y el primer tanque de almacenamiento se encontró en buenas condiciones para prestar un servicio, y al realizar los cálculos para el nuevo diseño se garantizará la optimización del agua ya que su nivel va a ser menor que el actual.

10. RECOMENDACIONES

Se recomienda desarrollar un nuevo proyecto en el cual se determine la captación de agua que va a ser utilizada en los cultivos y para la ganadería, ya que estas actividades son las que fundamentan la economía de la vereda y por tanto se debe garantizar el suministro de agua apta para esto.

Se recomienda desarrollar una nueva investigación en la cual se aborde el tema del tratamiento de aguas potables en diferentes plantas de zonas rurales, tomando como punto de partida el estudio de la planta existe en la Vereda Alto del Ramo, pues como se determinó en la investigación, el tratamiento utilizado en esta no está garantizando la potabilización cien por ciento del agua.

Así mismo se recomienda realizar investigaciones en las cuales se estudien las diferentes características hidrológicas de las cuencas que abastecen los diferentes sistemas de acueducto, pues no se tienen estudios suficientes y/o actualizados que faciliten información necesaria sobre el tema.

Finalmente, y teniendo en cuenta el diseño del acueducto propuesto y la favorabilidad de recursos hídricos en la zona, se puede abastecer a la verdad de agua para ser usada para sistemas de riego de cultivos, mejorando notablemente la productividad y desarrollo económico del sector, evitando que la población migre y se mantengan los niveles de población rural, por tanto se recomienda realizar una investigación que permitan determinar la cantidad de agua requerida para los cultivos y así poder determinar si se deben hacer ajuste al acueducto.

BIBLIOGRAFÍA

AGENCIA DE DESARROLLO RURAL. Especificaciones técnicas generales para proyectos y distritos de adecuación de tierras. Bogotá: Dirección De Adecuación De Tierras, 2017.

BARRIOS PIÑEROS, Jorge Enrique y GALINDO PRADA, Michael Andrés. Optimización Del Acueducto Por Gravedad De La Vereda “La Lucha” Municipio De Coello (Tolima). Girardot: Corporación Universitaria Minuto de Dios. Facultad de Ingeniería Civil. Modalidad trabajo de grado, 2016.

CARE INTERNACIONAL-AVINA. Operación y mantenimiento de sistemas de agua potable. Quito: Programa Unificado de Fortalecimiento de Capacidades, 2012.

COLOMBIA. MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Resolución 2115 (8 junio, 2007). Por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano. Bogotá: El Ministerio, 2007.

----- . Resolución 0330 (22 junio, 2007). Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS y se derogan las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005 y 2320 de 2009. Bogotá: El Ministerio, 2017.

CONCEJO MUNICIPAL CHIPAQUE. Plan de desarrollo 2016 – 2019. Chipaqué: Alcaldía municipal, 2016.

CORPORINOQUIA. Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca del Río Negro. Chipaque: La Empresa, 2010

FONDO DE LAS NACIONES UNIDAS PARA LA INFANCIA O UNICEF. El agua potable y el saneamiento básico en los planes de desarrollo. Capítulo 1: El estado del agua, el alcantarillado y los residuos sólidos en los municipios [en línea]. Bogotá: UNICEF [citado 13 septiembre de 2017]. Disponible en Internet: <URL: <https://www.unicef.org/colombia/pdf/Agua3.pdf>>

FUNDAVEAR. Cámara de comercio. Chipaqué: La Cámara, 2017.

HENAO, Alejandra. Componentes del sistema de acueducto.

INCOSUM. Manual de operación Planta de tratamiento. Bogotá: La Empresa, 2017

MATAXI, Claudio. Guía General Para El Cálculo, Instalación Y Mantenimiento De Bombas Hidroneumáticas. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, 2012.

MARBELLO PÉREZ, Ramiro. Hidrometría Y Aforo De Corrientes Naturales [en línea]. Medellín: Universidad Nacional de Colombia [citado 21 mayo, 2018]. Disponible en Internet: <URL: <http://bdigital.unal.edu.co/12697/68/3353962.2005.Parte%2013.pdf>>

OBSERVATORIO REGIONAL AMBIENTAL Y DE DESARROLLO SOSTENIBLE DEL RÍO BOGOTÁ –ORARBO. El Observatorio y los municipios – Chipaque [en línea]. Bogotá: OARBO [citado 15 febrero, 2018]. Disponible en Internet: <URL: <http://orarbo.gov.co/es/el-observatorio-y-los-municipios/informacion-general-municipio?cd=1a3804507caafd88a979aab4b3d3ad0a>>

PARDO OJEDA, Fidel Alberto. Guía metodológica para los cálculos y obtención de los parámetros hidrofisiográficos. Bogotá: IDEAM, 2001.

PERIÓDICO EL CAMPESINO. Acueductos rurales, herramienta para la dignidad del campo [en línea]. Bogotá: El Periódico [citado 10 septiembre, 2017]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.elcampesino.co/acueductos-rurales-herramienta-para-la-dignidad-del-campo/>>

PIMIENTA VERA, Johana Patricia. Guía metodológica para la elaboración de programas de optimización de sistemas de acueductos. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. Centro de Estudios Hidráulicos. Modalidad trabajo de Especialización en Recursos Hidráulicos y Medio Ambiente, 2013.

PULIDO MUÑOZ, Harry Sebastián y CARRILLO BERNAL, MANUEL Fernando. Diseño Hidráulico De Una Planta De Potabilización De Agua En La Vereda De San Antonio de Anapoima. Bogotá: Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería Civil. Modalidad trabajo de grado, 2016.

SANABRIA, Alfonso. Operación y mantenimiento de Sistemas de abastecimiento de agua [en línea]. Bogotá: International Union for Conservation of Nature (IUCN) [citado 28 agosto, 2017]. Disponible en Internet: <URL: https://cmsdata.iucn.org/downloads/3_5_fasciculo_4___operacion_y_mantenimiento.pdf>

UNIVERSIDAD EIA. Componentes del sistema de acueducto [en línea]. Envigado: La Universidad [citado 11 septiembre, 2017]. Disponible en Internet: <URL: <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/interesantes/acueducto/componentes.htm>>

UNIVERSITAT DE GIRONA. Tipos de acueducto [en línea]. Provincia de Gerona: La Universidad [citado 11 septiembre, 2017]. Disponible en Internet: <URL: <https://latincastegeo.jimdo.com/cultura-cl%C3%A1sica/acueductos-construcci%C3%B3n-y-mantenimiento/2-tipos-de-acueductos/>>