

**Propuesta de diseño del acueducto de la vereda de San Vicente del municipio de
Oiba- Santander**

Diana Katherine Garcés Bueno, María José Peralta Ríos

Trabajo de grado presentado para optar el título de Ingeniero Civil

Director

Carlos Fernando Arenas Jiménez

Magister en Ingeniería Civil

Universidad Santo Tomás, Bucaramanga

División de Ingenierías y Arquitectura

Facultad de Ingeniería Civil

2022

Contenido

Introducción.....	13
1. Propuesta de diseño del acueducto de la vereda San Vicente del municipio de Oiba – Santander	15
1.1. Formulación del problema.....	15
1.2. Objetivos.....	18
1.2.1. Objetivo general.....	18
1.2.2. Objetivos específicos	18
1.3. Justificación	18
1.4. Estado del arte.....	20
2. Método	26
2.1. Determinar la fuente de abastecimiento más favorable, las condiciones naturales, así como las variables y parámetros de diseño para el sistema de acueducto y distribución.....	26
2.1.1. Identificar las fuentes hídricas existentes en la Vereda San Vicente.....	26
2.1.2. Recopilar los datos necesarios sobre las fuentes de abastecimiento y el estado en el que se encuentran.....	26
2.1.3. Elegir aquella fuente que presenta mejores condiciones para emplearla como principal fuente de abastecimiento por caudal y calidad.....	27
2.1.4. Realizar las pruebas de laboratorio a la fuente de abastecimiento elegida.....	27
2.1.5. Compilar los datos topográficos, hídricos y climatológicos de la Vereda San Vicente	27

2.1.6. Cálculo de la población de diseño	29
2.2. Dotación.....	30
2.2.1. Dotación bruta	30
2.2.2. Demanda de agua por población.....	31
2.3. Diseño de la bocatoma de fondo.....	32
2.3.1. Diseño de la presa.....	32
2.3.2. Diseño de la rejilla y canal de aducción	33
2.3.3. Niveles en el canal de aducción.....	34
2.3.4. Diseño de la cámara de recolección.....	35
2.3.5. Diseño de desagüe de caudal de excesos	35
2.3.6. Línea de aducción bocatoma-desarenador	35
2.3.7. Ecuaciones de diseño	36
2.4. Desarenador	36
2.4.1. Teoría de sedimentación	37
2.5. Bombas y estaciones de bombeo	39
2.5.1. Diseño de bombeo	39
2.6. Cloración.....	40
2.6.1. Caseta de cloración	40
2.7. Filtro de múltiples etapas.....	41
2.7.1. Filtro gruesa dinámico (FGDi).....	42

2.7.2. Filtro grueso ascendente (FGAS)	43
2.7.3. Filtro lento en arena (FLA).....	44
2.8. Tanque de almacenamiento	45
2.8.1. Dimensionamiento de tanque superficial.....	46
2.9. Red de distribución	47
3. Resultados	47
3.1. Determinar la fuente de abastecimiento más favorable, las condiciones naturales, así como las variables y parámetros de diseño para el sistema de acueducto y distribución.....	47
3.1.1. Identificar las fuentes hídricas existentes en la Vereda San Vicente.....	48
3.1.2. Recopilar los datos necesarios sobre las fuentes de abastecimiento y el estado en el que se encuentran.....	48
3.1.3. Elegir aquella que presente mejores condiciones para emplearla como principal fuente de abastecimiento por caudal y calidad	49
3.1.4. Realizar pruebas de laboratorio a la fuente de abastecimiento elegida	50
3.1.5. Compilar los datos topográficos, hídricos y climatológicos de la vereda san vicente.	52
3.1.6. Balance hídrico	60
3.1.7. Cálculo de la población de diseño	68
3.1.8. Cálculo de caudales	70
3.1.9. Diseño de Infraestructura de aducción y conducción	71
3.1.10. Cálculo del diseño del desarenador	78

3.1.11. Cálculo de diseño de estaciones de bombeo.....	83
3.1.12. Cálculo de diseño de estructuras de desinfección	86
3.1.13. Cálculo de filtro de múltiples etapas	89
3.1.14. Cálculo de tanque de almacenamiento	96
3.1.15. Diseño de red de distribución	97
4. Conclusiones.....	104
Referencias	107

Lista de tablas

Tabla 1. <i>Número de Hanzen</i>	39
Tabla 2. <i>Caudales mínimo y máximos según las dimensiones del medidor Parshall</i>	41
Tabla 3. <i>Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento</i>	46
Tabla 4. <i>Características quebradas de la Vereda San Vicente</i>	48
Tabla 5. <i>Datos precipitación estación Charalá</i>	55
Tabla 6. <i>Datos precipitación estación Chima</i>	55
Tabla 7. <i>Datos precipitación estación Confines</i>	56
Tabla 8. <i>Datos precipitación estación Oiba</i>	56
Tabla 9. <i>Datos precipitación estación Suaita-Olival</i>	57
Tabla 10. <i>Temperatura promedio mensual de la estación Charalá</i>	59
Tabla 11. <i>Temperatura promedio mensual de la estación Chima</i>	59
Tabla 12. <i>Proyección de población</i>	69
Tabla 13. <i>Diseño de presa de la bocatoma</i>	71
Tabla 14. <i>Diseño de rejilla y canal de abducción</i>	72
Tabla 15. <i>Longitud de rejilla y número de orificios</i>	72
Tabla 16. <i>Niveles de agua en el canal de abducción</i>	73
Tabla 17. <i>Diseño de la cámara de recolección</i>	74
Tabla 18. <i>Cálculo de altura de muros de contención</i>	74
Tabla 19. <i>Cálculo de caudales de excesos</i>	75
Tabla 20. <i>Cálculo de tubería de excesos</i>	75
Tabla 21. <i>Cálculo de cotas</i>	76
Tabla 22. <i>Línea de abducción bocatoma-desarenador</i>	76

Tabla 23. <i>Condiciones de tubería de entrada</i>	78
Tabla 24. <i>Condiciones de diseño del desarenador</i>	79
Tabla 25. <i>Cálculo de la parámetros de sedimentación</i>	79
Tabla 26. <i>Cálculo de los elementos del desarenador</i>	80
Tabla 27. <i>Pantalla de salida</i>	80
Tabla 28. <i>Pantalla de entrada</i>	80
Tabla 29. <i>Cálculo de almacenamiento de lodos</i>	81
Tabla 30. <i>Cámara de quietamiento</i>	81
Tabla 31. <i>Rebose de la cámara de quietamiento</i>	81
Tabla 32. <i>Perfil hidráulico</i>	82
Tabla 33. <i>Perdidas a la entrada de la zona de sedimentación</i>	82
Tabla 34. <i>Condiciones iniciales del cálculo de estaciones de bombeo</i>	83
Tabla 35. <i>Cálculo de diámetros</i>	83
Tabla 36. <i>Cálculo de altura dinámica de elevación</i>	83
Tabla 37. <i>Cálculo de pérdidas por succión</i>	84
Tabla 38. <i>Cálculos en las pérdidas por impulsión</i>	84
Tabla 39. <i>Condiciones para la selección de bomba</i>	85
Tabla 40. <i>Comprobación de cavitación</i>	85
Tabla 41. <i>Cálculo del volumen de pozo</i>	85
Tabla 42. <i>Condiciones de entrada para la dosificación</i>	86
Tabla 43. <i>Dimensiones de canaleta Parshall</i>	87
Tabla 44. <i>Características de canaleta Parshall</i>	88
Tabla 45. <i>Diseño de dimensiones de filtro grueso dinámico (FGDi)</i>	89

Tabla 46. <i>Cálculo de dimensiones de vertedero de entrada (FGDi)</i>	90
Tabla 47. <i>Cálculo de vertedero triangular (FGDi)</i>	90
Tabla 48. <i>Diseño de sistema de drenaje (FGDi)</i>	90
Tabla 49. <i>Cálculo de diámetros de los laterales</i>	91
Tabla 50. <i>Cálculo de diámetro de colector principal</i>	91
Tabla 51. <i>Diseño de filtro grueso ascendente</i>	92
Tabla 52. <i>Diseño de sistema de drenaje (FGAS3)</i>	92
Tabla 53. <i>Cálculo del diámetro de los laterales (FGAS3)</i>	93
Tabla 54. <i>Cálculo de diámetros de colector principal (FGAS3)</i>	93
Tabla 55. <i>Diseño de dimensiones de filtro lento de arena</i>	94
Tabla 56. <i>Diseño de dimensiones de cámara de entrada (FLA)</i>	94
Tabla 57. <i>Cálculo de vertedero de control triangular (FLA)</i>	95
Tabla 58. <i>Cálculo de sistema de drenaje (FLA)</i>	95
Tabla 59. <i>Cálculo de diámetro de los laterales (FLA)</i>	96
Tabla 60. <i>Cálculo de diámetro de colector principal (FLA)</i>	96
Tabla 61. <i>Diseño de tanque de almacenamiento</i>	96
Tabla 62. <i>Condiciones de entrada de la red de distribución</i>	97

Lista de figuras

Figura 1. <i>Datos de precipitación pluviométrica</i>	28
Figura 2. <i>Quebrada mochilera</i>	50
Figura 3. <i>Extracción de muestras</i>	50
Figura 4. <i>Resultado pruebas de laboratorio</i>	51
Figura 5. <i>Pluviograma estación Charalá año 2020</i>	52
Figura 6. <i>Pluviograma estación Chima año 2020</i>	53
Figura 7. <i>Pluviograma estación Confines año 2020</i>	53
Figura 8. <i>Pluviograma estación Oiba año 2020</i>	54
Figura 9. <i>Pluviograma estación Suaita-Olival año 2020</i>	54
Figura 10. <i>Temperatura por mes estación Charalá</i>	57
Figura 11. <i>Temperatura por mes estación Chima</i>	58
Figura 12. <i>Balance hídrico enero</i>	61
Figura 13. <i>Balance hídrico febrero</i>	62
Figura 14. <i>Balance Hídrico marzo</i>	62
Figura 15. <i>Balance hídrico abril</i>	63
Figura 16. <i>Balance hídrico mayo</i>	64
Figura 17. <i>Balance hídrico julio</i>	64
Figura 18. <i>Balance hídrico agosto</i>	65
Figura 19. <i>Balance hídrico septiembre</i>	65
Figura 20. <i>Balance hídrico octubre</i>	66
Figura 21. <i>Balance hídrico noviembre</i>	66
Figura 22. <i>Balance hídrico junio</i>	67

Figura 23. <i>Balance hídrico diciembre</i>	68
Figura 24. <i>Proyección de población Vereda San Vicente</i>	70
Figura 25. <i>Tabla de relaciones hidráulicas</i>	77
Figura 26. <i>Esquema representativo de canaleta Parshall</i>	87
Figura 27. <i>Primera red de distribución</i>	99
Figura 28. <i>Segunda red de distribución</i>	99
Figura 29. <i>Tercera red de distribución</i>	100
Figura 30. <i>Cuarta red de distribución</i>	101
Figura 31. <i>Quinta y sexta red de distribución</i>	102
Figura 32. <i>Delimitación de cuenca hidrográfica</i>	103
Figura 33. <i>Distribución del sistema de planta de tratamiento por filtro de múltiples etapas...</i>	103

Resumen

El presente trabajo se ha orientado hacia la construcción de una propuesta de diseño para el acueducto de la Vereda San Vicente del Municipio de Oiba, Santander. Este esfuerzo responde a la necesidad de elaborar diseños de alta calidad técnica acordes con las condiciones específicas de una zona rural andina colombiana, como aporte a la mejoría en el acceso de la comunidad al agua potable. Por esto, se enfoca en la hipótesis de investigación referida a que sí es posible lograr un diseño óptimo y viable de acueducto veredal para el territorio mencionado que mejore las condiciones de vida de los residentes logrando un suministro adecuado de este recurso.

El enfoque de investigación empleado es el cuantitativo, el cual se materializa en la aplicación de instrumentos técnicos para la recolección de datos y con ellos realizar cálculos matemáticos necesarios para el diseño. Se tuvieron en cuenta variables como la población, topografía, oferta y demanda hídricas y las condiciones ambientales

Con este trabajo se consiguen hallazgos significativos para el avance de la ingeniería y la resolución de problemas sociales en el ámbito de suministro de servicios públicos; por ejemplo, se valida la importancia de contar con datos fiables, lograr una vinculación de los beneficiarios, seguir lo establecido en la norma técnica RAS-2000 y aplicar el software EPANET como herramienta de modelamiento de sistemas de acueducto. Fue posible llegar a un diseño óptimo que tiene en cuenta el crecimiento proyectado de la población y los caudales en la zona de influencia.

Palabras Clave: calidad del agua, modelo, distribución del agua, diseño, sector rural, acueducto

Abstract

The present work has been oriented towards the construction of a design proposal for the aqueduct of the Vereda San Vicente of the Municipality of Oiba, Santander. This effort responds to the need to develop designs of high technical quality in accordance with the specific conditions of a Colombian Andean rural area, as a contribution to improving the community's access to drinking water. For this reason, it focuses on the research hypothesis that it is possible to achieve an optimal and viable design of a village aqueduct for the aforementioned territory that improves the living conditions of the residents, achieving an adequate supply of this resource.

The research approach used is quantitative, which materializes in the application of technical instruments for data collection and with them perform mathematical calculations necessary for the design. Variables such as population, topography, water supply and demand, and environmental conditions were taken into account.

With this work, significant findings are achieved for the advancement of engineering and the resolution of social problems in the field of public service provision; For example, the importance of having reliable data, achieving a link between the beneficiaries, following the provisions of the RAS-2000 technical standard and applying the EPANET software as a modeling tool for aqueduct systems is validated. It was possible to arrive at an optimal design that takes into account the projected growth of the population and the flows in the area of influence.

Keywords: water quality, model, water distribution, design, rural sector, aqueduct

Introducción

El desarrollo social de un territorio está íntimamente ligado con la garantía de derechos fundamentales necesarios para asegurar la vida. Uno de ellos es el agua, el cual requiere de la inversión e infraestructura suficientes y adecuadas, especialmente en aquellas zonas rurales apartadas las cuales tienden a quedarse marginadas de los beneficios del progreso social. Es por esto por lo que, desde la ingeniería, el acceso al agua potable sigue siendo un tema de especial interés, en el campo investigativo y aplicado, pues como se verá en el presente trabajo, el déficit de cobertura en este aspecto sigue siendo significativo.

La construcción de acueductos comunitarios se ha hecho históricamente por parte de las comunidades, muchas veces sin criterios técnicos eficientes. Colombia ha emprendido en las últimas décadas un proceso de estandarización técnica en el campo de la ingeniería, el cual se refleja en la expedición de normas técnicas como la RAS-2000. Esto, junto con la necesidad de atender los requerimientos de las comunidades rurales, que siguen sin suministro de agua potable en condiciones adecuadas; motiva a emprender procesos de recolección de datos y diseño ajustados a las condiciones topográficas, ambientales y socioeconómicas de cada sector.

Algunos de los retos más importantes es la recolección de datos fiables con relación a la demanda, así como llevar a cabo las mediciones correctas que permitan diseños eficientes en el largo plazo. En investigación se han llevado a cabo algunas experiencias en comunidades rurales pequeñas, sin embargo, cada caso tiene sus particularidades, y como siempre, es fundamental la adecuada participación de los beneficiarios, sobre todo en el proceso de gestión a posteridad. Todas estas inquietudes y vacíos son los que se pretenden abordar en el presente trabajo, como aporte práctico a la construcción de los saberes técnicos de la Ingeniería Civil.

¿Cómo se puede llevar a cabo un diseño eficiente? ¿Cuáles son los limitantes en términos de ingeniería para construir dicho diseño en comunidades rurales andinas? Con el propósito de investigar en terreno estos cuestionamientos, se llevó a cabo un trabajo de investigación aplicada a partir de la metodología trazada por la normativa colombiana y con el apoyo directo de los pobladores. Este proceso consistió en primera instancia en la elaboración de Balances hídricos con el fin de evidenciar una estabilidad del recurso, soportada por la recolección de datos de precipitación y temperatura de la zona, lo que dio paso a la proyección poblacional y su demanda futura, el montaje del diseño abarcó las estructuras necesarias para llevar a cabo la captación superficial, los respectivos tratamientos granulares y químico-biológicos donde se destaca la implementación de filtros por múltiples etapas, su almacenamiento y la red de distribución a los puntos de interés, finalmente se construyó un modelamiento de este con el fin de realizar una evaluación según los procedimientos técnicos de rigor. Así mismo se implementó el software EPANET, el cual se valida como herramienta suficiente para la modelación y evaluación de sistemas de acueducto

En este trabajo se presenta inicialmente la identificación del problema, seguido a esto se definen los objetivos que se llevan a cabo para la solución del problema planteado, posteriormente se hace un estudio de los antecedentes relacionados con la temática abordada, con el propósito de definir el procedimiento que se ejecuta para el cumplimiento de los objetivos propuestos, obteniendo de esta forma los resultados esperados, finalmente con este trabajo se da un paso adelante en la vinculación de la academia a los problemas sociales propios de la construcción territorial de Colombia. Se fortalece la ciencia aplicada de la Ingeniería Civil y se ponen a prueba los saberes asimiladores a lo largo de la formación de pregrado de las autoras.

1. Propuesta de diseño del acueducto de la vereda San Vicente del municipio de Oiba – Santander

1.1. Formulación del problema

El municipio de Oiba se encuentra en el departamento de Santander, siendo uno de los más destacados de la zona sur del mismo. Tiene un territorio de 288 kilómetros cuadrados de los que 98% corresponden a los sectores rurales [1], cuenta con una temperatura promedio de 20,6°C; y tiene una importante riqueza hídrica que incluye el río Oibita, las quebradas Guayaca, Olavica, Mochilera, entre otras. En este marco territorial, se ubica la vereda San Vicente, que tiene 1.271 Ha, siendo una de las de mayor extensión de todo el municipio. Según los datos del SISBEN, se encuentran registradas en todo el municipio 7.279 personas, de las cuales 761 residen en la vereda San Vicente en 218 viviendas [2].

Aunque Oiba se encuentra en un lugar de alta riqueza ambiental e hídrica, una de las problemáticas más agudas de su zona rural es la asociada con el acceso a agua potable y saneamiento básico. De acuerdo con el Censo Nacional de Población y Vivienda 2018, mientras el servicio de agua potable en el sector urbano alcanza el 99%, en la zona rural este indicador sólo alcanza el 53% [1], esta problemática ha crecido, pues según datos presentados en el Plan de Desarrollo del municipio, la Superintendencia de Servicios informa que mientras en 2015 la cobertura de agua potable estaba en 100%, en el 2018 se alcanzó apenas a cubrir el 89% de las viviendas.

Pero la problemática es más aguda, si se tiene en cuenta el aspecto de Alcantarillado, donde sólo el 2,4% de las viviendas de la zona rural acceden a este servicio. Es por ello que la comunidad ha expresado en los espacios de diálogo con la administración municipal que un problema común

a la mayoría de las veredas es la falta de agua de calidad, la cual es generada porque muchos nacimientos de agua se encuentran en predios privados, sufren deforestación, se presentan talas y quemas de vegetación, y no se hace mantenimiento a los pocos acueductos veredales existentes. Especialmente acerca de la vereda San Vicente la comunidad manifiesta: “En la vereda Peñuela, por ejemplo, hay 3 acueductos, pero ninguno funciona, al igual que en las veredas Pie de Alto y en San Vicente no hay acueducto veredal” [1].

Hay que recordar que el agua es un recurso esencial para la humanidad; es considerada una de las condiciones imprescindibles para la aparición de las diversas formas de vida en el Tierra. La Organización Mundial de la Salud, explica que: “El agua contaminada puede transmitir enfermedades como la diarrea, el cólera, la disentería, la fiebre tifoidea y la poliomielitis. Se calcula que la contaminación del agua potable provoca más de 502.000 muertes por diarrea al año”[3].

En consecuencia, el disfrute de agua de calidad ha sido considerado jurídicamente como un Derecho Humano lo que ha condicionado la labor de distintos gobiernos locales y nacionales, quienes se han visto impelidos a garantizarlo con las obras de infraestructura e inversión de recursos adecuadas.

En el caso del presente estudio, es necesario partir de identificar cómo el poblamiento de las zonas rurales en los andes colombianos ha configurado en las zonas rurales una estructura de pequeñas propiedades donde familias de bajos ingresos realizan sus actividades productivas para el sustento. Este es el caso del sur de Santander, donde la mayor parte de los predios corresponden a una extensión menor a las 10 Hectáreas [4], lo que puede representar una seria problemática si no se hace un adecuado ordenamiento del territorio.

Dentro de los principales efectos del desorden territorial y el abandono estatal, están los usos del suelo inadecuados, malas prácticas ambientales y uso ineficiente de recursos, como el agua, todo lo cual amenaza su sustentabilidad. Sin inversiones públicas y programas de acompañamiento al sector agua potable, es prácticamente imposible contener los efectos depredadores del desarrollo económico y la intervención humana en los territorios. Las fuentes hídricas son particularmente vulnerables ante los procesos de poblamiento, pues se ve fuertemente amenazada la seguridad hídrica [5].

Es por ello por lo que se vuelve apremiante la construcción de sistemas de acueducto que garanticen un manejo sustentable del recurso hídrico y a su vez proporcionen agua potable de calidad para la población. Para orientar este tipo de proyectos, la OMS ha plasmado Guías para la calidad del agua potable, y en Colombia en los últimos 10 años se han expedido Decretos y Resoluciones que rigen la calidad del agua (particularmente el Decreto 1575 y la Resolución 2115 de 2007). Así mismo se cuenta con la norma técnica RAS-2000 que estandariza la construcción de Acueductos. Estos son algunos parámetros mínimos que permiten asegurar el disfrute del servicio de agua potable, los cuales son un referente obligatorio para el fin de diseñar un sistema de acueducto para la Vereda San Vicente de Oiba, Santander.

En consecuencia, este estudio abordará la siguiente pregunta de investigación: ¿Cuál es el diseño óptimo para un sistema de acueducto en la vereda San Vicente del municipio de Oiba Santander que mejore las condiciones de vida de los habitantes logrando un suministro adecuado para la comunidad residente en este sector rural de acuerdo con los estándares consignados en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

- Proponer el diseño para el acueducto de la vereda San Vicente del Municipio de Oiba Santander.

1.2.2. Objetivos específicos

- Determinar la fuente de abastecimiento más favorable, las condiciones naturales, así como las variables y parámetros de diseño para el sistema de acueducto y distribución.
- Proponer un diseño de las estructuras de captación, tratamiento y conducción que se adapte a las condiciones de la zona y garantice una distribución de calidad continua.
- Modelar la red de distribución de agua potable mediante el software EpaNet verificando el cumplimiento de los requerimientos técnicos según la normatividad colombiana.

1.3. Justificación

Para avanzar en la ejecución de los Objetivos de Desarrollo Sostenible [ODS], en Colombia se ha planteado la agenda 2030, con la que se busca especificar las metas claves para el logro de dicho propósito. Dicha agenda plantea “Garantizar la disponibilidad de agua y su ordenación sostenible y el saneamiento para todos” y se propone impulsar acciones desde el gobierno nacional que permitan a 8.573.951 personas tener acceso a “soluciones de agua potable” en el año 2022 [6].

El presente proyecto se articula a los esfuerzos de Colombia por la superación de una problemática tan aguda como la del agua. Además de reportar elementos positivos hacia el

cumplimiento de una agenda global, el presente proyecto permite un beneficio social en el sentido de garantizar un derecho humano fundamental como lo es el acceso agua y con ello mejorar las condiciones de vida para 761 persona residentes en la vereda San Vicente. Las repercusiones de un mejoramiento en el acceso al agua tienen que ver con mejoras en la producción agrícola, la salud, nutrición y saneamiento básico de dicha comunidad.

En lo que tiene que ver con la ingeniería, en las actuales circunstancias es imposible no incorporar consideraciones ambientales a la hora de fijar proyectos de infraestructura. Esto parte de un hecho de sobra reconocido, y también señalado por la comunidad internacional como un Objetivo de Desarrollo Sostenible: avanzar en acciones decididas para afrontar y minimizar los efectos del cambio climático. En consecuencia, construir un acueducto puede tener repercusiones positivas en la conservación de las fuentes hídricas; como lo han mostrado [7], las fuentes hídricas de algunas zonas rurales pueden tener un elevado índice de vulnerabilidad desde el punto de vista de sus índices de vulnerabilidad hídrica al desabastecimiento, sobre al observar una alta tasa de consumo del Agua y un indicador de Regulación muy bajo.

El adecuado abastecimiento de agua significa disminución de los riesgos para la salud de la población. La falta de abastecimiento de agua potable en las cabeceras parroquiales del Cantón Paja en Ecuador aumenta la probabilidad de aparición de enfermedades en el sistema gastrointestinal y urinario [8]. [9] ha evidenciado que las causas primordiales de muerte en niños menores de 5 años están relacionadas con el agua potable; 4.500 niñas y niños mueren diariamente en el mundo por la ausencia de agua potable y saneamiento básico; los adultos mayores son especialmente vulnerables en situaciones de carencia de agua potable; la falta de sistema de agua potable acrecienta el desequilibrio entre las zonas urbanas y rurales, perpetuando el círculo de pobreza y exclusión para las comunidades campesinas; las mejoras en el abastecimiento de agua

pueden disminuir los casos de diarrea hasta en un 39% y con ello suprimir una de las causas fundamentales de la inasistencia escolar.

En resumen, el acceso a agua potable mejora las condiciones de vida de las comunidades rurales y genera condiciones favorables para el bienestar social y económico de un territorio. El agua potable, junto con el saneamiento básico, son dos condiciones imprescindibles para la disminución de la desigualdad entre las zonas rurales y urbanas.

1.4. Estado del arte

El acceso a agua potable es uno de los problemas que más ha preocupado a la humanidad desde su tránsito de sociedades nómadas a sedentarias. El establecimiento de grandes ciudades en la antigüedad está directamente relacionado con la construcción de sistemas de acueductos [10]. Sin el aseguramiento del agua y la alimentación, la constitución de asentamientos es prácticamente imposible.

El servicio público domiciliario de acueducto es definido por Ley 142 de 1994 como “la distribución municipal de agua apta para el consumo humano, incluida su conexión y medición” e incluye en su administración las funciones de captación, procesamiento, tratamiento, almacenamiento, conducción y transporte de agua [11].

Para la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico [CRA], el sistema de acueducto se define de la siguiente manera:

“Es el conjunto de elementos o componentes físicamente conectados, que interactúan entre sí, necesarios para garantizar las condiciones de presión, continuidad, respaldo y calidad para la prestación del servicio público domiciliario de acueducto, o alguna de sus actividades complementarias, a un grupo de prestadores y/o usuarios que se encuentre conectado a este” [12].

De acuerdo con la norma Técnica RAS-2000, uno de los primeros pasos en el diseño y construcción de acueductos es la definición del nivel de dificultad del sistema, una vez sea definida la necesidad en la comunidad. Los criterios de clasificación indican que, para una población beneficiaria menor a las 2.500 personas, el sistema quedará establecido como de Baja Complejidad, con lo que su capacidad económica será la más baja de todas. En consecuencia, un reto importante para aumentar la cobertura de agua potable en Colombia ha sido la construcción de sistemas de acueducto para zonas con baja cantidad de población.

Dicho problema fue abordado en el estudio de caso del diseño de acueducto para el corregimiento Las Palmas del municipio de San Jacinto, Bolívar. Mediante un procedimiento fundamentado en la metodología de prueba y error se abordaron los supuestos necesarios para el diseño de un sistema de acueducto para bajas cantidades de población cumpliendo con los requisitos de presión y velocidad definidos en la norma técnica colombiana [13].

Dicha investigación encontró que los principios definidos en la norma para la construcción de acueductos urbanos son inaplicables a los sectores rurales con bajo nivel poblacional, pues hay que considerar elementos de tipo social, cultural y ambiental que inciden en el funcionamiento del sistema. Para la autora, la población es el parámetro fundamental para definir las características del sistema, en relación con el cálculo del caudal de diseño. Dicha experiencia mostró las falencias que hay para la recopilación de información lo que hizo necesario recurrir a estimaciones; es destacable la colaboración de la población en la determinación de las condiciones geográficas y sociales propias de la zona [13].

La construcción de acueductos rurales ha sido objeto de interés para distintos académicos e investigadores; por ejemplo, Velasco [14] ha abordado el problema de diseño de un acueducto para la vereda La Mina del municipio de Miranda, Cauca. El diseño logrado por este investigador

tiene en cuenta la topografía del terreno por lo que se define un sistema de aducción y conducción que actúa por gravedad. Igualmente, de acuerdo con el tamaño de la población beneficiaria, se consigue que la entidad Empresas Municipales de Miranda certifique que el caudal del Río Desbaratado, fuente de abastecimiento para el proyecto, cumple con el caudal requerido para la intervención.

Es fundamental enfatizar el nivel de diseño alcanzado es alto, pues detalla un sistema de red abierta según la ubicación de las casas de la vereda y cuenta con tanques de almacenamiento y tratamiento de la presión. Es posible captar todas las particularidades del sistema gracias a la participación de representantes de la comunidad y organizaciones sociales presentes en la zona; como criterios de diseño que se definieron las curvas de demanda horaria, se analizó la factibilidad de ampliación del sistema, se aseguró la facilidad del mantenimiento y de acuerdo con ello se definieron los parámetros de diseño. En consecuencia, una importante conclusión de este trabajo es que el apego a los criterios señalados por la norma técnica RAS-2000 es posible si el faltante de información con que se cuenta en sectores rurales de bajo tamaño poblacional es subsanado por una participación de la comunidad.

Otra experiencia de diseño de acueductos para zonas rurales fue llevada a cabo por Espitia [15] quien realizó la respectiva investigación para la Vereda Limoncitos del municipio de Pacho, Cundinamarca. Inicialmente el trabajo realiza los cálculos requeridos para estimar el tamaño de la población, y define el nivel de complejidad del sistema a diseñar y de acuerdo con todo esto el período de diseño máximo. Posteriormente, realiza los cálculos para encontrar el caudal de diseño según el tamaño poblacional y la dotación bruta, y se recopilan los datos hidrológicos de la Quebrada El Mortino, que fue seleccionada en este caso como fuente.

Adicionalmente, según los parámetros de la norma RAS-2000 y de acuerdo a los datos recopilados en la zona, este autor realiza los cálculos de diseño de la bocatoma, el desarenador, el tanque de almacenamiento y la red de distribución. Un aporte imprescindible de este trabajo es que se realiza una modelación hidráulica empleando el software EPANET, contrastando las capacidades del diseño con los rangos de referencia en la norma RAS-2000; sobre el software el autor aporta la siguiente conclusión de gran importancia técnica:

“El programa EPANET es una herramienta útil para realizar simulaciones hidráulicas permitiendo predecir, analizar y mejorar el comportamiento hidráulico de un sistema de flujo a presión, empleando el método del gradiente que incluye matrices para la conservación de masa y energía, de esta forma posibilita calcular los caudales en las tuberías y las alturas piezométricas en los nodos” [15].

También Granados y López [16] han propuesto un diseño para una zona rural, específicamente para la vereda Moniquirá del municipio de Sogamoso, Boyacá. Para la construcción de dicha propuesta, se realizó un estudio para dimensionar el tamaño de la población mediante técnicas de muestreo que permitieron estimarlo. Posteriormente se efectuó un estudio en tres ciclos: descripción de la zona de estudio, análisis de demanda y realización del diseño de ingeniería. Este proyecto también hace uso de la herramienta EPANET para llevar a analizar el modelo hidráulico.

Dicho proyecto surge como una respuesta a una obligación de establecer un sistema provisión de agua potable, dado que las familias han obtenido el agua durante muchos años empleando mangueras, pozos y recolectando aguas lluvias; igualmente el almacenamiento de agua que cada familia realiza se hace sin cumplir requisitos mínimos de salubridad. El diseño alcanzado logra cumplir los requisitos de presión y caudal, empleando un sistema de bombeo para conducir

el agua hacia la Planta de Potabilización, con lo cual la propuesta demuestra la factibilidad de implementar una solución para este sector veredal y con ello mejorar las condiciones de vida de la comunidad.

Otros proyectos han abordado de manera más amplia el diseño de sistemas de acueductos y alcantarillado, también para zonas rurales. Tal es el caso de Prieto y Vaca [17], quienes realizaron un diseño de los dos sistemas para la comunidad de Puerto Saija en el municipio de Timbiquí, Cauca. Una de las virtudes de esta investigación es que pone en práctica los fundamentos de la Metodología General Ajustada, que es la estándar empleada en la formulación de proyectos de inversión pública en Colombia. A partir de una identificación precisa de causas, efectos y consecuencias, se establece la construcción del acueducto y alcantarillado como la mejor acción posible para la solución de un amplio conjunto de problemas presentes en dicha comunidad.

El trabajo de diseño realizado por los autores en mención, toman como referentes la Resolución 0330 de 2017, la cual define el reglamento técnico para el sector agua potable y saneamiento básico. Al igual que en las anteriores experiencias revisadas, el primer paso fue el dimensionamiento del tamaño de la población a atender, se proyectan los caudales y con base en ello se realizan los respectivos diseños del tanque, bombas requeridas y la red de distribución. Para esta última también se utiliza el software EPANET, con el cual se corre un modelo hidráulico el cual se somete a evaluación fundamentado en los parámetros definidos en la norma técnica; el sistema de alcantarillado se diseña y evalúa utilizando la herramienta SWMM. Una particularidad a tener en cuenta es que este poblado se encuentra al borde de un río de gran caudal, con lo que no tiene los mismos requerimientos frente a caudales que en las demás experiencias.

Como se puede evidenciar, la preocupación por el abastecimiento de agua es una prioridad para las comunidades rurales. Desde la academia, la investigación y la ingeniería, se ha abierto

camino un interés marcado por la construcción de soluciones para el acceso a agua potable y saneamiento básico por parte de las comunidades rurales, ya que ellas son las más afectadas por las discrepancias en el crecimiento social y económico de Colombia. El agua en las comunidades rurales es un factor de desarrollo e inclusión, lo que indica que el presente proyecto responde a una necesidad sentida por la población rural del municipio de Oiba.

En lo que tiene que ver con aspectos técnicos, para todos los proyectos resulta fundamental la participación directa de la comunidad y sus organizaciones, ya que hay una realidad que opera como limitante en la evolución de proyectos de ingeniería en las zonas rurales: la ausencia de datos completos que den fundamento a la formulación y diseño de proyectos. La topografía, el tamaño poblacional y el correcto cálculo de los caudales de diseño son factores clave para la consecución de diseños exitosos que impacten positivamente y sean sustentables en el largo plazo.

2. Método

En este ítem se presenta el proceso que fue necesario para la ejecución del proyecto, explicando paso a paso el desarrollo llevado a cabo, con el fin de cumplir los objetivos propuestos.

2.1. Determinar la fuente de abastecimiento más favorable, las condiciones naturales, así como las variables y parámetros de diseño para el sistema de acueducto y distribución.

2.1.1. Identificar las fuentes hídricas existentes en la Vereda San Vicente

Se realizó una visita técnica a la vereda San Vicente evaluando las dos quebradas existentes las cuales son: Mochilera y Guayaca, con el fin de determinar la que cuente con las condiciones necesarias para realizar el diseño del acueducto.

2.1.2. Recopilar los datos necesarios sobre las fuentes de abastecimiento y el estado en el que se encuentran

Con la visita técnica se hizo una comparación teniendo en cuenta factores tales como: turbidez, ubicación, caudal, contaminación, estabilidad de la zona, de las dos fuentes de abastecimiento existentes lo cual permitió tomar la decisión de cuál es la fuente que presenta las condiciones óptimas teniendo en cuenta el estado en el que se encuentran. De igual forma por medio de una aproximación matemática se determinó el dato de la población de la vereda San Vicente, teniendo en cuenta los censos brindados por el DANE con el fin de estimar el número de residentes beneficiados con el diseño del acueducto.

2.1.3. Elegir aquella fuente que presenta mejores condiciones para emplearla como principal fuente de abastecimiento por caudal y calidad

Teniendo en cuenta la comparación realizada anteriormente donde se evalúan los factores de caudal y calidad, lo que permitió tomar la decisión de cuál es la fuente principal para emplear para el diseño, partiendo de la información de caudal que se extrajo de la Corporación autónoma de Santander CAS.

2.1.4. Realizar las pruebas de laboratorio a la fuente de abastecimiento elegida

Se llevó a cabo la sustracción de las muestras de agua según el protocolo del IDEAM de la fuente elegida, con el fin de llevarla al laboratorio certificado ubicado en el municipio de San Gil, donde se obtuvo información sobre los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos, por lo tanto, se reafirma que la fuente elegida cumple con las condiciones de calidad necesarias para ser empleada como la fuente principal de suministro para el diseño del acueducto de la vereda San Vicente.

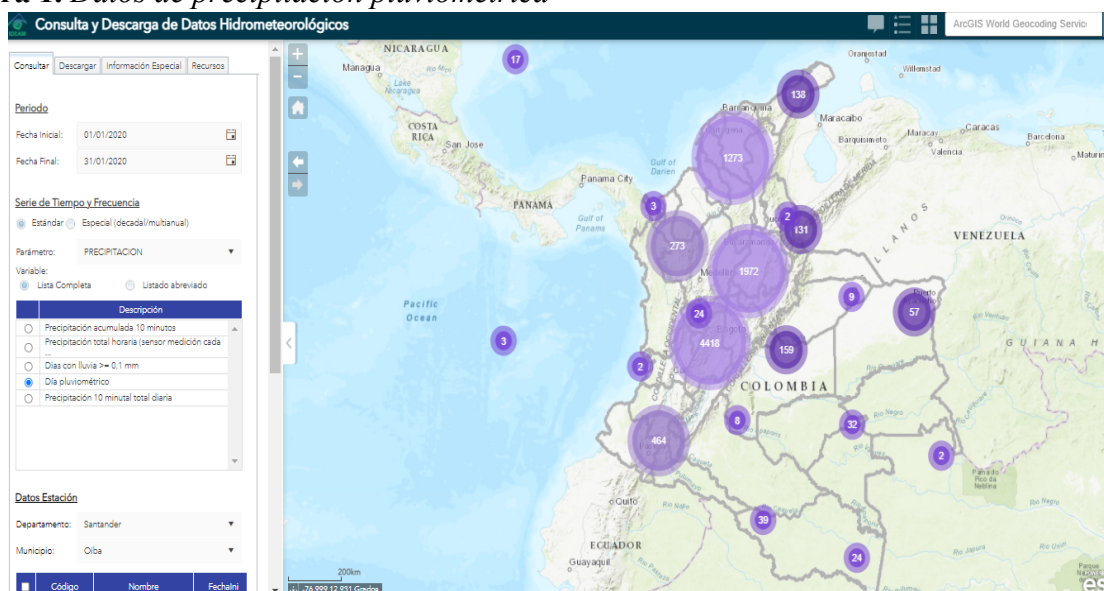
2.1.5. Compilar los datos topográficos, hídricos y climatológicos de la Vereda San Vicente

Inicialmente se tienen en cuenta las características hidrográficas de la fuente tales como calidad de agua, continuidad de la fuente y caudales. Posteriormente para la selección de la información se utilizó la base de datos del IDEAM con el fin de compilar datos sobre temperatura y precipitación, de las estaciones climatológicas aledañas al municipio de Oiba Santander, para los datos de precipitación se utiliza información de las estaciones de los municipios de Charalá, Chima, Confines, Oiba y Suaita. Por otro lado, para obtener información sobre la temperatura se utilizó las estaciones de los municipios de Charalá y Chima. La información obtenida de la

plataforma es del 2020 puesto que es el año que presenta la información completa y actualizada, dicha información se organizará en tablas de Excel relacionándola por meses para trabajarla en el software ArcGis Pro, las tablas se muestran en la parte de resultados.

En la *Figura 1* se muestra información relacionada con la precipitación, de la misma forma se obtienen los datos de temperatura máxima y mínima diaria, cambiando el ítem de parámetro y la estación. La información se obtuvo por medio de la página del IDEAM, la cual permite descargar los datos hidrometeorológicos de las estaciones ubicadas en la zona de interés.

Figura 1. *Datos de precipitación pluviométrica*



Adaptado de IDEAM [22].

Según los datos presentados por la alcaldía de Oiba en el mapa de uso potencial mayor predial del suelo se establece que la vereda San Vicente se encuentra en gran parte en la zona de cultivos permanentes y una pequeña parte es de zona de protección absoluta.

La información anteriormente mencionada es de gran utilidad puesto que en base a esta se realizó la evaluación de disponibilidad de recursos hídricos teniendo como fundamento el método

de balance hídrico, este procedimiento se realizó por medio del software ArcGis, inicialmente se utilizó la plancha del municipio de Oiba solicitada de la alcaldía municipal, posteriormente se procede a importarla al software de ArcGis, donde se georreferencio con las coordenadas exactas.

Como parte del procedimiento se realizó una delimitación del área del sector urbano y de la vereda y se delimito una zona de estudio. Posteriormente se procedió a insertar los datos de Excel relacionados con la precipitación y temperatura, ubicando así las estaciones relacionadas, con base a esto se obtienen los mapas de isoyetas e isotermas para cada mes del año 2020, una vez se tiene esta información se procede a relacionarla por medio del balance hídrico presentado por Bruno Bringas [18].

2.1.6. Cálculo de la población de diseño

Con base en la información obtenidos por el Sisbén y la junta de acción comunal de la vereda se procedió a realizar el cálculo de la proyección de la población, se utilizaron los métodos aritmético, geométrico, por su facilidad para el cálculo y puesto que suponen un crecimiento balanceado de su población, asimismo tienen en cuenta la mortalidad y la emigración, por otro lado también suponen el desarrollo del área de expansión y por ende la importancia de dotar a la comunidad con el suministro de servicios públicos.

Posteriormente, se presentan las fórmulas empleadas para el cálculo de la proyección de la población según la RAS 2000.

➤ Método Aritmético

$$Pf = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} * (T_f - T_{uc})$$

Donde:

P = Población (habitantes) correspondiente al año para el que se quiere proyectar población

P_{uc} = Población (habitantes) correspondiente al último año censado con información

P_{ci} = Población (habitantes) correspondiente al censo inicial con información

T_{uc} = Año correspondiente al último censo con información

T_{ci} = Año correspondiente al censo inicial con información

T_f = es el año al cual se quiere proyectar la información

➤ Método geométrico

$$P_f = P_{uc} * (1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

Dónde r es la tasa de crecimiento anual informa decimal y las demás variables se definen igual que para el método anterior. La tasa de crecimiento anual se calcula de la siguiente manera:

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)^{1/(T_{uc} - T_{ci})} - 1$$

2.2. Dotación

2.2.1. Dotación bruta

Se calculó la dotación bruta teniendo en cuenta el título B de la RAS, resolución 2320 de 2019 [19], en donde para el diseño de los elementos que hacen parte de un sistema de acueducto se deben calcular partiendo de la siguiente ecuación:

$$d. bruta = \frac{d. neta}{1 - \%P}$$

Donde:

$d. bruta$ = Dotación bruta en litro sobre habitante por día (L/hab*día)

$d. neta$ = Dotación neta en litro sobre habitante por día (L/hab*día)

$\%P$ = Porcentaje de perdidas máximas admisibles (máximo hasta del 25%)

2.2.2. *Demanda de agua por población*

2.2.2.1. Caudal medio diario. El caudal medio diario, Q_{md} , es el caudal calculado para la población proyectada anteriormente, considerando la dotación bruta asignada. Hace referencia al promedio de los consumos diarios en un período de un año y puede calcularse por medio de la siguiente ecuación[20]:

$$Q_{md} = \frac{p * d.bruta}{86400}$$

Donde:

Q_{md} : caudal medio diario en litros por segundo (L/s)

P : corresponde a la población proyectada.

2.2.2.2. Caudal máximo diario. El caudal máximo diario, Q_{MD} , compete al consumo máximo registrado durante 24 horas a lo largo de un período de un año. Se obtiene multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , como se muestra en la siguiente ecuación [20]:

$$Q_{MD} = Q_{md} * k_1$$

Donde:

Q_{MD} : caudal máximo diario en litros por segundo (L/s)

k_1 = coeficiente de consumo máximo diario.

En caso de sistemas nuevos, el valor del coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , será 1.30.

2.2.2.3. Caudal máximo horario El caudal máximo horario, QMH, hace referencia al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se estima como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k_2 , según la ecuación presentada a continuación [20]:

$$QMH = Qmd * k_2$$

Donde:

QMH: caudal máximo horario en litros por segundo (L/s)

k_2 : coeficiente de consumo máximo horario

En el tema de sistemas de acueductos nuevos, el coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k_2 , compete a un valor comprendido entre 1.3 y 1.7 acorde con las características regionales.

2.3. Diseño de la bocatoma de fondo

2.3.1. Diseño de la presa

La primera etapa para el diseño de la bocatoma es verificar que el caudal de diseño, caudal máximo diario, sea inferior al caudal mínimo del río en el sitio de captación[20]. Con el propósito de determinar el caudal mínimo del río se realizó una visita al posible punto de captación en donde los registros tomados indican un caudal aproximado de 271.6 L/s.

La presa y la garganta de la bocatoma se diseñaron como un vertedero rectangular con doble contracción, se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = 1.84 * L * H^{1.5}$$

Donde:

Q: caudal de diseño adoptado (m^3/s)

L: longitud de vertimiento (m)

H: altura de lámina de agua (m)

En base a la existencia de las contracciones laterales, se debe hacer la debida corrección de la longitud de vertimiento:

$$L' = L - 0.1 * n * H$$

Donde:

L': longitud de vertimiento corregida (m)

n: número de contracciones laterales

2.3.2. Diseño de la rejilla y canal de aducción

La velocidad del agua al pasar sobre la rejilla debe estar entre 0.3 m/s y 3 m/s de forma que se puedan aplicar las ecuaciones del alcance del chorro para la determinación del ancho del canal de aducción.

$$Vr = \frac{Q}{L' * H}$$

Donde:

Vr: es la velocidad sobre la rejilla (m/s)

$$Xs = 0.36 * Vr^{\frac{2}{3}} + 0.6 * H^{\frac{4}{7}}$$

$$Xi = 0.18 * Vr^{\frac{4}{7}} + 0.74 * H^{\frac{2}{3}}$$

$$B = Xs + 0.1$$

Donde:

Xs: alcance filo superior (m)

Xi: alcance filo inferior (m)

B: ancho del canal de abducción (m)

Se implemento una rejilla con barrotes en la dirección del flujo, para la cual el área neta de la rejilla se define según la siguiente expresión:

$$A.neta = a * B * N$$

Donde:

A. neta: Área neta de la rejilla (m^2)

N: Número de orificios entre barrotes

a: Separación entre barrotes (m)

Adicionalmente el caudal a través de la rejilla corresponde a la siguiente ecuación:

$$Q = K * A. neta * Vb$$

Donde:

K: es una constante con valor de 0.9 para flujo paralelo a la sección

Vb: velocidad entre barrotes (máximo 0.2 m/s)

2.3.3. Niveles en el canal de aducción

El nivel de la lámina aguas arriba se obtuvo por medio del estudio de cantidad de movimiento en el canal:

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

Con el fin de que la entrega a la cámara de recolección se haga en descarga libre, es necesario cumplir que:

$$h_e = h_c = \left(\frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Donde:

h_o: profundidad aguas arriba (m)

h_e: profundidad aguas abajo (m)

h_c: profundidad crítica (m)

i: pendiente del fondo del canal

g: aceleración de gravedad (9.81 m/s^2)

2.3.4. *Diseño de la cámara de recolección*

Se utilizaron nuevamente las fórmulas del alcance de chorro de agua cambiando los términos por los de la condición de entrada a la cámara de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} X_s &= 0.36 * Ve^{\frac{2}{3}} + 0.6 * he^{\frac{4}{7}} \\ X_i &= 0.18 * Ve^{\frac{4}{7}} + 0.74 * he^{\frac{2}{3}} \\ L &= X_s + 0.3 \end{aligned}$$

Se aseguró que la velocidad “Ve” cumpla un valor en el rango entre 0.3 y 3 (m/s) con el propósito de que las ecuaciones de dimensionamiento de la cámara sean válidas.

2.3.5. *Diseño de desagüe de caudal de excesos*

Debido a que sobre la rejilla de la captación pasará un caudal mayor al de diseño es necesario realizar el diseño del vertedero de excesos que estará ubicado a una distancia adecuada de la cámara de recolección, para ello se aplicaron las ecuaciones anteriores con la siguiente condición:

$$\begin{aligned} Q_{captado} &= C_d * A_{neta} * \sqrt{2 * g * H} \\ Q_{excesos} &= Q_{captado} - Q_{diseño} \end{aligned}$$

Donde:

C_d: es el coeficiente de descarga con valor de 0.3

A_{neta}: Área neta de la rejilla (m²)

H: altura de lámina de agua sobre la rejilla (m)

Q_{captado}: caudal a través de la rejilla (m³/s)

Q_{excesos}: caudal de Excesos (m³/s)

2.3.6. *Línea de aducción bocatoma-desarenador*

Una vez establecido el diseño de la captación superficial el agua cruda requiere ser conducida al desarenador mediante una línea de aducción, por tal motivo se presentan a continuación las ecuaciones y aspectos a considerar para su diseño.

2.3.7. Ecuaciones de diseño

La ecuación empleada para el diseño de conductos con flujos por gravedad fue la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{3}{5}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

Q: es el caudal (m³/s)

A: el área de la sección de flujo (m²)

R: el radio hidráulico

P: perímetro mojado (m)

D: diámetro de la tubería (m)

S: pendiente de la tubería (m/m)

n: el Coeficiente de rugosidad de Manning

Al despejar el diámetro de tubería (D) se determina la ecuación presentada a continuación:

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

2.4. Desarenador

El desarenador es la estructura que aporta el tratamiento primario del agua con el objetivo de sedimentar las partículas en suspensión por la acción de la gravedad. El material transportado en suspensión se compone de arcillas, arenas o gravas finas.

Para el diseño de la estructura del desarenador se tienen en cuenta las siguientes zonas:

- *Zona I Cámara de Aquietamiento:* Estructura encargada de disipar el excedente de energía de velocidad en la tubería de llegada.
- *Zona II Entrada al Desarenador:* Zona en donde las líneas de flujo descienden rápidamente obligando a que el material grueso se sedimente en primera medida.

- *Zona III Zona de Sedimentación:* Zona en donde se sedimentan las partículas sobrantes.
- *Zona IV Salida del Desarenador:* Se constituye de una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección.
- *Zona V Almacenamiento de Lodos:* Zona con pendientes longitudinales y transversales hacia la tubería de lavado.

2.4.1. Teoría de sedimentación

La teoría de sedimentación desarrollada por Hazen y Stokes se resume en la siguiente ecuación:

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

Donde:

V_s : velocidad de sedimentación de la partícula (m/s)

g : aceleración de la gravedad (m/s²)

ρ_s : peso específico de la partícula (Arenas = 2.65)

ρ : peso específico del fluido (Agua = 1)

μ : viscosidad cinemática del fluido (cm²/s)

Además, se tiene las siguientes ecuaciones obtenidas de la trayectoria de las partículas dentro de el volumen del tanque de sedimentación (V):

$$V_o = \frac{H * Q}{V} = V_o = \frac{Q}{A}$$

Donde:

V : volumen del tanque (m³)

Q : caudal (m³/s)

V_o : velocidad de la partícula crítica (m/s)

H : altura (m)

A : área superficial $B*L$ (m²)

Se reemplaza la velocidad de la partícula crítica en la ecuación de Stokes de la siguiente manera:

$$K * d^2 = \frac{Q}{A} = d = \sqrt{\frac{Q}{K * A}}$$

Debido a que el flujo no se reparte uniformemente correspondiente a la limitación de las pantallas difusoras, velocidades no constantes, contracciones en la superficie a causa del viento y la re-suspensión de las partículas al llegar al fondo, se tienen en cuenta los siguientes factores de seguridad en relación con:

- *Porcentaje de remoción de partículas con $V_s < V_o$:*

$$\%Remoción = \frac{No. Particulas con V_s < V_o}{No. Particulas con V_s \geq V_o} * 100$$

- *Grado del desarenador:* La organización eficiente de las pantallas deflectoras se hace por medio del grado “n” del desarenador.

Donde:

n = 1: deflectores deficientes o sin ellos

n = 2: deflectores regulares

n = 3: deflectores buenos

n = 5 a 8: deflectores muy buenos

- *Velocidad horizontal:* La velocidad “Vh” debe estar por debajo de la velocidad de arrastre de las partículas con el fin de evitar la res-suspensión del sedimento.

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

Donde:

k: para el caso de las arenas tiene un valor igual a 0.04

f: para sedimentación por acción simple de gravedad corresponde a 0.03

El factor ϕ/t o número de Hazen se establece mediante la *Tabla 1*, para el cual se supuso un porcentaje de remoción del 87.5 % y un grado de desarenador de “deflectores buenos” correspondiente a un valor de 2.75.

Tabla 1. *Número de Hanzen*

	% de Remoción								
Condiciones	87.5	80	75	70	65	60	55	50	
n=1	7	4	3	2.3	1.8	1.5	1.3	1	
n=3	2.75		1.66						0.76
n=4	2.37		1.52						0.73
Máximo Teórico	0.88		0.75						0.5

Tomado de Lopez, R. [20]

2.5. Bombas y estaciones de bombeo

Por factores relacionados con la elevación del terreno, se optó por usar un sistema de estaciones de bombeo para conducir el agua tratada en el desarenador hacia el tanque de almacenamiento, este punto corresponde al más elevado posible para realizar la distribución de agua potable a los puntos de dotación.

2.5.1. Diseño de bombeo

- *Altura Estática de Succión (h_s):* Distancia entre el nivel del agua en el pozo húmedo y el eje de la bomba, en este caso presenta una succión negativa correspondiente a que el nivel del agua se encuentra por debajo del eje de la bomba.
- *Altura Estática de Impulsión (h_i):* Diferencia con respecto al nivel de descarga de la bomba y el eje del motor.

- *Altura estática Total (Hest)*: distancia entre los niveles del agua en el pozo húmedo y la descarga, es la suma de las alturas estáticas de succión e impulsión.
- *Altura de Fricción (hfs, hfi)*: altura adicional provisionada con el fin de vencer las pérdidas por fricción en la tubería de impulsión y succión. Se calculan por medio de la ecuación de Darcy-Wesibach o Hazen Williams.
- *Altura de Velocidad ($V^2/2g$)*: hace referencia a la energía cinética del fluido en cualquier punto del sistema.
- *Altura de Pérdidas Menores (hms, hmi)*: altura de agua extra para vencer las pérdidas por accesorios (codos, válvulas, entre otros).
- *Altura Dinámica Total (Ht)*: altura total con la cual trabaja la bomba, para obtener esta altura se trabajó la ecuación de Bernoulli entre los niveles del agua en la succión y la impulsión.

2.6. Cloración

Debido al alcance del diseño del acueducto, no será necesario el diseño de una planta de purificación, sin embargo, se empleó el tratamiento mínimo requerido que debe aplicarse al agua por medio de la desinfección con el objetivo de suministrarla libre de organismo patógenos, además esto asegura una protección adicional contra la contaminación eventual en la red de distribución.

2.6.1. Caseta de cloración

Se escogió un diseño de caseta con canaleta Parshall puesto que la dosificación de cloro depende del volumen de agua a tratar por unidad de tiempo. Debido a que estas estructuras ya

tienen dimensiones estandarizadas, se escogió la de mayor conveniencia de acuerdo con el caudal de diseño fundamentado en la tabla 2 mostrada a continuación

Tabla 2. Caudales mínimo y máximos según las dimensiones del medidor Parshall

Ancho garganta		Q (L/s)	
S. Inglés	Centímetros	Mínimo	Máximo
3"	7.6	0.9	53.8
6"	15.2	1.5	110.4
9"	22.9	2.6	251.9
1"	30.5	3.1	455.6
1 1/2"	45.7	4.3	696.2
2"	61.0	11.9	936.7
4"	122.0	36.8	1921.5
6"	183.0	74.4	2929.0
8"	244.0	130.7	3950.0

Tomado de Lopez, R. [20].

2.7. Filtro de múltiples etapas

La tecnología de Filtración en Múltiples Etapas (FiME) consiste en la combinación de procesos de filtración gruesa en grava y filtros lentos de arena. La FiME puede estar conformada por dos o tres procesos de filtración, dependiendo del grado de contaminación de las fuentes de agua. Integrada por tres procesos: Filtros Gruesos Dinámicos (FGDi), Filtros Gruesos Ascendentes en Capas (FGAC) y Filtros Lentos de Arena (FLA). Los dos primeros procesos constituyen la etapa de pretratamiento, que permite reducir la concentración de sólidos suspendidos. Conforme circula el agua las partículas más pequeñas son eliminadas, hasta llegar al filtro lento de arena, reconocido como una tecnología sencilla, confiable y eficiente, pues puede producir agua de baja turbiedad, libre de impurezas suspendidas y virtualmente libre de enterobacterias, enterovirus y quistes de protozoarios. [21]

2.7.1. Filtro grueso dinámico (FGDi)

Los distintos elementos que constituyen un filtro grueso dinámico generalmente son: a) cámara de filtración, b) lechos filtrantes y de soporte, c) estructuras de entrada y salida, d) sistema de drenaje y cámara de lavado y e) accesorios de regulación y control. Por lo tanto, el dimensionamiento de la unidad conlleva las siguientes ecuaciones:

- *Número de filtros (N)*: Se consideraron 2 unidades para el mantenimiento o falla de uno de los filtros.
- *Área total del filtro (At)*: Se obtiene a partir del caudal de agua en m³/h y de la tasa de filtración.

$$At = \frac{\text{Caudal total del filtro} \left(\frac{m^3}{h} \right)}{\text{Tasa de filtración} \left(\frac{m^3}{m^2 h} \right)}$$

- *Área de filtro de cada unidad (Af)*:

$$Af = \frac{At}{N}$$

Donde:

At: es el área total del filtro (m²)

N: número de unidades

- *Caudal del filtro (Qf)*:

$$Qf = \frac{Qt}{N}$$

Donde:

Qt: caudal total del filtro (m³/s)

- *Caudal total (Qt)*:

$$Qt = Qmd + R * Qmd$$

Donde:

R: razón de flujo

➤ *Caudal de diseño (Qd):*

$$Qd = \frac{Qt}{N}$$

➤ *Caja de filtro: es la relación larga/ancho en (m)*

$$b = \left(\frac{Af}{N}\right)^{\frac{1}{2}}, \quad Lf = L * 1.2$$

Donde:

b: es el ancho de la caja del filtro (m)

Lf: longitud de la caja de filtro (m)

➤ *Vertedero triangular: Vertedero de control*

$$Q = 775 * h^{2.47}, \quad b = 3.4 * \frac{Qs}{(Vs^3)}$$

Donde:

Q: caudal de entrada (m³/s)

Qs: caudal disponible para lavado (m³/s)

b: ancho de la estructura (m)

Vs: velocidad superficial para lavado (m/s)

h: carga de agua en el vertedero (m)

2.7.2. Filtro grueso ascendente (FGAS)

Un filtro grueso ascendente generalmente está compuesto de: a) cámaras de filtración, b) lecho filtrante, c) estructuras de entrada y salida, d) sistema de drenaje y cámara de lavado y e) accesorios de regulación y control. El dimensionamiento de la unidad se realizó de la siguiente manera.[21]

➤ *Área superficial (As):*

$$As = \frac{Qd}{N * Vf} = b * L$$

Donde:

Qd: caudal de diseño (m^3/s)

Vf: velocidad de filtración (m/h)

b: ancho de la unidad de FGAS

L: longitud de la unidad de FGAS

- *Sistema de distribución*: Conformado por un distribuidor y tuberías laterales con orificios

$$n * \frac{Ao}{AL} \leq 0.42$$

Donde:

Ao: área del orificio

AL: área lateral de la tubería

n: número de orificios

- *Sistema de drenaje*:

$$n * \frac{Ao}{AL} \leq 0.15$$

2.7.3. Filtro lento en arena (FLA)

La unidad de filtración lenta en arena generalmente se constituye de los siguientes elementos: a) caja de filtración y estructura de entrada, b) sistema de drenaje, c) lecho filtrante, d) capa de agua sobrenadante y e) dispositivos para regulación, control y rebose. El dimensionamiento de la unidad se realizó de la siguiente manera.[21]

- *Área superficial (As)*:

$$As = \frac{Qd}{N * Vf}$$

Donde:

Qd : caudal de diseño (m^3/s)

Vf : velocidad de filtración (m/s)

N : número de unidades

- Coeficiente de mínimo costo (K):

$$K = \frac{2 * N}{N + 1}$$

- Longitud de la unidad (L):

$$L = (As * K)^{\frac{1}{2}}$$

- Ancho de la unidad (B):

$$B = \left(\frac{As}{K}\right)^{\frac{1}{2}}$$

- Velocidad de filtración real (VR):

$$VR = \frac{Qd}{2 * A * B}$$

- Sistema de drenaje: Los drenes se diseñaron con el principio de que la velocidad límite en cualquier punto de estos no sobrepase de 0.30 m/s. La relación de velocidades entre el dren principal (Vp) y los drenes secundarios (Vs) debe ser de: $Vp/Vs < 0.15$, para conseguir una colección uniforme del agua filtrada. [21]

2.8. Tanque de almacenamiento

Se propone el diseño de un tanque de almacenamiento superficial puesto que el consumo de agua de la comunidad no es constante y este cambia dependiendo la hora del día, por lo que es necesario a implementación de un tanque regulador que soporte las demandas horarias, en base a esto se deben efectuar las siguientes pautas:

- Retribuir las variaciones del consumo de agua durante el día
- Contar con una reserva de agua para los casos de incendios
- Disponer de un volumen extra para los casos de emergencia
- Dar una presión adecuada a la red de distribución de la comunidad

2.8.1. Dimensionamiento de tanque superficial

Como guía de Predimensionamiento se aplicó la relación empírica presentada a continuación:

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

Donde:

h: profundidad (m)

V: capacidad (cientos de m³)

k: constante en función de la capacidad

La constante k se obtiene de la *tabla 3* presentada a continuación:

Tabla 3. Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento

V (cientos de m ³)	K
< 3	2
4 - 6	1.8
7 - 9	1.5
10 - 13	1.3
14 - 16	1
> 17	0.7

Tomado de Lopez, R. [20].

2.9. Red de distribución

El método aplicado para la red de distribución es el criterio de la velocidad, que consiste en definir diámetros nominales que cumplan con el rango de velocidad permitido entre 0.6-2.5 m/s para zonas rurales.

➤ *Diámetro Solicitado (D):*

$$D = \sqrt{\frac{4 * Qd}{\pi * V}}$$

Debido a que se necesita la velocidad para determinar un diámetro aproximado esta se estableció con un valor fijo de 1 m/s dentro del rango permitido.

➤ *Velocidad (V):*

$$V = \frac{Qd}{\frac{\pi}{4} * D^2}$$

3. Resultados

A continuación, se presentan los resultados del proceso explicado anteriormente que hace referencia al método, donde se realizó un paso a paso con el fin de dar cumplimiento a los objetivos planteados inicialmente.

3.1. Determinar la fuente de abastecimiento más favorable, las condiciones naturales, así como las variables y parámetros de diseño para el sistema de acueducto y distribución

3.1.1. *Identificar las fuentes hídricas existentes en la Vereda San Vicente*

Por medio de la visita técnica realizada el día 29 de marzo del año 2021, se logra evidenciar que la vereda cuenta con dos fuentes hídricas; la primera es la quebrada Guayaca la cual se encuentra a 5 min del casco urbano y en segunda medida está la quebrada Mochilera ubicada a 35 min del casco urbano, por lo tanto, cuenta con la ventaja de atravesar la mayoría de los predios de la vereda.

3.1.2. *Recopilar los datos necesarios sobre las fuentes de abastecimiento y el estado en el que se encuentran*

La

Tabla 4 a continuación se compararon algunas características de interés respecto a dos quebradas tenidas en cuenta para el diseño del sistema de acueducto, la Guayaca y Mochilera en ambas fuentes hídricas se realizó una evaluación de turbidez, ubicación, caudal, contaminación y estabilidad de la zona, siendo la quebrada Mochilera la que representaba un mayor beneficio respecto a la baja presencia de sólidos, cercanía a la vereda objetivo e inexistentes factores contaminantes .

Tabla 4. *Características quebradas de la Vereda San Vicente*

Comparación características quebradas de la Vereda San Vicente		
	Quebrada Guayaca	Quebrada Mochilera
Turbidez	Alta- mayor cantidad de solidos suspendidos	Normal- baja presencia de solidos suspendidos
Ubicación	Cercana al casco urbano- lo cual ocasiona que el diseño sea de mayor magnitud debido a que la concentración de viviendas está en la parte alta de la vereda.	Central- La ubicación es ideal debido a que atraviesa gran parte de la vereda, lo que permite un diseño óptimo de la red de distribución

Comparación características quebradas de la Vereda San Vicente		
Caudal	La corriente del agua es muy baja lo cual ocasiona usar alternativas para obtener una mejor captación del agua	La corriente del agua es baja pero su ubicación facilita la captación del agua.
Contaminación	Debido a su cercanía al pueblo presentaba una alta contaminación de residuos plásticos y demás.	Según lo observado no se encontraron factores contaminantes.
Estabilidad de la zona	Por la baja presencia de arborización el terreno se observaba inestable.	En lo examinado la zona cuenta con un terreno que a simple vista se ve estable.

3.1.3. Elegir aquella que presente mejores condiciones para emplearla como principal fuente de abastecimiento por caudal y calidad

De acuerdo con el análisis descrito anteriormente se puede establecer que la quebrada mochilera es la que presenta mejores condiciones ambientales, hídricas y de ubicación con respecto a la quebrada guayaca y según la corporación autónoma regional de Santander-CAS la quebrada mochilera es la adecuada para servir de fuente de distribución de agua potable, evidenciado en estudio realizado por dicha entidad se logró establecer que la calidad del agua de la quebrada anteriormente mencionada se presta para ser tratada y distribuida a la comunidad.

En la *Figura 2* y *Figura 3*, se evidencian algunas fotos de la visita realizada a dicha fuente de abastecimiento con el fin de verificar la información encontrada en los estudios anteriormente mencionados.

Figura 2. *Quebrada Mochilera*



Figura 3. *Extracción de muestras*

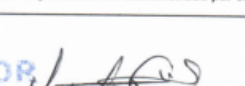


3.1.4. Realizar pruebas de laboratorio a la fuente de abastecimiento elegida

Se tomaron dos muestras siguiendo el protocolo del IDEAM para realizar pruebas de laboratorio y confirmar que el agua de la quebrada mochilera cuente con las condiciones óptimas

para ser empleada como fuente de abastecimiento de agua potable para la vereda San Vicente. Los resultados se muestran a continuación en la *Figura 4*.

Figura 4. Resultado pruebas de laboratorio

INSTITUTO TECNICO PARA EL DESARROLLO RURAL IDEAR				
LABORATORIO PENAFLO		NTT. 800.127.759-1 LABORATORIO PENAFLO Km. 3 Vía a Bucaramanga Telefax : (97) 7235032 San Gil, Santander		
		LASP-T-IR-F04		
DATOS SOBRE LA MUESTRA			Código Laboratorio: A075	
Cliente:	DIANA GARCÉS	Cédula:	1.098.811.666	
Departamento:	SANTANDER	Fecha de recepción:	29/03/2021	
Municipio:	OIBA	Hora de recepción:	03:56 p.m.	
Dirección:	Vereda San Vicente	Clase de agua:	NATURAL	
Fuente:	Quebrada Muchilera	Tipo de muestra:	PUNTUAL	
Sitio de toma:	Quebrada Muchilera	Fecha del reporte:	05/04/2021	
Responsable del muestreo	EL CLIENTE	Criterio de aceptación	CONFORME	
RESULTADOS ANALISIS FÍSICO-QUÍMICOS				
PARÁMETRO	TÉCNICA	UNIDADES	RESULTADO	REFERENCIA
Alcalinidad Total	Volumétrica - Potenciométrica	mg CaCO ₃ /L	31,31	Máximo 200
Cloro Residual Libre	Colorimétrica	mg Cl ₂ /L	---	0,3 - 2,0
Cloruros	Volumétrica - AgNO ₃	mg Cl/L	0,92	Máximo 250
Color Aparente	Colorimétrica	UPC	56	Máximo 15
Conductividad	Potenciométrica	µS/cm	---	Máximo 1000
Calcio	Volumétrica - EDTA	mg Ca/L	16,16	Máximo 60
Magnesio	Calculado	mg Mg/L	2,77	Máximo 36
Dureza Total	Volumétrica - EDTA	mg CaCO ₃ /L	51,27	Máximo 300
Fosfatos	Colorimétrica	mg PO ₄ /L	---	Máximo 0,5
Hierro Total	Colorimétrica	mg Fe/L	---	Máximo 0,3
Nitratos	Colorimétrica	mg NO ₃ /L	1,1	Máximo 10
Nitritos	Colorimétrica	mg NO ₂ /L	0,007	Máximo 0,1
pH	Potenciométrica	Und. pH	6,87	6,5 - 9,0
Temperatura	Potenciométrica	°Celsius	22,6	---
Sulfatos	Turbidimétrica	mg SO ₄ /L	---	Máximo 250
Turbiedad	Nefelométrica	NTU	9,59	Máximo 2
RESULTADOS ANALISIS MICROBIOLÓGICOS				
PARAMETRO	TÉCNICA	UNIDADES	RESULTADO	REFERENCIA
Coliformes Totales	Filtración por Membrana	UFC/100 ml	20.000	0
Escherichia Coli	Filtración por Membrana	UFC/100 ml	500	0
Aerobios Mesófilos	Filtración por Membrana	UFC/100 ml	---	Máximo 100
Observaciones:	El valor de referencia se toma de la Resolución 2115 del 22 de junio de 2007 del Ministerio de la Protección Social, Ministerio del Medio Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial establecida para la calidad del agua para el Consumo Humano.			
Nota	Cuando el cliente es quien realiza la toma de muestra, el laboratorio procede al análisis adjudicando al cliente la responsabilidad en la representatividad de los resultados, ya que estos van acorde a las condiciones de toma de la muestra "CLÁUSULA 2 - Acuerdo de trabajo: LASP-G-RP-F01". Prohibida la reproducción parcial o total de este documento. La información y muestra es suministrada por el cliente.			
 ANGIE ALEJANDRA MELÉNDEZ MÉNDEZ Químico. Matricula Profesional PQ - 06521 Director de Laboratorio		 LIZETH PAOLA ORTÍZ RODRÍGUEZ Microbióloga Industrial Director de Calidad		
Laboratorio Peñaflor "Ciencia para el desarrollo Rural de la región"				

Según los datos obtenidos de la prueba de laboratorio, se puede decir que los parámetros analizados cumplen los requisitos de calidad de agua para el uso humano de la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos USEPA, a excepción de los indicadores de color aparente

y turbiedad, los cuales tienen valores muy por encima de los establecidos, lo anterior se puede solucionar con un correcto tratamiento de filtración.

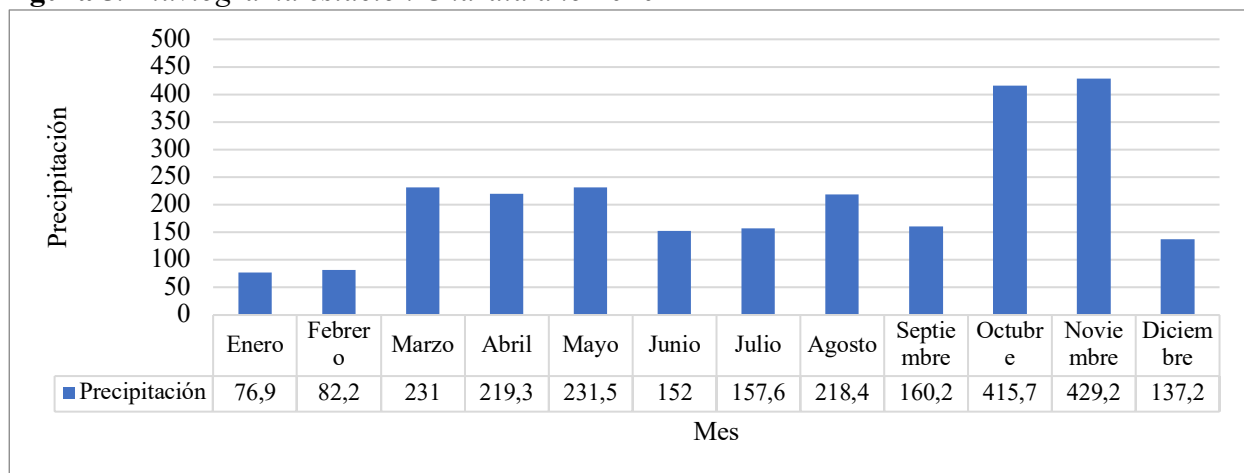
3.1.5. *Compile los datos topográficos, hídricos y climatológicos de la vereda san vicente.*

3.1.5.1. *Precipitación*

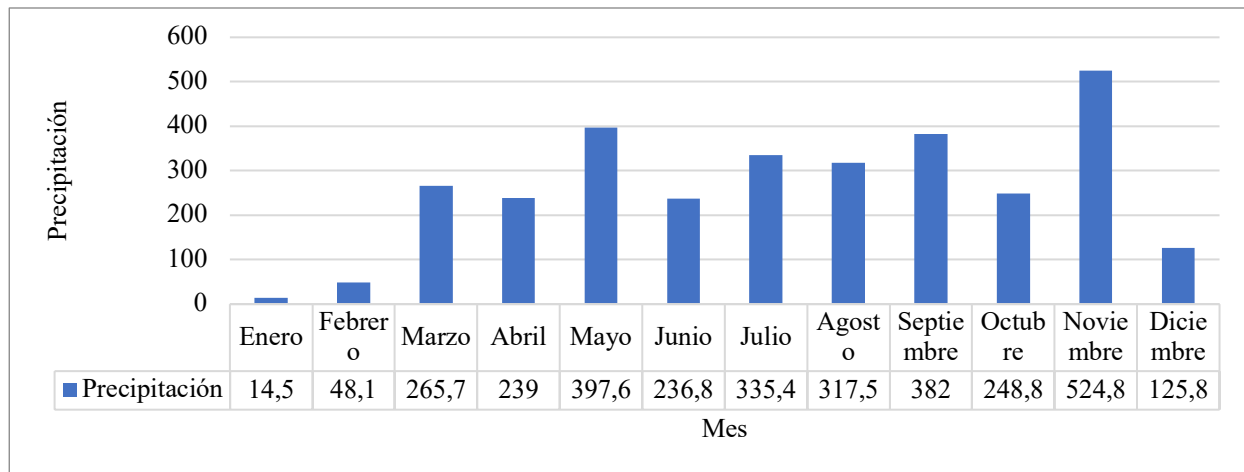
Según los datos obtenidos del IDEAM se clasificó cada una de las estaciones pluviométricas, teniendo en cuenta la precipitación mensual de cada una de ellas, se eligió el año 2020 debido a que las estaciones contaban con todos los datos para realizar el análisis.

A continuación de la *Figura 5* a la *Figura 9* se muestran los resultados de las cinco estaciones pluviométricas tenidas en cuenta, cada una con sus respectivos valores totales en milímetros mensuales.

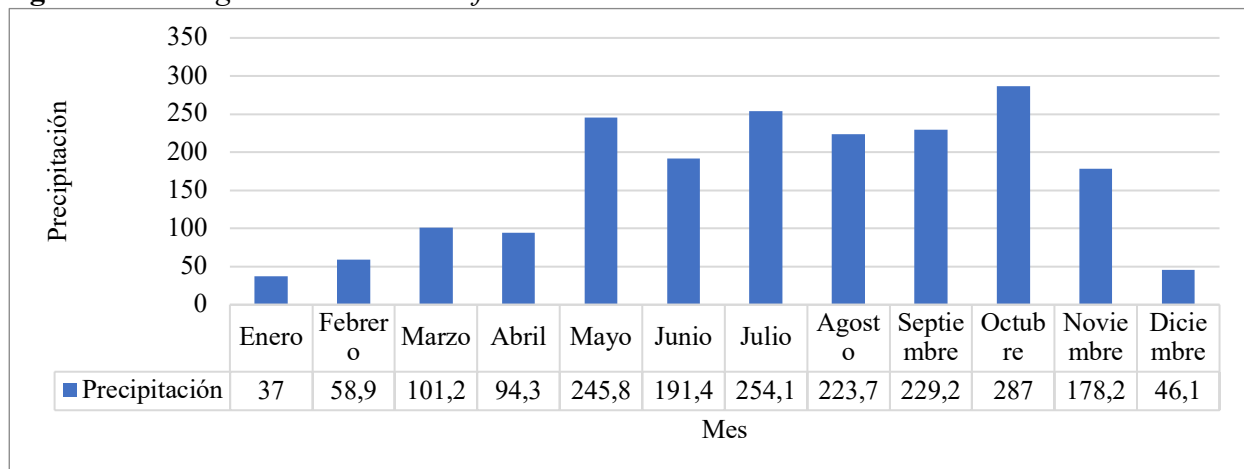
Figura 5. *Pluviograma estación Charalá año 2020*



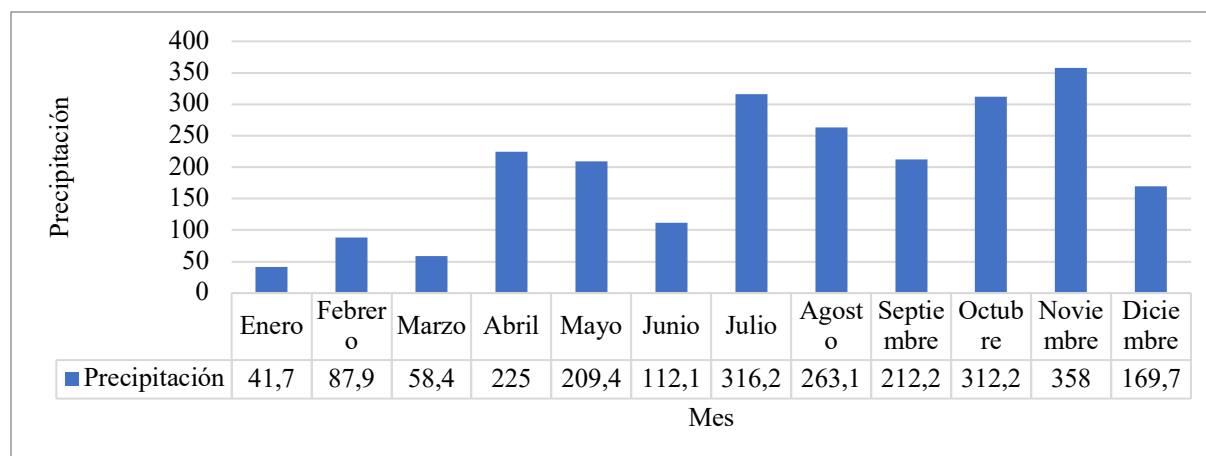
Adaptado de IDEAM [22]

Figura 6. Pluviograma estación Chima año 2020

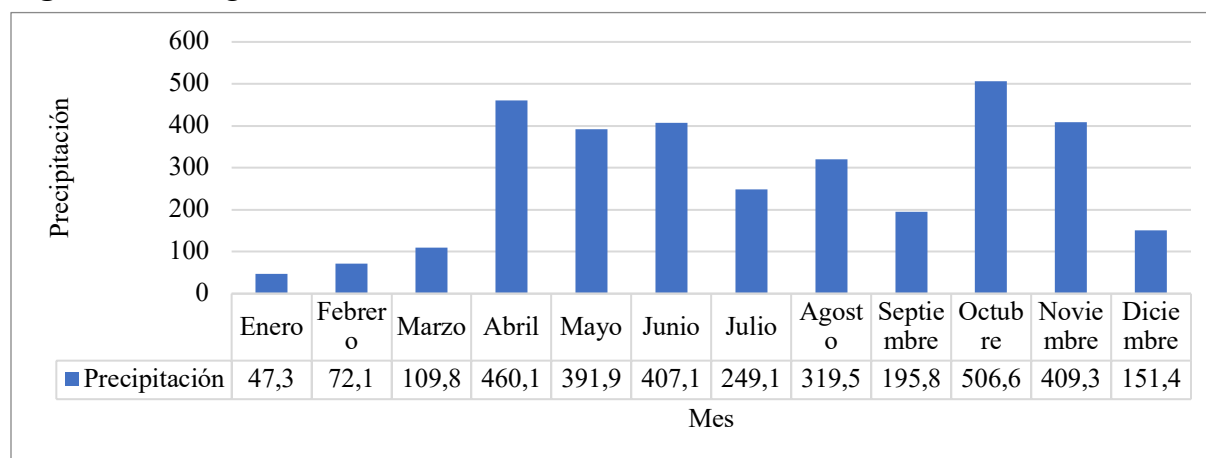
Adaptado de IDEAM [22]

Figura 7. Pluviograma estación Confines año 2020

Adaptado de IDEAM [22]

Figura 8. *Pluviograma estación Oiba año 2020*

Adaptado de IDEAM [22]

Figura 9. *Pluviograma estación Suaita-Olival año 2020*

Adaptado de IDEAM [22].

Con respecto a los pluviogramas de las *figuras 5,6,7,8,9 y 10* se logra evidenciar que en los meses de enero a abril se presentan las precipitaciones con valores más bajos, por cual se asume que en dicha temporada predomina la época de verano, de igual forma se determina que el mes de noviembre es el que muestra precipitaciones altas en la mayoría de las estaciones. Caso contrario lo que ocurre con el mes de enero, el cual presenta las precipitaciones más bajas registradas.

A continuación de la a la *Adaptada del IDEAM [22]*.

	Noviembre	524,8
	Diciembre	125,8

Adaptada del IDEAM [22].

Tabla 7. *Datos precipitación estación Confinés*

Id	Nombre	Este(x)	Norte(y)	Altura(z)	Mes	Pp
2	Confinés	1092695,793	1194601,664	1523	Enero	37
					Febrero	58,9
					Marzo	101,2
					Abril	94,3
					Mayo	245,8
					Junio	191,4
					Julio	191,4
					Agosto	223,7
					Septiembre	229,2
					Octubre	287
					Noviembre	178,2
					Diciembre	46,1

Adaptada del IDEAM [22].

Tabla 8. *Datos precipitación estación Oiba*

Id	Nombre	Este(x)	Norte(y)	Altura(z)	Mes	Pp
3	Oiba	1085672,417	1184329,703	1400	Enero	41,7
					Febrero	87,9
					Marzo	58,4
					Abril	225
					Mayo	209,4
					Junio	112,1
					Julio	316,2
					Agosto	263,1
					Septiembre	212,2
					Octubre	312,2
					Noviembre	358
					Diciembre	169,7

Adaptada del IDEAM [22].

Tabla 9. *Datos precipitación estación Suaita-Olival*

Id	Nombre	Este(x)	Norte(y)	Altura(z)	Mes	Pp
4	Suita-Olival	1081447,167	1172035,135	1502	Enero	47,3
					Febrero	72,1
					Marzo	460,1
					Abril	460,1
					Mayo	391,9
					Junio	407,1
					Julio	249,1
					Agosto	319,5
					Septiembre	195,8
					Octubre	506,6
					Noviembre	409,3
					Diciembre	151,4

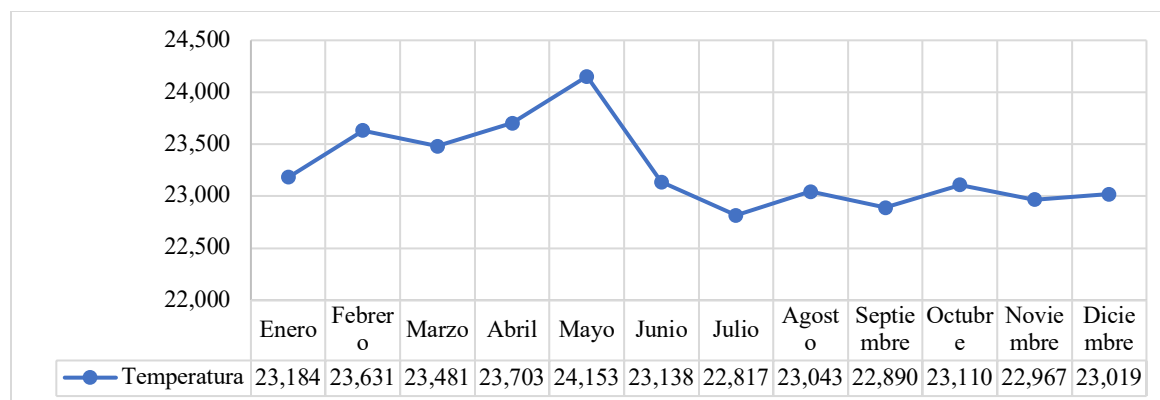
Adaptada del IDEAM [22].

3.1.5.2. Temperatura. Según los datos obtenidos del IDEAM se clasificó cada una de las estaciones térmicas, teniendo en cuenta la temperatura promedio mensual de cada una de ellas, se eligió el año 2020 debido a que las estaciones contaban con todos los datos para realizar el análisis.

En la

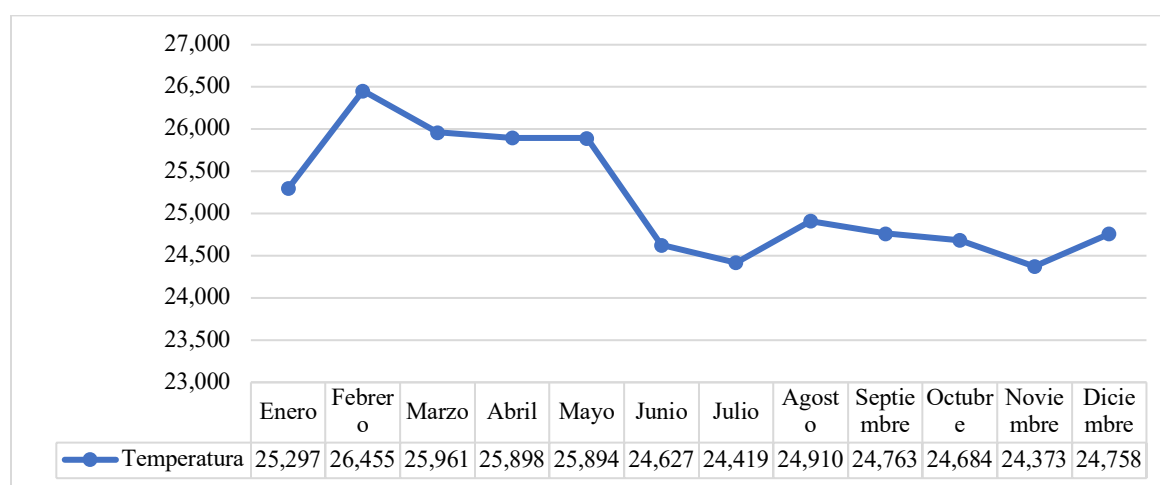
Figura 10 y *Figura 11* se representan las temperaturas promedio mensuales obtenidas de las estaciones Charalá y Chima en °C,

Figura 10. *Temperatura por mes estación Charalá*



Adaptada del IDEAM [22].

Figura 11. Temperatura por mes estación Chima



Adaptada del IDEAM [22].

Como se evidencia en la

Figura 10 y *Figura 11*, los primeros cinco meses del año 2020 fueron los que presentaron mayores temperaturas en las 2 estaciones analizadas, destacando así que el mes con la temperatura más alta fue mayo en la estación de Charalá contando con una temperatura media de $24,153^{\circ}$ y en la estación de chima fue el mes de febrero. Por otro lado, los meses de junio a diciembre cuentan con la temperatura más bajo con respecto a los anteriores y esto se mantuvo en subidas y bajadas de menores rangos, finalmente en las estaciones se logra observar que el mes con la temperatura inferior es julio

Tabla 10. Temperatura promedio mensual de la estación Charalá

Id	Nombre	Este(x)	Norte(y)	Altura(z)	Mes	Temperatura
0	Charalá	1,102,578,301	1,185,647,439	1350	Enero	23,184
					Febrero	23,631
					Marzo	23,481
					Abril	23,703
					Mayo	24,153
					Junio	23,138
					Julio	22,817
					Agosto	23,043
					Septiembre	22,890
					Octubre	23,110
					Noviembre	22,967
					Diciembre	23,019

Adaptada del IDEAM [22].

De la misma manera para la *Tabla 11* se organizaron los valores promedios mensuales de la estación Chima a lo largo de un año junto con su coordenada y altura, donde la media de temperatura se encuentra entre 24 a 25°C, con un máximo de 26.455 °C y un mínimo de 24.373°C.

Tabla 11. Temperatura promedio mensual de la estación Chima

Id	Nombre	Este(x)	Norte(y)	Altura(z)	Mes	Temperatura
1	Chima	1,078,465,035	1,194,549,676	1144	Enero	25,297
					Febrero	26,455
					Marzo	25,961
					Abril	25,898

Id	Nombre	Este(x)	Norte(y)	Altura(z)	Mes	Temperatura
					Mayo	25,894
					Junio	24,627
					Julio	24,419
					Agosto	24,910
					Septiembre	24,763
					Octubre	24,684
					Noviembre	24,684
					Diciembre	24,373

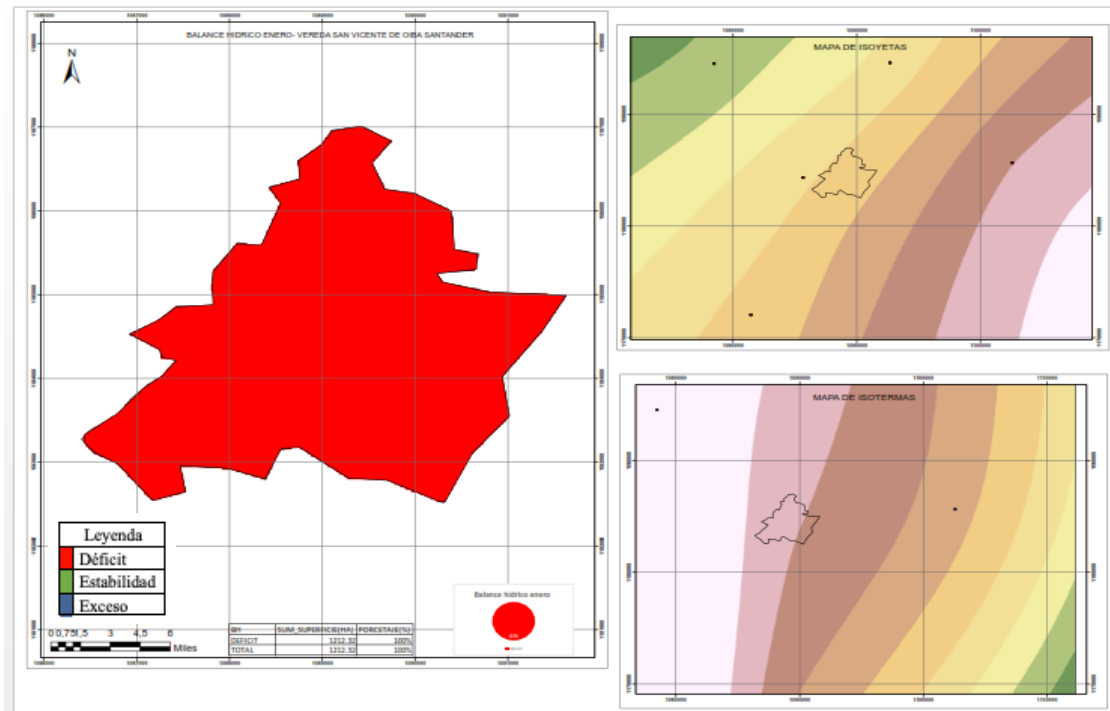
Adaptada del IDEAM [22]

3.1.6. Balance hídrico

Mediante el análisis del Balance hídrico se realizó una comparación de la disponibilidad de agua en la vereda San Vicente para el año 2020, teniendo como base los datos de temperatura y precipitación presentados anteriormente.

Para el desarrollo de los balances hídricos de todos los meses del año 2020 de la vereda San Vicente ubicada en el municipio de Oiba, se hizo necesario realizar los mapas de isoyetas e isothermas teniendo en cuenta la temperatura media mensual y las precipitaciones mensuales, con el fin de obtener de cada mes un mapa de balance hídrico detallando las variaciones que se presentaron, según la información previa que se tenía de las estaciones cercanas al municipio.

De acuerdo con el balance hídrico del mes de enero representado en la *Figura 12* para la vereda San Vicente del municipio de Oiba, los valores obtenidos corresponden a déficit, debido a que la evapotranspiración supera el valor de las precipitaciones medias mensuales, suponiendo así que durante este mes se presenta cierto grado de sequía en el municipio.

Figura 12. Balance hídrico enero

Por otro lado, para los meses de febrero y marzo representados con la *Figura 13* y

Figura 14 se presentó un caso particular de combinación de 2 estados, debido a que se evidencio en menor cantidad déficit equivalente a una sequia y los valores que predominan son los de estabilidad lo que indica que estos meses están equilibrados en cuanto a la disponibilidad hídrica.

Figura 13. Balance hídrico febrero

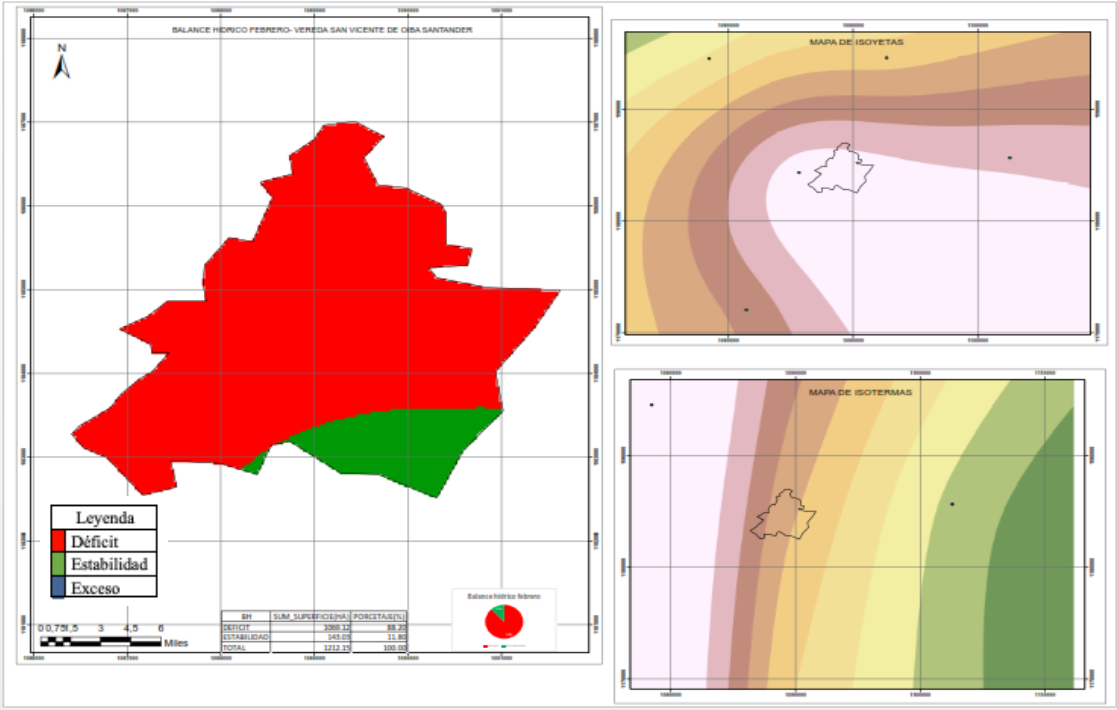
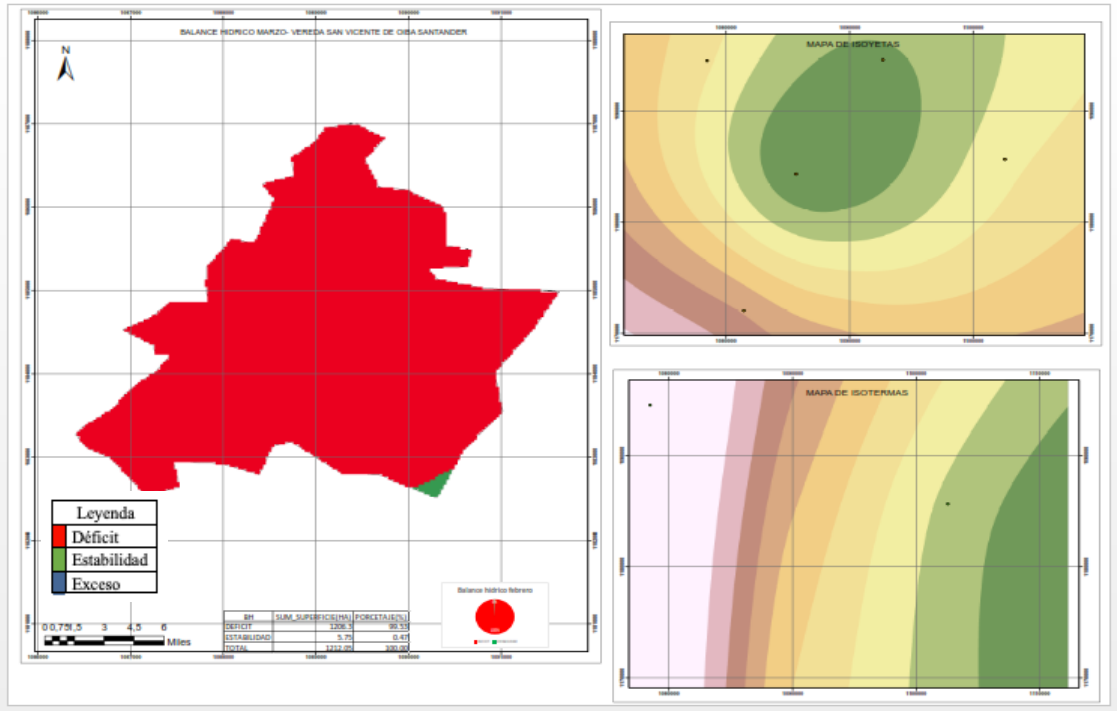


Figura 14. Balance Hídrico marzo



En cuanto a los balances hídricos de los meses de abril, mayo, julio, agosto, septiembre, octubre y noviembre representados de la *Figura 15* a la

Figura 21 se puede evidenciar que se presenta exceso en la disponibilidad de agua, debido a que se presenta como la precipitación menos la evapotranspiración, lo que quiere decir que trae problemas considerables para los habitantes de la vereda puesto que se pueden presentar inundaciones, lo cual es preocupante debido que al ser una vereda la base de su economía circula en cuanto a la siembra y comercialización de productos agrícolas.

Figura 15. *Balance hídrico abril*

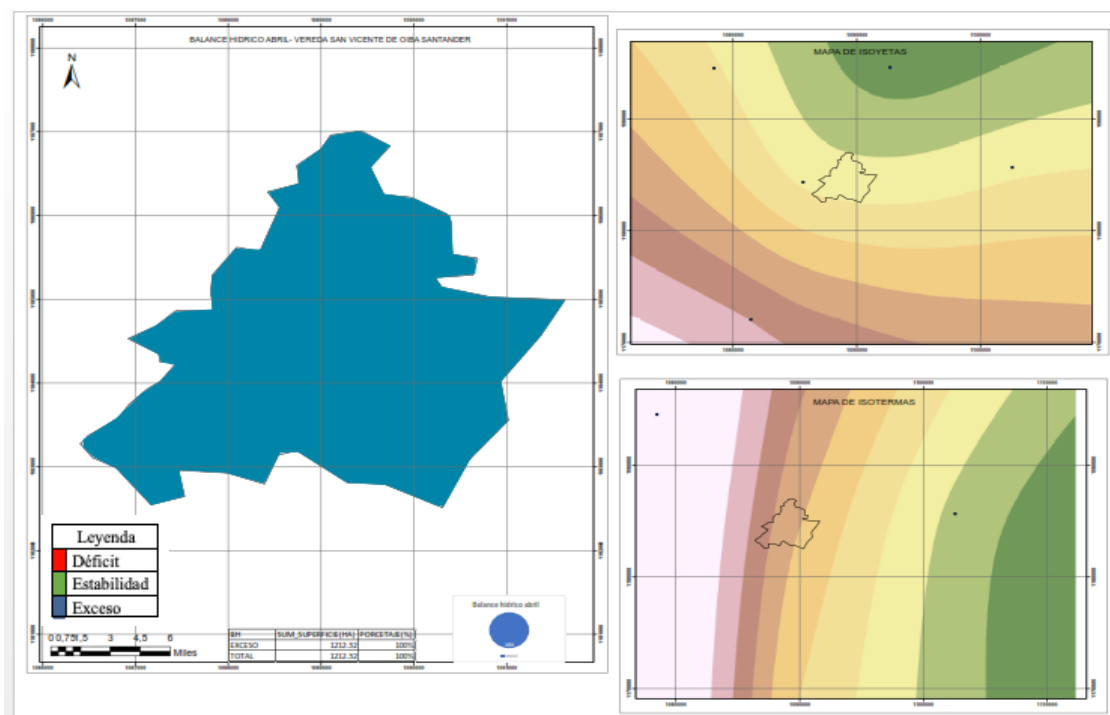


Figura 16. Balance hídrico mayo

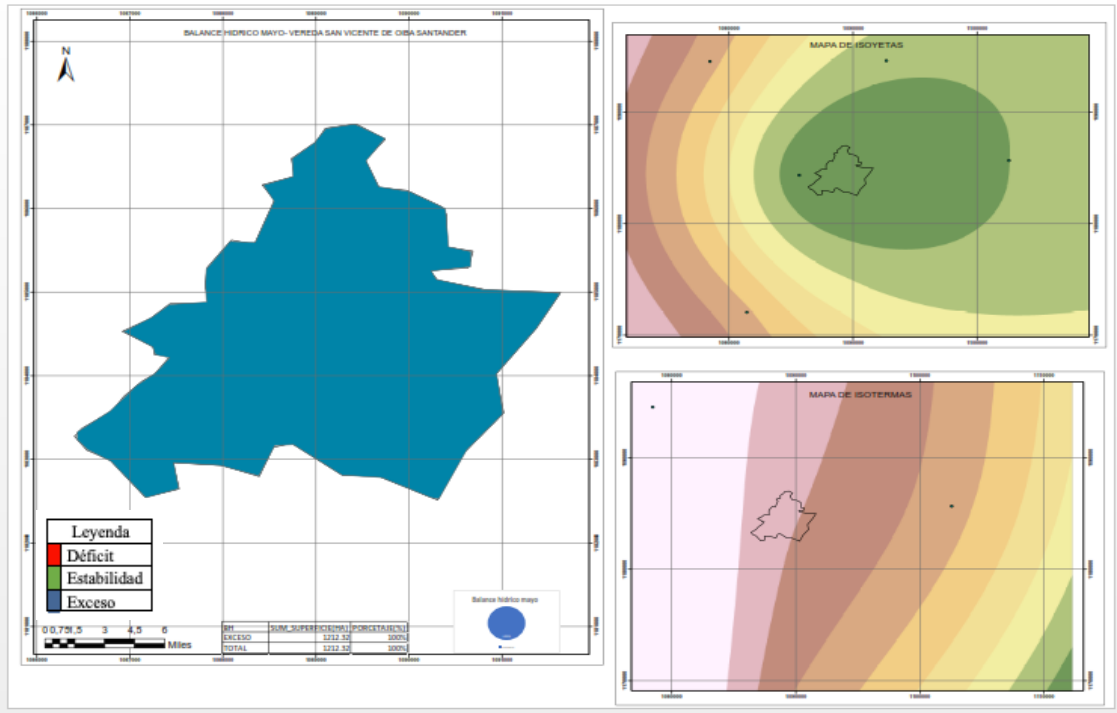


Figura 17. Balance hídrico julio

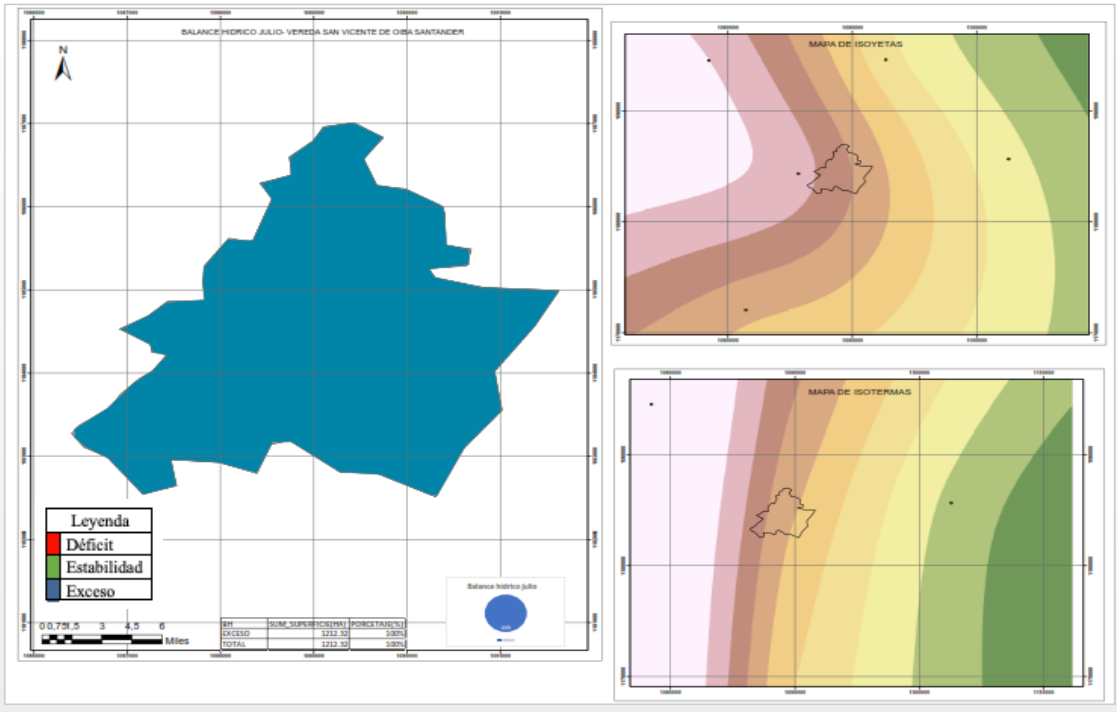


Figura 18. Balance hídrico agosto

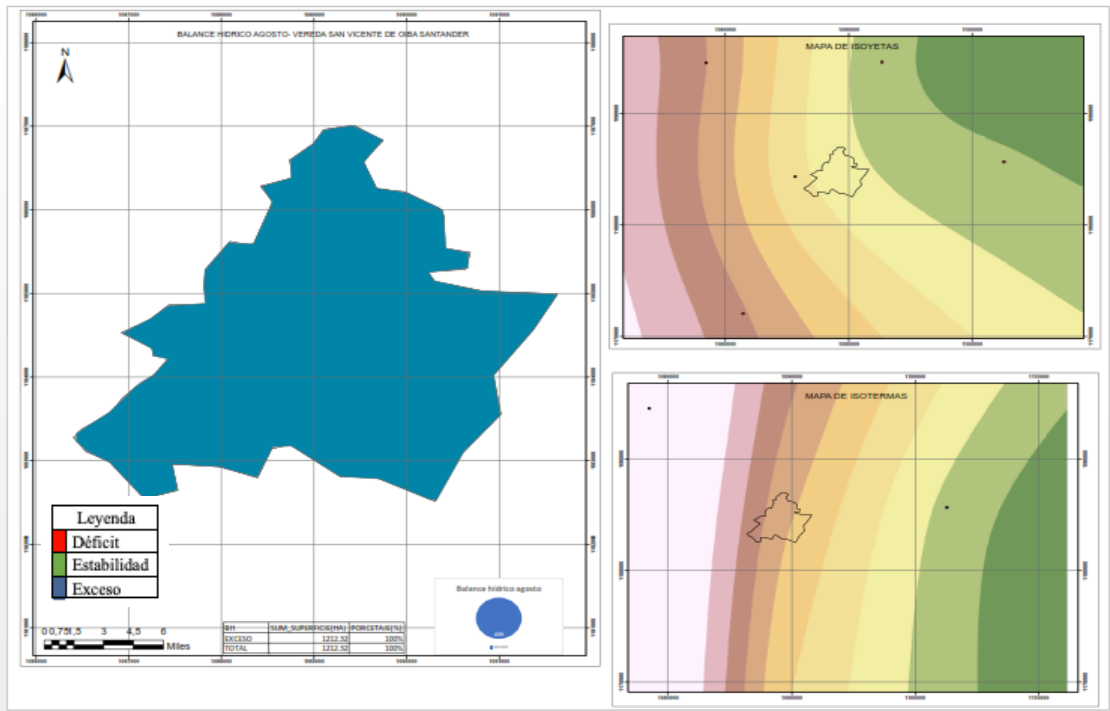


Figura 19. Balance hídrico septiembre

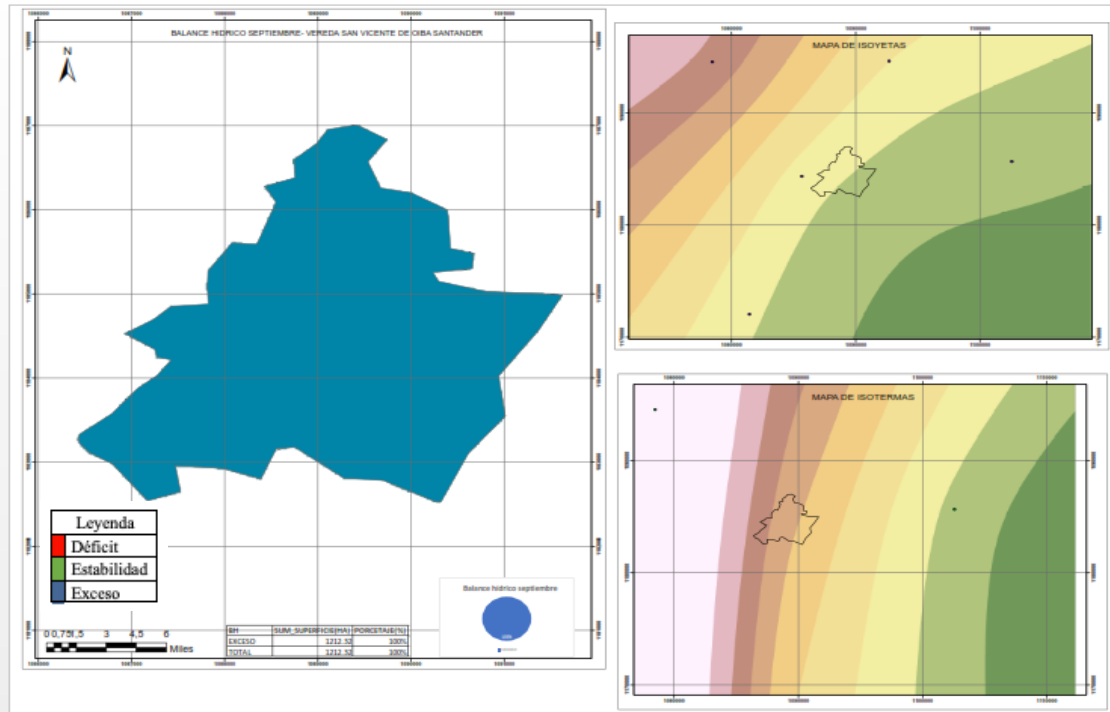


Figura 20. Balance hídrico octubre

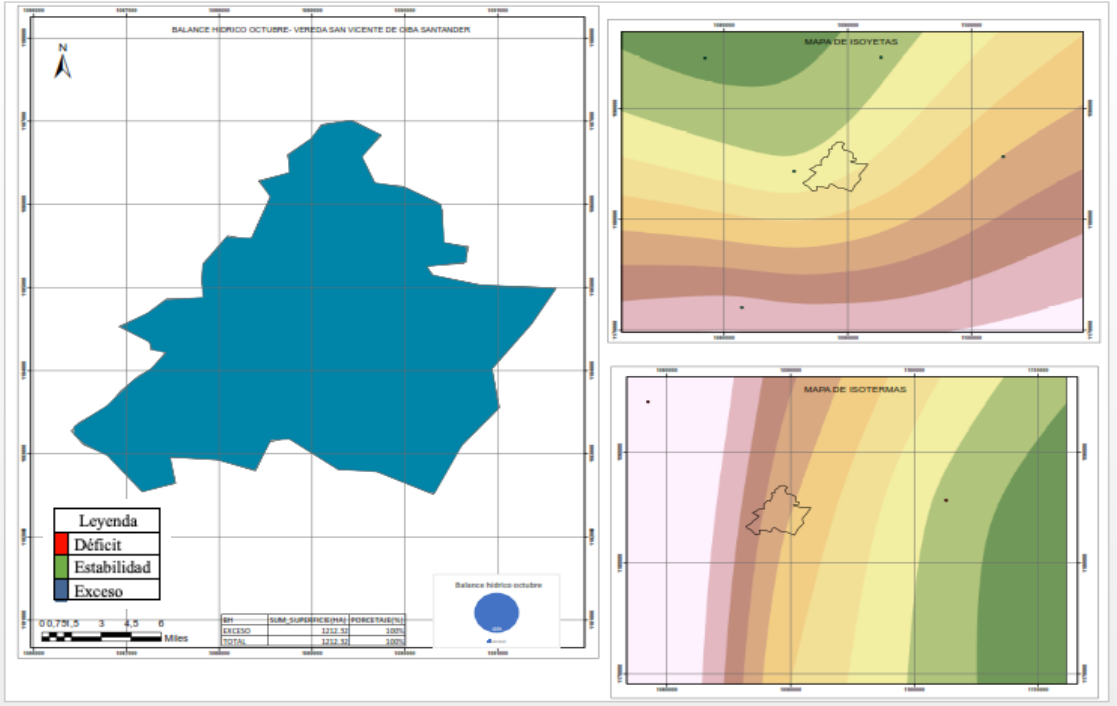
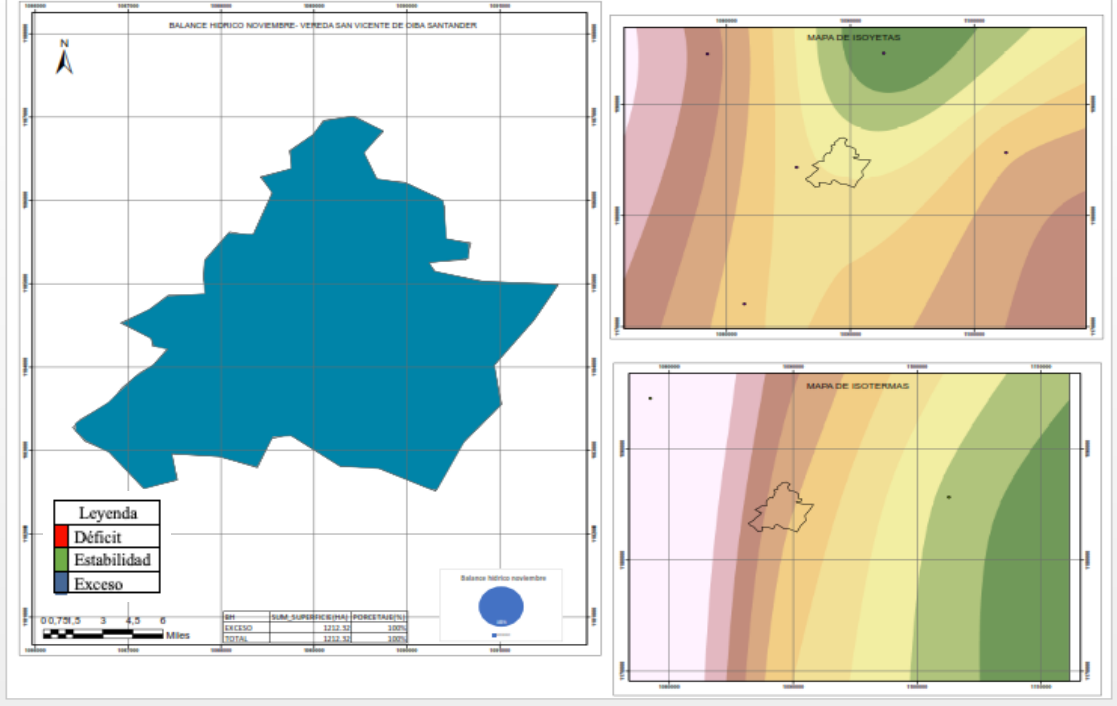
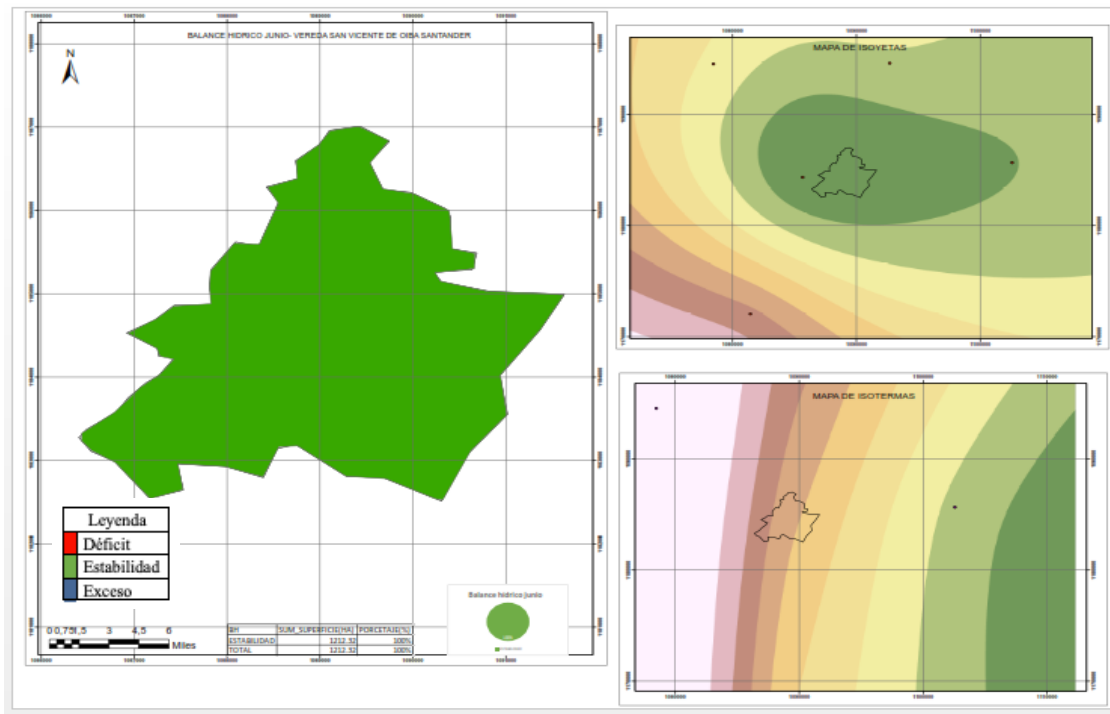


Figura 21. Balance hídrico noviembre

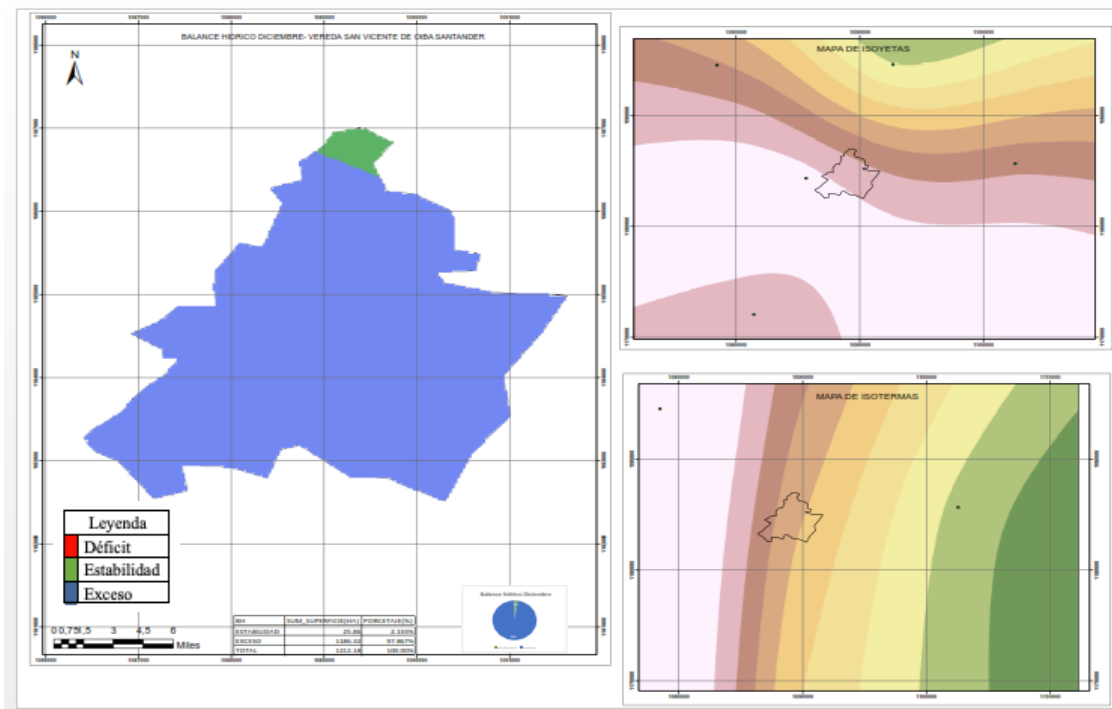


De forma particular en la *Figura 22* se puede evidenciar que en el mes de junio predomina la estabilidad hídrica lo que es un indicador de equilibrio en cuanto al acceso de agua en la vereda San Vicente.

Figura 22. Balance Hídrico Junio



Por último, en cuanto al mes de diciembre para la *Figura 23* se presenta un 2,13% de estabilidad hídrica y un 97,86 de exceso lo que demuestra que el exceso es el predominante, lo cual es un indicador de que la fuente hídrica cuenta con una buena oferta hídrica siendo así la quebrada susceptible de captación.

Figura 23. Balance hídrico diciembre

La información obtenida es acorde al análisis de datos presentados por el IDEAM donde se establece que en el transcurso del año las lluvias se reparten en dos temporadas secas y dos temporadas lluviosas. La temporada seca principal se presenta en los meses de diciembre, enero y febrero; en los meses de julio y agosto, se presenta una temporada seca de menor intensidad. Las temporadas de lluvia se expanden desde finales de marzo hasta principios de junio y desde finales de septiembre hasta principios de diciembre [22].

3.1.7. Cálculo de la población de diseño

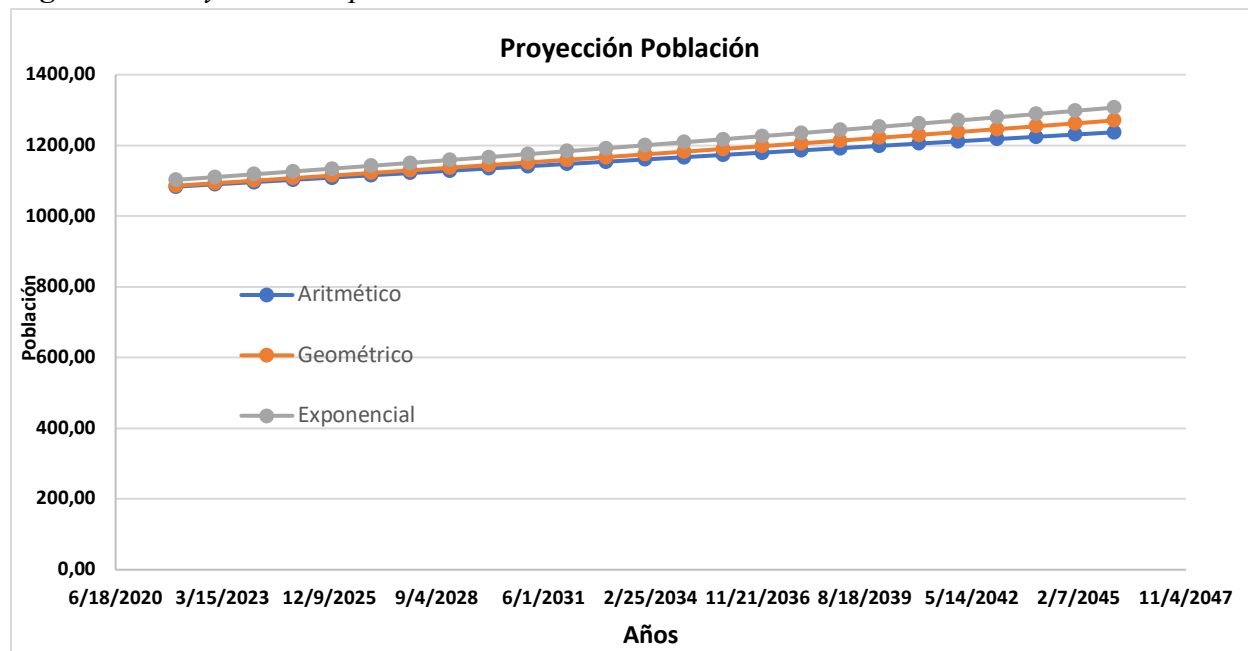
En la

Tabla 12 se encuentra la información de la proyección de población, correspondiente a los métodos aritmético, geométrico y exponencial, estimando esta información al año 2046.

Tabla 12. *Proyección de población*

Tf	Aritmético	Geométrico	Exponencial
1/01/2022	1083.47	1085.90	1102.59
1/01/2023	1089.87	1093.02	1110.42
1/01/2024	1096.26	1100.19	1118.31
1/01/2025	1102.68	1107.43	1126.28
1/01/2026	1109.08	1114.70	1134.28
1/01/2027	1115.47	1122.01	1142.34
1/01/2028	1121.87	1129.37	1150.46
1/01/2029	1128.29	1136.80	1158.65
1/01/2030	1134.68	1144.26	1166.88
1/01/2031	1141.08	1151.76	1175.17
1/01/2032	1147.48	1159.32	1183.52
1/01/2033	1153.90	1166.94	1191.95
1/01/2034	1160.29	1174.60	1200.42
1/01/2035	1166.69	1182.30	1208.95
1/01/2036	1173.09	1190.06	1217.54
1/01/2037	1179.50	1197.89	1226.21
1/01/2038	1185.90	1205.75	1234.93
1/01/2039	1192.30	1213.66	1243.70
1/01/2040	1198.70	1221.62	1252.53
1/01/2041	1205.11	1229.65	1261.46
1/01/2042	1211.51	1237.72	1270.42
1/01/2043	1217.91	1245.84	1279.45
1/01/2044	1224.31	1254.01	1288.53
1/01/2045	1230.72	1262.26	1297.71
1/01/2046	1237.12	1270.54	1307.00

De acuerdo con la información proporcionada por el Sisbén y el presidente de la junta de acción comunal de la vereda, se obtiene el número de habitantes para los años 2010 y 2019, permitiendo así realizar la proyección de población para un periodo de diseño de 25 años, estimado para el año 2046. Por medio del método geométrico se determina que para tal año la población de la vereda San Vicente sea de 1271 habitantes, por el método aritmético la población de diseño será de 1.237 habitantes, y por el método exponencial serán 1307 habitantes, teniendo como valor promedio 1272 habitantes para el año proyectado.

Figura 24. *Proyección de población Vereda San Vicente*

3.1.8. Cálculo de caudales

La población asumida para realizar el cálculo de caudales es el promedio entre los métodos de proyección que corresponden a un valor de 1272 habitantes, adicionalmente Según el titulo 2 del capítulo 1 de artículo 43 de la resolución 0330 de 2017 la dotación neta de acuerdo con la altura sobre el nivel del mar de la zona de estudio será **130 L/H/D.** con una elevación promedio de 1420 m.s.n.m.

- *d. bruta*: dotación bruta

$$d. bruta = 173.33 \text{ (l/hab * día)}$$

- *Qmd*: caudal medio diario

$$Qmd = 2.55 \text{ (l/s)}$$

- *QMD*: caudal máximo diario

$$QMD = 3.32 \text{ (l/s)}$$

- *QMH*: caudal máximo horario

$$Q_{MH} = 4.08 \text{ (l/s)}$$

De conformidad con la resolución 0330 de 2017 el caudal de diseño es hasta dos veces el caudal máximo diario. El cual es aplicado en este caso:

➤ Q_d : caudal de diseño

$$Q_d = 6.63 \text{ (l/s)}$$

3.1.9. Diseño de Infraestructura de aducción y conducción

Una vez definidos los caudales de diseño, se abordan la elaboración de los componentes que conforman la infraestructura del sistema de acueducto, iniciando en la captación hasta la estructura de tratamiento, en seguida, se muestran el diseño de las estructuras mencionadas:

3.1.9.1. Bocatoma. Se diseñó una bocatoma de fondo para las condiciones de captación superficial en base al caudal de diseño $Q_d = 6.63 \text{ (l/s)}$ y un caudal medio de 272 (l/s) , además el ancho de la quebrada en la zona de captación es de aproximadamente 1.5 m.

3.1.9.2. Diseño de la presa. Se supone un ancho de presa de 0.8 metros.

Tabla 13. Diseño de presa de la bocatoma

Diseño de la presa	
Ancho de la Presa (L)	0.8 (m)
Lámina de Agua en las Condiciones del Diseño (H)	0.027 (m)
Lámina de Agua en las Condiciones Máximas (H)	0.773 (m)
Lámina de Agua en las Condiciones Promedias (H)	0.324 (m)
Corrección por Contracciones Laterales (L')	0.795 (m)

Diseño de la presa	
Caudal del Río Sobre la Presa (V)	0.306 (m/s)

Adaptado de Lopez, R. [20].

La velocidad sobre la presa cumple la condición de estar comprendida en el rango entre 0.3 y 3 m/s.

3.1.9.3. Diseño de la rejilla y el canal de aducción. El ancho del canal de aducción se define de la siguiente manera:

Tabla 14. *Diseño de rejilla y canal de abducción*

Diseño de la rejilla y canal de abducción	
Alcance Filo Superior (Xs)	0.240 (m)
Alcance Inferior (Xi)	0.141 (m)
Ancho de Canal de Aducción (B)	0.340 (m)
Ancho de Canal de Aducción mínimo (B)	0.350 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

Para la longitud de rejilla y número de orificios se tienen las siguientes condiciones: se adoptaron barrotes de 4/8 de pulgada, con una separación de 5 cm, y se asume una velocidad de 0.1 (m/s).

Tabla 15. *Longitud de rejilla y número de orificios*

Longitud de rejilla y número de orificios	
Ø Barrotes	0.0127 (m)
K (Constante)	0.9
Separación Entre Barrotes (Sb)	0.05 (m)
Velocidad entre Barrotes (Vb)	0.1 (m/s)
Área Neta (An)	0.074 (m ²)

Longitud de rejilla y número de orificios	
Longitud de la Rejilla (Lr)	0.264 (m)
Mínimo (Lr)	0.5 (m)
Ajuste Área Neta (An)	0.140 (m ²)
# Orificios	8
Recálculo Área Neta (An)	0.140 (m ²)
Ajuste Velocidad entre Barrotes (Vb)	0.0527 (m/s)
Ajuste Longitud de Rejilla (Lr)	0.5016 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.9.4. Niveles de agua en el canal de aducción Los niveles de agua en el canal de aducción son los siguientes:

Tabla 16. Niveles de agua en el canal de abducción

Niveles de agua en el canal de abducción	
Aguas Abajo (he = hc)	0.033 (m)
Longitud de Canal (Lc)	0.65 (m)
Aguas Arriba (ho)	0.041 (m)
Borde Libre (B.L)	0.159 (m)
Altura Total Aguas Arriba (Ho)	0.200 (m)
Altura Total Aguas Abajo (He)	0.220 (m)
Velocidad al Final del Canal (Ve)	0.571 (m/s)

Adaptado de Lopez, R. [20]

Se adoptó una pendiente del 3%, un espesor de muro de 0.15 m y un borde libre de 0.159 m, de igual manera la velocidad Ve cumple la condición de estar comprendida en el rango entre 0.3 y 3 m/s.

3.1.9.5. Diseño cámara de recolección. En la *tabla 17* se muestra el diseño de las dimensiones de la cámara de recolección

Tabla 17. *Diseño de la cámara de recolección*

Diseño de la cámara de recolección	
Alcance Filo Superior Cámara de Recolección (Xs)	0.333 (m)
Alcance Filo Inferior Cámara de Recolección (Xi)	0.188 (m)
Ancho Cámara (Bcam)	0.681 (m)
Ancho Cámara Final (Bcam)	0.681 (m)
Largo Cámara Final (Bcam)	1.2 (m)
Borde Libre	0.15 (m)
Cabeza de Agua	0.6 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

Por facilidad de acceso y mantenimiento, se adopta una cámara cuadrada de recolección de 1.2 m de largo. El borde libre de la cámara se definió de 15 centímetros.

3.1.9.6. Cálculo de altura de muros de contención. Teniendo en cuenta que la velocidad del río máxima posible es de 1 (m^3/s) la altura de los muros de contención será la siguiente:

Tabla 18. *Cálculo de altura de muros de contención*

Cálculo de altura de muros de contención	
Caudal Máximo Río (Qmáx)	1 (m^3/s)
Altura de Lámina de Agua en la Garganta de la Bocatoma (H)	0.776 (m)
Borde Libre (B.L)	0.324 (m)
Altura de Muro (H)	1.10 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20]

Se consideró un borde libre a partir de la lámina de agua de 0.324 m para una altura total de muro de 1.1 m.

3.1.9.7. Cálculo de caudal de excesos. El cálculo de caudal de excesos y la altura de la lámina de agua en la garganta se obtuvo a partir del caudal medio del río con valor de 272 L/s de la siguiente manera:

Tabla 19. *Cálculo de caudales de excesos*

Cálculo de caudales de excesos	
Caudal Promedio Río (Qprom)	0.2716 (m ³ /s)
Altura Lámina de Agua en Garganta y Caudal de Excesos (H)	0.326 (m)
Coeficiente de Descarga (Cd)	0.3
Caudal Captado (Qcaptado)	0.106 (m ³ /s)
Caudal de Excesos (Qexceso)	0.100 (m ³ /s)
Altura de Excesos (Hexc)	0.10 (m)
Velocidad de Excesos (Vexc)	0.85 (m/s)
Alcance Vertedero de Excesos (Xs)	0.481 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

El vertedero de excesos estará ubicado a 0.6 m de la pared de la cámara de recolección.

3.1.9.8. Cálculo de tubería de excesos. La entrega del caudal de excesos se hizo a 50 metros del punto de captación aguas abajo con los siguientes resultados:

Tabla 20. *Cálculo de tubería de excesos*

Cálculo tubería de excesos	
Pendiente (i)	0.90
J	0.009 (m/m)
Diámetro (D)	0.309 (m)
Diámetro (D)	12.16 (in)

Adaptado de Lopez, R. [20]

Tabla 21. *Cálculo de cotas*

Fondo del Río de Captación:	1599.5	(msnm)
Lámina Sobre la presa:		
Diseño:	1599.527	(msnm)
Máxima:	1600.273	(msnm)
Promedio:	1599.824	(msnm)
Corona de los Muros de Contención:	1600.60	(msnm)
Canal de Aducción:		
Fondo Aguas Arriba:	1599.30	(msnm)
Fondo Aguas Abajo:	1599.28	(msnm)
Lámina Aguas Arriba:	1599.34	(msnm)
Lámina Aguas Abajo:	1599.31	(msnm)
Cámara de Recolección:		
Cresta del Vertedero de Excesos:	1599.13	(msnm)
Fondo:	1598.53	(msnm)
Tubería de Excesos:		
Cota Entrada:	1598.53	(msnm)
Cota del Río en la Entrega:	1598.53	(msnm)
Cota de Salida:	1598.83	(msnm)

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.9.9. Cálculo de línea de aducción bocatoma-desarenador. En cuanto al cálculo de la línea de aducción se tuvo presente una longitud de conducción de 50 metros, además se utilizó el caudal de diseño (Qd), y un coeficiente de rugosidad de Manning para PVC de 0.009.

Tabla 22. *Línea de abducción bocatoma-desarenador*

Línea de abducción bocatoma-desarenador	
Caudal de Diseño (Qd)	0.00663 (m ³ /s)
Manning PVC (n)	0.009
Longitud de Conducción (L)	50 (m)
Cota de Llegada al Desarenador	1598.47 (msnm)
Pendiente (S)	0.0102 (%)
Diámetro (D)	3.75 (in)
Diámetro Final (D)	0.102 (m)
Caudal a Tubo Lleno (Qo)	0.0079 (m ³ /s)
Velocidad a Tubo Lleno (Vo)	0.971 (m/s)
Relación (Qd/Qo)	0.84
Relación (Vr/Vu)	0.997 Tabla

Línea de abducción bocatoma-desarenador		
Relación (d/D)	0.785	<i>Tabla</i>
Velocidad Relación Hidráulica (Vr)	0.968	<i>(m/s)</i>
Diámetro Relación Hidráulica (d)	0.080	<i>(m)</i>
Verificación Cota de Salida de la Bocatoma	0.151	<i>(m)</i>
Caudal de Excesos (Qexceso)	1.2	<i>(L/s)</i>

Adaptado de Lopez, R. [20]

Con el valor de Q_d/Q_o nos dirigimos a la

Figura 25 que contiene las relaciones hidráulicas para conductos circulares, para obtener los resultados presentados a continuación.

Figura 25. Tabla de relaciones hidráulicas

Q/Q ₀	ReL	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/V ₀	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/R ₀	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	V/V ₀	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/R ₀	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	V/V ₀	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/R ₀	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	V/V ₀	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/R ₀	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	V/V ₀	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	R/R ₀	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	V/V ₀	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/R ₀	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	V/V ₀	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	R/R ₀	1.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	V/V ₀	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/R ₀	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	V/V ₀	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/R ₀	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	V/V ₀	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/R ₀	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	V/V ₀	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/R ₀	1.172	1.164	1.150	1.136						

Tomado de Lopez, R. [20]

Se hizo la comprobación de cota de salida de la bocatoma con una profundidad de 15 cm desde la cresta del vertedero de excesos hasta el fondo de la cámara.

3.1.10. Cálculo del diseño del desarenador

El cálculo del diseño del desarenador requiere las siguientes condiciones iniciales reunidas en la *Tabla 23*, obtenidas a partir de la línea de aducción:

Tabla 23. *Condiciones de tubería de entrada*

Condiciones tubería de entrada	
Caudal de Diseño (Qd)	0.0066 (m ³ /s)
Velocidad (V)	0.9677 (m/s)
Diámetro	0.1016 (m)
Caudal a Tubo Lleno (Qo)	0.0079 (m ³ /s)

Velocidad a Tubo Lleno (V_o)	0.9706 (m/s)
Diámetro	0.0798 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

Tabla 24. *Condiciones de diseño del desarenador*

Condiciones de diseño del desarenador	
Remoción de Partículas de Diámetro	0.005 (mm)
% de Remoción	87.5 (%)
Temperatura	17.2 ($^{\circ}C$)
Viscosidad Cinemática	0.010855 (cm^2/s)
Grado de Desarenador	3
Relación Longitud: Ancho	4:1

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.10.1. Cálculo de parámetros de sedimentación. en la Tabla 25 se presenta el cálculo para parámetros de sedimentación

Tabla 25. *Cálculo de los parámetros de sedimentación*

Cálculo de los parámetros de sedimentación	
Velocidad de Sedimentación de la Partícula (v_s)	0.207 (cm/s)
Número de Hazen	2.75
Profundidad (H)	1.5 (m)
Tiempo de la Partícula en Llegar al Fondo (t)	724.3 (s)
Periodo de Retención Hidráulico ($\emptyset$)	0.553 (hr)
Volumen del Tanque (V)	13.21 (m^3)
Área Superficial del Tanque (As)	8.810 (m^2)
Ancho (B)	1.48 (m)
Largo (L)	5.9363 (m)
Carga Hidráulica Superficial en el Tanque (q)	0.000753 (m/s)
Velocidad de Sedimentación Partícula en Condiciones Teóricas (vor)	0.0753 (cm/s)

Cálculo de los parámetros de sedimentación	
Diámetro Partícula Crítica (d_o)	0.030 (mm)
Relación de Tiempo ($\emptyset/t$)	2.750 (mm)
Velocidad Horizontal (V_h)	0.298 (cm/s)
Velocidad Máxima Horizontal (V_{hmax})	4.142 (cm/s)
Velocidad Resuspensión Máxima (V_r)	9.291 (cm/s)

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.10.2. Cálculo de los elementos del desarenador. Posteriormente, se presentan los cálculos del vertedero de salida:

Tabla 26. *Cálculo de los elementos del desarenador*

Cálculo de los elementos del desarenador	
Altura de Lámina de Agua Sobre Vertedero (H_v)	0.018 (m)
Velocidad del Agua Sobre el Vertedero (V_v)	0.300 (m/s)
Alcance Horizontal de la Venia Vertiente (X_s)	0.222 (m)
Longitud del Vertedero (L_v)	0.372 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20]

La pantalla de salida tendrá las siguientes condiciones:

Tabla 27. *Pantalla de salida*

Pantalla de salida	
Profundidad	0.75 (m)
Distancia al Vertedero de Salida	0.27 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

La pantalla de entrada tendrá las siguientes condiciones:

Tabla 28. *Pantalla de entrada*

Pantalla de entrada	
Profundidad	0.75 (m)
Distancia a la Cámara de Aquietamiento	1.48 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

A continuación, se presentan los cálculos del almacenamiento de lodos:

Tabla 29. *Cálculo de almacenamiento de lodos*

Almacenamiento de lodos	
Profundidad Máxima	0.40 (m)
Dist. Pto. De Salida a la Cámara de Aquietamiento	1.9788 (m)
Dist. Pto. De Salida al Vertedero de Salida	3.9575 (m)
Pendiente Transversal	0.27 (%)
Pendiente Longitudinal (L/3)	0.202146 (%)
Pendiente Longitudinal (2L/3)	0.10107 (%)

Adaptado de Lopez, R. [20].

La cámara de aquietamiento tendrá las siguientes condiciones:

Tabla 30. *Cámara de aquietamiento*

Cámara de aquietamiento	
Profundidad	0.50 (m)
Ancho	0.49 (m)
Largo Adoptado	1 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

Los cálculos del rebose de la cámara de aquietamiento son los siguientes:

Tabla 31. *Rebose de la cámara de aquietamiento*

Rebose de la cámara de aquietamiento

Caudal de Excesos (Q_{exce})	0.0012 (m^3/s)
Altura en el Muro del Desarenador (He)	0.01 (m)
Velocidad de Excesos (V_e)	0.1611 (m/s)
Alcance de Chorro (X_s)	0.14 (m)
Lr	0.24 (m)
Ancho Real Cámara de Aquietamiento	0.49 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.10.3. Cálculo del perfil hidráulico. Se tuvieron presentes las pérdidas por ampliación de secciones y por el paso por debajo de las pantallas, las pérdidas a la entrada de la cámara de aquietamiento serán las siguientes:

Tabla 32. *Perfil hidráulico*

Perfil hidráulico	
V1	0.9677 (m/s)
V2	0.0268 (m/s)
Perdidas en la Cámara de Aquietamiento (hm)	0.0048 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

Las pérdidas en la entrada a la zona de sedimentación son las siguientes:

Tabla 33. *Perdidas a la entrada de la zona de sedimentación*

Perdidas a la entrada de la zona de sedimentación	
V1	0.1611 (m/s)
V2	0.0030 (m/s)
Perdidas en la Cámara de Aquietamiento (hm)	0.0001 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.11. Cálculo de diseño de estaciones de bombeo

Para el cálculo de las estaciones de bombeo se presentan en la tabla 53 las condiciones iniciales:

Tabla 34. *Condiciones iniciales del cálculo de estaciones de bombeo*

Diseño de estaciones de bombeo	
Caudal de Diseño (Qd)	0.00663 (m ³ /s)
Temperatura	17.2 (°C)
Tubería PVC ©	150

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.11.1. Cálculo de diámetros. El diámetro de la tubería de impulsión según la ecuación de Bresse es el siguiente:

Tabla 35. *Cálculo de diámetros*

Cálculo del diámetro	
K	1.2
Tubería de Impulsión (Di)	3.85 (in)
Tubería de Impulsión (Di)	6 (in)
Velocidad (Vi)	0.36 (m/s)
Tubería de Succión (Ds)	8 (in)
Velocidad (Vs)	0.20 (m/s)
Sumergencia (Ds)	0.608 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.11.2. Cálculo altura dinámica de elevación. En seguida, se exponen los resultados obtenidos a partir del cálculo de pérdidas por succión, impulsión y altura dinámica de elevación

Tabla 36. *Cálculo de altura dinámica de elevación*

Cálculo altura dinámica de elevación	
Altura Estática de Succión	4 (m)
Altura Estática de Impulsión	161.5 (m)
Altura Estática Total	165.5 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

Tabla 37. *Cálculo de pérdidas por succión*

Pérdidas en la succión		
Válvula de Pie con Coladera	52	(m)
Codo de Radio Largo a 90°	4.3	(m)
Reducción Excéntrica 6D	1.21	(m)
Entrada (Borda)	6	(m)
Longitud Tubería Recta	5.11	(m)
Longitud Equivalente Total	68.6	(m)
Perdida de Carga Total (J)	0.000225409	(m/m)
Pérdidas en la Succión	0.015	(m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

Tabla 38. *Cálculos en las pérdidas por impulsión*

Pérdidas en la impulsión		
Expansión Concéntrica (12D)	1.829	(m)
Válvula de Retención Horizontal	50	(m)
Válvula de Compuerta	4.40	(m)
Codo de Radio Largo a 90°	13.6	(m)
Tubería	1493.77	(m)
Longitud Equivalente Total	1563.6	(m)
Perdida de Carga Total (J)	0.000915102	(m/m)
Pérdidas de Impulsión	1.43	(m)
Altura de Velocidad de Descarga (Vi)	0.007	(m/m)
Altura Dinámica Total de Elevación	166.95	(m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

La sumatoria de las pérdidas dan como resultado una altura dinámica total de elevación de 166.95 (m).

3.1.11.3. Selección de Bomba. En base a los valores de caudal y altura dinámica de elevación, se seleccionó la bomba a partir de las curvas características suministradas por los fabricantes, se tuvo en cuenta una bomba cuya velocidad de rotor es de 1750 rpm con una eficiencia del 70%.

Se tuvieron las siguientes condiciones para una altura dinámica distribuida en cuatro bombas:

Tabla 39. *Condiciones para la selección de bomba*

Selección de la bomba		
Peso Específico del Agua (γ)	9.81	(KN/m^3)
Caudal de Diseño (Qd)	0.00663	(m^3/s)
Altura Estática Total	41.375	(m)
Altura Dinámica (Ht)	41.74	(m)
Eficiencia (e)	0.70	(%)
Potencia Bomba (Pb)	3.88	(kW)
Potencia Bomba Mayorada (Pm)	4.66	(kW)

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.11.4. Cavitación

Tabla 40. *Comprobación de cavitación*

Cavitación		
Altura Barométrica	8.41	(m)
Altura Estática de Succión (Hs)	4	(m)
Perdidas en la Succión	0.015	(m)
Altura de Velocidad (Vs)	0.205	(m)
$Vs^2/2g$	0.002	(m)
Presión de Vapor	0.197	(m)
CNPSd	4.195	(m)
CNPSr	2.5	(m)
RPM	1750	
Velocidad (ns)	8.7	(m)
Velocidad Límite (ns máx)	55	(m)

Adaptado de Lopez, R. [20]

CNPSd > CNPSr, no hay riesgo de cavitación por presión de succión, además, se realizó la comparación entre “ns” y “ns max” el cual es menor para evitar la cavitación por desmedidas revoluciones de rotor.

3.1.11.5. Volumen de pozo

Tabla 41. *Cálculo del volumen de pozo*

Volumen de pozo		
Tiempo de Retención ($\emptyset$)	5	(min)

Volumen (V)	1.99	(m ³)
Área Mínima	1.016	(m ²)
Sumergencia (S)	0.61	(m ³ /s)
Altura de Coladera	0.35	(m)
Distancia del Fondo a la Coladera	0.50	(m)
Altura de Pozo	2.91	(m)
Área de Pozo	0.68	(m ²)
Ancho (B)	0.71	(m)
Largo (L)	1.43	(m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.12. Cálculo de diseño de estructuras de desinfección

A continuación, se muestran los resultados de la dosificación de cloro necesaria para el caudal de diseño, y los cálculos de las condiciones hidráulicas correspondiente a la canaleta Parshall.

3.1.12.1. Dosificación. Las condiciones de entrada de la dosificación son las siguientes:

Tabla 42. Condiciones de entrada para la dosificación

Condiciones de la dosificación		
Caudal de Diseño (Qd)	6.63	(L/s)
Dosificación de Cloro Líquido	130	(g/L)
Preparación de Disolución	1	(%)
Dosis de Cloro	1.50	(mg/L)

Adaptado de Lopez, R. [20].

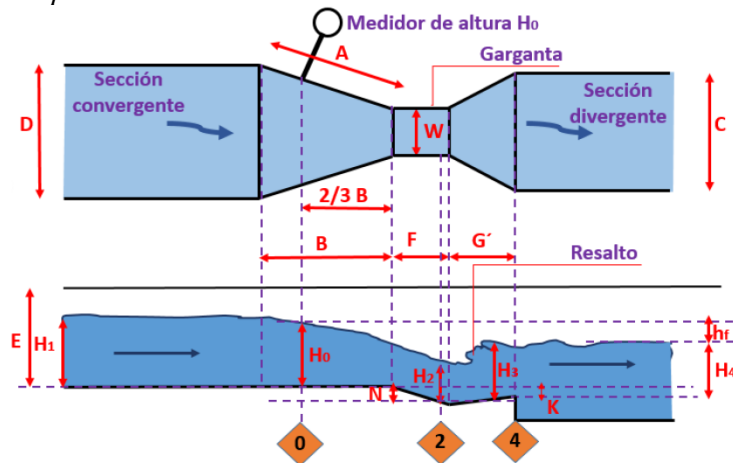
El gasto de penclorito y el caudal de la bomba dosificadora corresponden a los siguientes resultados:

$$\text{Gasto de Penclorito} = 860 \left(\frac{gCL}{d} \right) = 6.61 \left(\frac{L}{d} \right)$$

$$\text{Caudal de Bomba Dosificadora} = 11.57 \left(\frac{mL}{s} \right)$$

3.1.12.2. Diseño de canaleta Parshall. Las canaletas Parshall son estructuras estandarizadas, por lo que se presentaran las condiciones hidráulicas correspondientes con el caudal de diseño de 6.6 L/s y un ancho de garganta de 7.6 cm. La *Figura 26* representa cada sección del medidor Parshall y la *Tabla 43* las dimensiones de esta.

Figura 26. Esquema representativo de canaleta Parshall



Tomado de Lopez, R. [20]

Tabla 43. Dimensiones de canaleta Parshall

W (cm)	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	G (cm)	K (cm)	N (cm)
2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
5.1	41.1	40.6	13.5	21.4	35.6	11.4	25.4	2.2	4.3
7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
15.2	62.1	61	39.4	41.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4
22.9	88	86.4	38	57.5	61	30.5	45.7	7.6	11.4

Tomado de Lopez, R. [20]

Cálculo de altura de agua en la sección convergente:

Tabla 44. *Características de canaleta Parshall*

Canaleta Parshall	
Caudal de Diseño (Qd)	0.00663 (m^3/s)
Ancho Garganta	7.60 (cm)
Cálculo de la Sección Convergente	
Ho	0.21012 (m)
Ancho Garganta	7.60 (cm)
Ancho del Canal en la Sección Ha	
D	25.9 (cm)
W	7.60 (cm)
D'	0.20 (m)
Velocidad en la Sección Ha (V0)	0.159 (m/s)
Caudal Específico en la Garganta de la Canaleta (q)	0.08730 (m^3/s)
Carga Hidráulica Disponible en la Garganta	
N	5.7 (cm)
E0	0.268 (m)
Altura de Agua en la Sección de la Garganta H2	
$q^2/2g$	0.0004 (cm)
H2	0.050 (m)
Caudal Específico en la Sección de la Garganta H2 (V2)	1.75 (m/s)
Sumergencia en la Canaleta Parshall	23.80 (%)
Número de Froude F2	2.4930
Cálculo de Altura de Agua en el Resalto	
H3	0.15 (m)
Velocidad en el Resalto (V3)	0.570 (m/s)
Altura de Agua en la Sección de Salida	
K	0.1760 (cm)
H4	0.0978 (m)
C	17.8 (cm)
Velocidad Sección Salida (V4)	0.381 (m/s)
Perdida Carga Resalto (Hf)	0.1141 (m)
G	30.5 (cm)
Tiempo de Mezcla de Resalto (T)	0.641 (s)
$\sqrt[3]{\gamma/\mu}$	2990
c	1261.3 ($s-l$)

Adaptado de Lopez, R. [20]

3.1.13. Cálculo de filtro de múltiples etapas

El tratamiento se realiza por medio del filtro de múltiples etapas, con base a las tomas de muestra del agua analizadas en laboratorio y las condiciones necesarias para aplicar un sistema de filtración por múltiples etapas, se presenta como el más apropiado en la aplicación de este proyecto para la zona rural de la vereda San Vicente. En seguida, se exponen los resultados de diseño a partir del filtro de múltiples etapas, este se compone de tres secciones las cuales son el filtro grueso dinámico, filtro grueso ascendente y filtro lento de arena.

3.1.13.1. Cálculo de diseño de filtro grueso dinámico (FGDi). El caudal de diseño adoptado es el QMD dividido en dos estructuras, además, para la velocidad de filtración “Vf” es recomendado valores en un rango de 2-3 (m/h), por lo que se escogió el siguiente valor:

Tabla 45. *Diseño de dimensiones de filtro grueso dinámico (FGDi)*

Diseño del filtro grueso dinámico (FGDi)		
Caudal de Diseño (Qd)	0.00166	(m ³ /s)
Caudal de Diseño (Qd)	5.971	(m ³ /h)
Velocidad de Filtración (Vf)	2	(m/h)
Área Superficial del Filtro (As)	2.99	(m ²)
Ancho (B)	0.9	(m)
Longitud (L)	3.32	(m)
Relación (L/B)	3.69	(m)
Verificación Velocidad de Lavado (Vs)	0.184	(m/s)

Adaptado de Lopez, R. [20]

La velocidad de lavado debe estar comprendida entre el rango de 0.15-0.3 (m/s) por lo que se acepta el valor calculado.

Para el diseño de la cámara de entrada se toman las siguiente condicione de tiempo:

Tabla 46. *Cálculo de dimensiones de vertedero de entrada (FGDi)*

Vertedero de entrada		
Caudal de Diseño (Qd)	5.971	(m ³ /h)
Tiempo de Retención (t)	0.033	(h)
Volumen de la Unidad (V)	0.199	(m ³)
Ancho (B)	0.9	(m)
Longitud de la Unidad (L)	0.60	(m)
Profundidad de la Unidad (h)	0.37	(m)

Adaptado de Lopez, R. [20]

Para el vertedero de control triangular se tienen las siguientes condiciones:

Tabla 47. *Cálculo de vertedero triangular (FGDi)*

Vertedero de control triangular		
Caudal de Diseño (Qd)	5.971	(m ³ /h)
Carga de Agua en Vertedero (h)	0.0669	(m)
Altura de Lámina de Agua Sobre Vertedero (Hv)	0.010	(m)
Velocidad de Entrada (V)	0.1841	(m/s)

Adaptado de Lopez, R. [20]

Para el sistema de drenaje se consideró una velocidad de lavado de 20 (m/h) y se obtuvieron los resultados posteriores:

Tabla 48. *Diseño de sistema de drenaje (FGDi)*

Diseño de sistema de drenaje		
Sistema de drenaje filtro grueso		
Velocidad de Lavado (Vl)	20.0	(m/h)
Área de Filtración (m ²)	3.0	(m ²)
Caudal de Lavado (Ql)	59.713	(m ³ /h)
Área y orificios del sistema de drenaje		
Diámetros de Filtración (do)	9.5	(mm)
Separación Entre Orificios (s)	8	(cm)
Área de Orificios (Ao)	0.000071	(m ²)
Velocidad de Flujo en Orificio (vo)	4.0	(m/s)
Caudal en Orificio (Qo)	0.00029	(m ³ /s)

Diseño de sistema de drenaje		
N° de Orificios	58.2	Und
N° de Orificios	65.0	Und
Verificación (Ro)	0.001551	

Adaptado de Lopez, R. [20]

El valor de “Ro” debe estar comprendido entre los rangos 0.0015-0.005, por lo que si se cumple.

Para el cálculo del diámetro de los laterales se asumieron 5 de estas unidades y se obtuvo el siguiente resultado:

Tabla 49. *Cálculo de diámetros de los laterales*

Cálculo del Diámetro de los Laterales		
N°de Laterales	5.0	Und
n	13	Und
Área de Orificio por Lateral (Aol)	0.000926	(m ²)
Área de Flujo Natural (AL)	0.001853	(m ²)
Diámetro Interior	48.6	(mm)
Diámetro Interior Comercial	54.6	(mm)
Diámetro Nominal	60.0	(mm)
Área del Tubo Lateral (AL)	0.00234	(m ²)
Verificación (R1)	0.40	

Adaptado de Lopez, R. [20]

Con los valores planteados se tiene un valor cercano a 0.5, por lo que se aproxima y se cumple la verificación.

Para el cálculo del diámetro de colector principal “R2” adopta un valor de 0.6, por lo que se obtienen resultados presentados a continuación:

Tabla 50. *Cálculo de diámetro de colector principal*

Cálculo del diámetro de colector principal		
R2	0.60	
Área Total de Flujo Lateral (AL)	0.0117	(m ²)
Área de Flujo Principal	0.0195	(m ²)
Diámetro Interior	157.6	(mm)
Diámetro Interior Comercial	181.0	(mm)

Diámetro Nominal	200.0 (mm)
Área del Tubo Lateral (AL)	0.0257 (m ²)
Verificación (R1)	0.45
Velocidad de Salida de Colector	0.64 (m/s)

Adaptado de Lopez, R. [20]

Con los valores planteados se tiene un valor cercano a 0.6, por lo que se aproxima y se cumple la verificación.

3.1.13.2. Cálculo de diseño de filtro grueso ascendente (FGAS3). El caudal de diseño adoptado es el QMD dividido en dos estructuras en paralelo, además, para la velocidad de filtración (V_f) es recomendado valores en un rango de 0.3-0.6 (m/h), por lo que se escogió el siguiente valor:

Tabla 51. *Diseño de filtro grueso ascendente*

Diseño del filtro grueso ascendente	
Caudal de Diseño (Qd)	5.971 (m ³ /h)
Velocidad de Filtración (V_f)	0.35 (m/h)
Área Superficial del Filtro (A_s)	17.06 (m ²)
Unidades en Paralelo	2.00 Und
Coefficiente Mínimo Costo (k)	1.33
Longitud (L)	4.8 (m)
Ancho (B)	3.6 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20]

Para el sistema de drenaje se consideró una velocidad de lavado de 15 (m/h) y se obtuvo los resultados mostrados a continuación:

Tabla 52. *Diseño de sistema de drenaje (FGAS3)*

Sistema de drenaje filtro grueso ascendente	
Velocidad de Lavado (V_l)	15.0 (m/h)
Área Superficial del Filtro (A_f)	17.06 (m ²)
Caudal de Lavado (Ql)	255.914 (m ³ /h)
Área y orificios del sistema de drenaje	
Diámetros de Filtración (d_o)	9.5 (mm)
Separación Entre Orificios (s)	7.5 (cm)

Área de Orificios (Ao)	0.000071 (m ²)
Velocidad de Flujo en Orificio (vo)	4.0 (m/s)
Caudal en Orificio (Qo)	0.00029 (m ³ /s)
N° de Orificios	249.4 Und
N° de Orificios	360.0 Und
Verificación (Ro)	0.0015036

Adaptado de Lopez, R. [20].

El valor de “Ro” debe estar comprendido entre los rangos 0.0015-0.005, por lo que si se cumple.

Para el cálculo del diámetro de los laterales se asumieron 8 de estas unidades y se obtuvo el siguiente resultado:

Tabla 53. *Cálculo del diámetro de los laterales (FGAS3)*

Cálculo del diámetro de los laterales	
N°de Laterales	3.0 Und
n	120 Und
Área de Orificio por Lateral (Aol)	0.008551 (m ²)
Área de Flujo Lateral (AL)	0.017101 (m ²)
Diámetro Interior	147.6 (mm)
Diámetro Interior Comercial	147.6 (mm)
Diámetro Nominal	160.0 (mm)
Área del Tubo Lateral (AL)	0.01711 (m ²)
Verificación (R1)	0.50

Adaptado de Lopez, R. [20].

Con los valores planteados se tiene un valor cercano a 0.5, por lo que se aproxima y se cumple la verificación.

Para el cálculo del diámetro de colector principal “R2” se adopta un valor de 0.6, con el que se consiguieron los resultados mostrados a continuación:

Tabla 54. *Cálculo de diámetros de colector principal (FGAS3)*

Cálculo del diámetro de colector principal	
R2	0.60

Área Total de Flujo Lateral (AL)	0.0513 (m ²)
Área de Flujo Principal	0.0856 (m ²)
Diámetro Interior	330.0 (mm)
Diámetro Interior Comercial	333.0 (mm)
Diámetro Nominal	355.0 (mm)
Área de Flujo Principal	0.0871 (m ²)
Verificación (R1)	0.59

Adaptado de Lopez, R. [20].

Con los valores planteados se tiene un valor cercano a 0.6, por lo que se aproxima y se cumple la verificación.

3.1.13.3. Cálculo del diseño del filtro lento de arena. Para el cálculo del filtro lento de arena se reduce el caudal de diseño QMD a un 65%, además, la velocidad de filtración debe estar comprendida entre 0.1-0.2 (m/h) por lo que se obtienen los resultados mostrados en seguida.

Tabla 55. *Diseño de dimensiones de filtro lento de arena*

Diseño del filtro lento en arena	
Caudal de Diseño (Qd)	5.971 (m ³ /h)
Porcentaje de Caudal	65% (%)
Caudal de Diseño (Qd)	3.881 (m ³ /h)
Velocidad de Filtración (Vf)	0.15 (m/h)
Área Superficial del Filtro (As)	25.88 (m ²)
Ancho (B)	2.6 (m)
Longitud (L)	10.0 (m)
Relación (L/B)	3.83 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20]

Para el diseño de la cámara de entrada se toman las siguiente condicione de tiempo:

Tabla 56. *Diseño de dimensiones de cámara de entrada (FLA)*

Diseño cámara de entrada	
Caudal de Diseño (Qd)	3.881 (m ³ /h)
Tiempo de Retención (t)	0.033 (h)
Volumen de la Unidad (V)	0.129 (m ³)

Ancho (B)	1.0 (m)
Longitud de la Unidad (L)	0.60 (m)
Profundidad de la Unidad (h)	0.22 (m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

Para el vertedero de control triangular se tienen las siguientes condiciones:

Tabla 57. *Cálculo de vertedero de control triangular (FLA)*

Vertedero de control triangular	
Caudal de Diseño (Qd)	3.881 (m ³ /h)
Carga de Agua en Vertedero (h)	0.0563 (m)
Altura de Lámina de Agua Sobre Vertedero (Hv)	0.022 (m)
Velocidad de Entrada (h)	0.0756716 (m/s)

Adaptado de Lopez, R. [20]

Para el diseño del sistema de drenaje se vuelve a calcular el caudal de diseño manteniendo la Vf, por lo que se consigue la siguiente tabla:

Tabla 58. *Cálculo de sistema de drenaje (FLA)*

Sistema de drenaje filtro grueso	
Velocidad de Filtración (Vf)	0.15 (m/h)
Caudal de Diseño (Qd)	3.881 (m ³ /h)
Cálculo de los laterales	
Diámetros de Filtración (do)	6.4 (mm)
Separación Entre Orificios (s)	10 (cm)
Área de Orificios (Ao)	0.000032 (m ²)
Velocidad de Flujo en Orificio (vo)	0.2 (m/s)
Caudal en Orificio (Qo)	0.0000048 (m ³ /s)
Nº de Orificios	227.0 Und
Nº de Orificios	230.0 Und

Adaptado de Lopez, R. [20]

En el cálculo del diámetro de los laterales se asumieron 6 de estas unidades y se obtuvo el siguiente resultado:

Tabla 59. *Cálculo de diámetro de los laterales (FLA)*

Cálculo del diámetro de los laterales		
Nº de Laterales	6.0	Und
n	38	Und
Aol	0.000182	(m ³ /s)
Velocidad de Lavado (VI)	0.15	(m/s)
Área del Lateral (AI)	0.001214	(m ²)
Diámetro Interior	39.3	(mm)
Diámetro Interior Comercial	45.00	(mm)
Diámetro Nominal	50.0	(mm)
Área del Tubo Lateral (AL)	0.00159	(m ²)
Velocidad de Lavado (VI)	0.1145	(m/s)

Adaptado de Lopez, R. [20].

En el cálculo del diámetro del colector principal se adoptó la siguiente velocidad:

Tabla 60. *Cálculo de diámetro de colector principal (FLA)*

Cálculo del diámetro de colector principal		
Vc	0.2000	(m/s)
Área de Flujo Principal	0.0054	(m ²)
Diámetro interior	82.8	(mm)
Diámetro interior comercial	82.8	(mm)
Diámetro nominal	90.0	(mm)
Área de Flujo Principal	0.0054	(m ²)
Velocidad de Lavado (VI)	0.2002	(m/s)

Adaptado de Lopez, R. [20].

3.1.14. Cálculo de tanque de almacenamiento

En el cálculo del tanque de almacenamiento se tuvo presente la cantidad diaria acumulada del caudal de diseño “Qd”, teniendo en cuenta un volumen adicional de incendios y de emergencia, por lo que los resultados son los siguientes:

Tabla 61. *Diseño de tanque de almacenamiento*

Volumen del tanque superficial		
Caudal de Diseño (Qd)	573.25	(m ³ /d)
% Consumo medio diario	23.0%	(%)
Volumen tanque superficial	131.85	(m ³)
Volumen para incendios		

# Hidrantes	2.00	Und
Tiempo	7200	(s)
Volumen de Agua	0.005	(m ³)
Volumen para Incendios	72.00	(m ³)
Volumen de emergencia		
Cantidad	25%	(%)
Volumen	51.0	(m ³)
Volumen total del tanque		
Tanque superficial	254.81	(m ³)
Predimensionamiento tanque superficial		
Volumen tanque superficial	2.55	(m ³)
Constante en Función de la Capacidad (K)		
	2	
Profundidad (H)	2.85	(m)
Lado, ancho	9.46	(m)
Profundidad (H)	2.42	(m)
Lado, ancho	7.25	(m)

Adaptado de Lopez, R. [20].

Se obtiene una sección cuadrada de 9.46 m, pero probablemente resulte ser muy ancho, por lo cual se divide en dos tanques además de facilitar las labores de mantenimiento, por lo que se obtiene una nueva sección de 7.25 x 7.25 m cada uno con un borde libre de 0.3 m.

3.1.15. Diseño de red de distribución

Para el diseño de la red de distribución se necesitaron los siguientes datos de entrada:

Tabla 62. Condiciones de entrada de la red de distribución

Datos de entrada	
Caudal máximo horario (qmh)	4.08 (L/s)
Caudal de diseño (qd)	0.0041 (m ³ /s)
Presión de diseño	0.0 (m)
Material: pvc	150.0
Clase de la tubería	20.0
Cota de nivel de agua en el tanque	1766.42 (msnm)

Adaptado de Lopez, R. [20].

La red de distribución se diseña considerando el caudal máximo horario “QMH”, sumado a esto se tuvo en cuenta un caudal de incendios “Qi”, para el siguiente caudal de diseño:

- *Qd*: Caudal de diseño de la red de distribución

$$Qd = 9.08 \left(\frac{L}{s} \right)$$

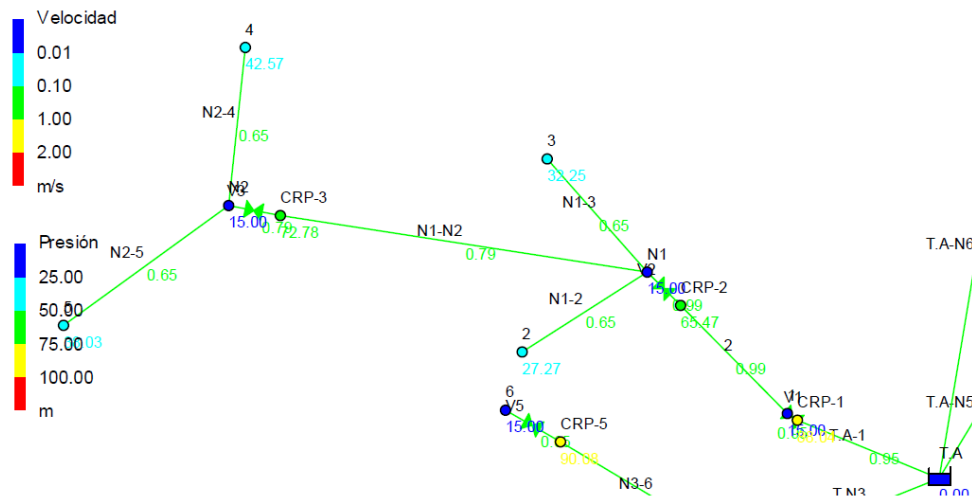
A partir de la información geográfica obtenida de “Google Earth” y ArcGIS, se determinaron 32 puntos de consumo, por lo que el caudal correspondiente a cada punto es el siguiente:

- *Qunit*: Caudal unitario

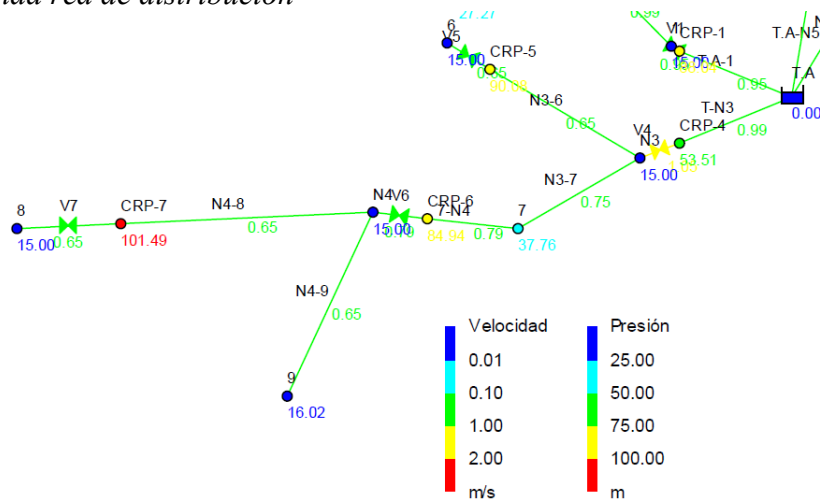
$$Qunit: 0.284 \left(\frac{L}{s} \right)$$

Los resultados que reúnen los datos de la red diseñada con sus respectivos diámetros y cumplimiento de velocidades se encuentran en el anexo red de distribución, esta se divide en varias redes de distribución para abordar cada punto de consumo y se describen a continuación:

En la *figura 27* se encuentra representada la “Red 1”, está cuenta con un total de 5 (1-5) puntos de suministro con una demanda base de 0.284 L/s para un total de 1.419 L/s desde la salida del tanque de almacenamiento. Debido a la disparidad de altura entre los puntos, se necesitaron un total de tres cámaras rompe presión (CRP1-3) para asegurar una presión mínima de 15 m y máxima de 50, además se resalta el cumplimiento de la velocidad de flujo para cada tramo de tubería dentro del rango entre 0.6-2.5 m/s.

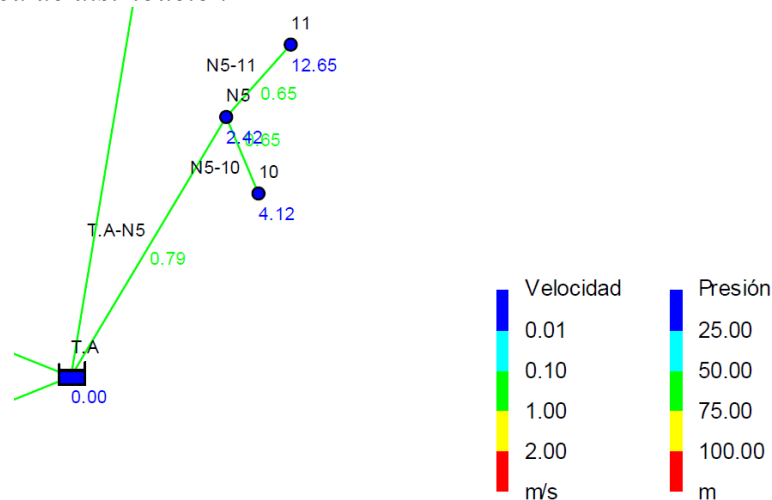
Figura 27. *Primera red de distribución*

En la *figura 29* se encuentra representada la “Red 2”, está cuenta con un total de 4 (6-9) puntos de suministro con una demanda base de 0.284 L/s para un total de 1.135 L/s desde la salida del tanque de almacenamiento. Se necesitaron un total de cuatro cámaras rompe presión (CRP 4-7) para cumplir con los valores mínimos y máximos de presiones aceptables, además se resalta el cumplimiento de la velocidad de flujo para cada tramo de tubería dentro del rango entre 0.6-2.5 m/s, con una velocidad máxima de 0.99 m/s y mínima de 0.65 m/s.

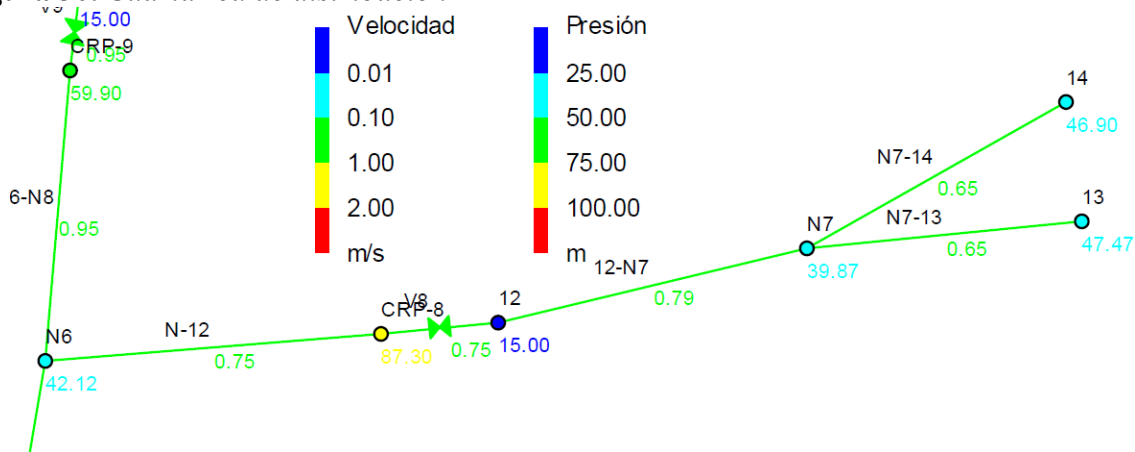
Figura 28. *Segunda red de distribución*

En la *figura 30* se encuentra representada la “Red 3”, está cuenta con un total de 2 (10-11) puntos de suministro con una demanda base de 0.284 L/s para un total de 0.568 L/s desde la salida del tanque de almacenamiento. No fue necesaria la inclusión de “CRP”, sin embargo, el punto 10 no cumple la presión mínima de 12 m, con tan solo 4.12 m, además se resalta el cumplimiento de la velocidad de flujo para cada tramo de tubería dentro del rango entre 0.6-2.5 m/s, con una velocidad máxima de 0.79 m/s y mínima de 0.65 m/s.

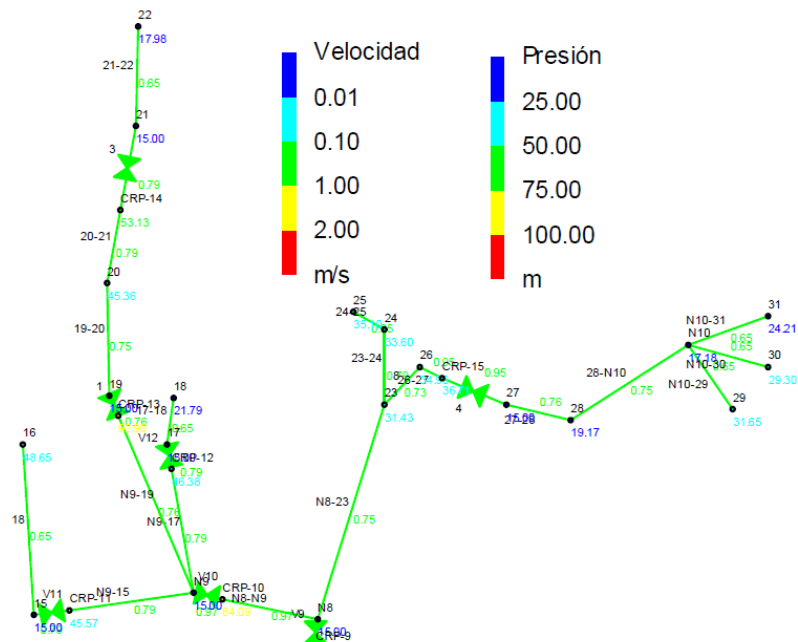
Figura 29. Tercera red de distribución



En la *figura 31* se encuentra representada la “Red 4”, está cuenta con un total de 4 (12-14) puntos de suministro con una demanda base de 0.284 L/s para un total de 0.852 L/s desde la salida del nodo 6. Se requirió una cámara rompe presión (CRP-8), para cumplir con las presiones mínimas y máximas, además se resalta el cumplimiento de la velocidad de flujo para cada tramo de tubería dentro del rango entre 0.6-2.5 m/s, con una velocidad máxima de 0.75 m/s y mínima de 0.65 m/s.

Figura 30. Cuarta red de distribución

En la *figura 31* se encuentra representadas la “Red 5 y 6”, la suma de ambas cuenta con un total de 17 (15-31) puntos de suministro con una demanda base de 0.284 L/s para un total de 4.825 L/s al llegar al nodo 8, a partir de aquí se redistribuye el suministro a las redes correspondientes, para la red 5 se solicitaron 5 cámaras rompe presión (CRP 10-14), y para la red 6 solamente una (CRP-15) para cumplir con las presiones mínimas y máximas, finalmente la velocidad máxima y mínima de la red 5 corresponden a un valor de 0.97 m/s y 0.65 m/s, y para la red 6 se tuvieron velocidades de 0.95 m/s y 0.65 m/s respectivamente cumpliendo así la velocidad de flujo para cada tramo de tubería dentro del rango entre 0.6-2.5 m/s.

Figura 31. *Quinta y sexta red de distribución*

De igual forma se presenta el área correspondiente a la cuenca de la quebrada Mochilera en la *Figura 32*, esta se realizó mediante la herramienta QGIS adjuntando capas proporcionadas por el IDEAM de la división de cuencas Colombianas y sus drenajes, sobre poniendo el área de la vereda San Vicente sobre el de la cuenca. La *Figura 33* ilustra aproximadamente el área ocupada 53 m² por el tanque de almacenamiento y de 92 m² por el sistema de tratamiendo por filtro de multiples etapas y su respectiva secuencia, la imagen se extrajo con la herramienta Google Earth.

Figura 32. Delimitación de cuenca hidrográfica

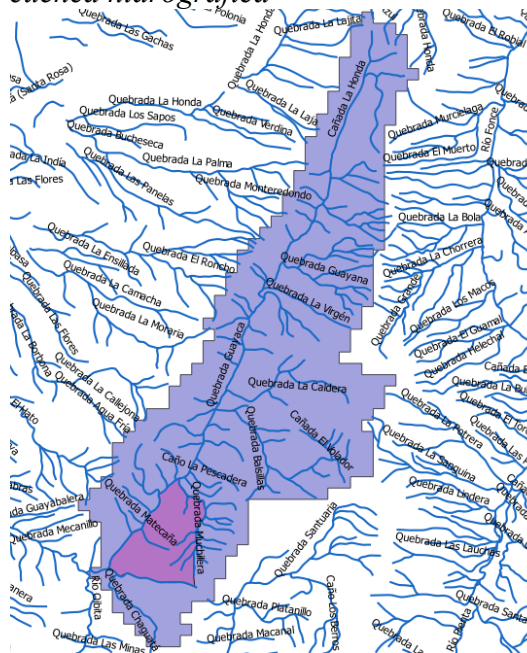


Figura 33. *Distribución del sistema de planta de tratamiento por filtro de múltiples etapas*



4. Conclusiones

Con base en estudios realizados, se selecciona la fuente de abastecimiento más favorable para la vereda San Vicente siendo esta la quebrada mochilera, puesto que presenta mejores condiciones ambientales, hídricas y de ubicación según la Corporación Autónoma de Santander. Partiendo de esta selección se corroboró la idoneidad de la fuente para fines de abastecimiento con el análisis de balance hídrico y los estudios de laboratorio los cuales arrojan que la calidad del agua de la fuente de abastecimiento es idónea para ser tratada y distribuida a la comunidad. Por otra parte, se logró establecer por medio de las isoyetas e isotermas que en el municipio de Oiba se cuenta con un clima cálido-templado, siendo esto favorable debido a que se asegura que la quebrada tendrá un caudal constante durante todo el año. De igual forma se puede establecer que la quebrada mochilera cumple con la capacidad hídrica requerida para el abastecimiento de la vereda San Vicente.

Los resultados obtenidos a partir del diseño de las diferentes estructuras que conforman el sistema de acueducto abarcan las condiciones mínimas requeridas para la población proyectada de 1272 habitantes y la demanda correspondiente de 6.62 L/s, la zona de captación superficial consta de una bocatoma de fondo y sus respectivos elementos: Presa, rejilla y canal de abducción, cámara de recolección y vertedero de excesos, además, las condiciones topográficas permitieron el diseño del desarenador a una distancia mínima recomendada de 50 metros, dentro del sistema de esta cuenta con un % de remoción del 87.5 % con un periodo de retención hidráulica de 0.554 horas, de igual manera se propuso una relación longitud/ancho de 4:1, con dimensiones de 5.9 y 1.5 metros respectivamente con una profundidad de 1.5 metros, estas condiciones garantizan el correcto desarrollo de la sedimentación de partículas.

Debido a las limitaciones geográficas para el diseño de una planta purificadora convencional, se tuvieron en cuenta la aplicación de dos métodos, el primero consisten en un tratamiento por cloración, se propuso una dosis de 1.5 mg/L de penclorito que corresponderá una bomba dosificadora a 11.57 mL/s, la estructura de dosificación será una canaleta Parshall prefabricada con un ancho de garganta de 7.6 cm generando un tiempo de mezcla en el resalto de 0.641 segundos. El segundo método consiste en un filtro por múltiples etapas, divididos de la siguiente manera, un filtro grueso dinámico: dimensiones correspondientes a 0.9 m de ancho y 3.32 m de largo, filtro grueso ascendente: con una longitud de 4.8 m y ancho de 3.6 m, y un filtro lento de arena: con longitud de 10 m y 2.6 de ancho, cada una de estas estructuras se diseñaron a partir del caudal máximo diario de 3.32 L/s y las dimensiones propuestas permiten producir un agua con baja turbiedad libre de impurezas suspendidas y virtualmente libre de entero-bacterias, entero-virus y quistes de protozoarios.

El sistema de red de distribución se diseñó de tal manera que para abastecer cada punto de suministro este condujera el agua por gravedad, sin embargo, fue necesaria una conducción previa por bombeo desde la zona de capacitación hasta el punto más alto donde se ubicará el tanque de almacenamiento, fueron necesarias cuatro bombas para cumplir con una altura dinámica de elevación igual a 169.95 m. La modelación del sistema de distribución se hizo mediante el software EPANET, el cual garantizó el cumplimiento de velocidades en un rango de 0.6-2.6 m/s, no obstante, el diferencial de altura entre los puntos de suministro tuvo como consecuencia altas presiones por encima de las recomendadas, por lo que se simularon un total de 15 cámaras rompe presión que aseguraron presiones entre 10-50m.

La aplicación de la tecnológica de filtrado por múltiples etapas es considerada viable en zonas rurales por aspectos que involucran su eficiencia en remoción, desinfección, bajo costo de operación y mantenimiento, sin embargo, se debe tener en cuenta que la fuente de abastecimiento estará ajustada a las normas de calidad del agua cruda para la aplicación de un sistema FIME, por lo que la evaluación de su viabilidad dependerá de los resultados de turbiedad, coliformes fecales y color real así como un previo estudio de campo donde se analicen su vulnerabilidad y riesgo .

Referencias

- [1] Alcaldía de Oiba, “Plan Municipal De Desarrollo,” *Oiba-santander.gov.co.*, 2020.
<https://www.oiba-santander.gov.co/wp-content/uploads/2020/07/Plan-de-Desarrollo-2020-2023.pdf>
- [2] SISBEN, “Ficha Terridata de información municipio de Oiba, Santander,,” *Terridata-DNP*, 2019. <https://terridata.dnp.gov.co/index-app.html#/perfiles/68500>
- [3] Organización Mundial de la Salud [OMS]., “Agua - Ficha descriptiva,” 2019.
<https://www.who.int/es/news-room/fact-sheets/detail/drinking-water>
- [4] UPRA, “Mapa de Distribución de la tierra por tamaño predial para Oiba, Santander,,” 2020.
<https://sipra.upra.gov.co/#nacional>
- [5] CEPAL, “Estudio Económico de América Latina y el Caribe,” *Informe macroeconómico Colombia.*, 2016.
- [6] Departamento Nacional de Planeación [DNP], “Agua limpia y saneamiento - La agenda 2030 para Colombia. Objetivos de Desarrollo Sostenible,” 2019.
<https://www.ods.gov.co/es/objetivos/agua-limpia-y-saneamiento>
- [7] María Mecon, “Análisis de la vulnerabilidad en fuentes hídricas superficiales abastecedoras de acueductos frente al cambio climático en la cuenca del río Subia en los municipios de Fusagasuga, Granada y Silvania,,” 2016.
- [8] N. X. Gutiérrez, L., Salazar, G. J., Pincay, G. B., & Orven, “Riesgos en la salud por la falta de abastecimiento de agua potable en las cabeceras parroquiales del Cantón Paján: riesgos en la salud por la falta de abastecimiento de agua potable,,” *UNESUM-Ciencias. Revista Científica Multidisciplinaria*, vol. 4, pp. 69–82, 2020.

- [9] UNICEF, “La infancia y el agua: estadísticas generales.” https://www.unicef.org/spanish/wash/index_31600.html#:~:text=Unos 4.500 niños y niñas,los ancianos son especialmente vulnerables.
- [10] J. M. Honduvilla and A. Maldonado, “Urbanismo de las Ciudades de la Antigüedad,” *II Congreso Internacional de Pueblos y Culturas de la Cuenca del Mediterráneo*, no. March, pp. 1–20, 2003.
- [11] Senado de la República de Colombia., “Ley 142 de 1994,” *Secretaría del Senado*, 1994. http://www.secretariassenado.gov.co/senado/basedoc/ley_0142_1994.html
- [12] Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico [CRA], “Glosario Técnico,” 2020. <https://cra.gov.co/seccion/servicio-al-ciudadano/glosario.html>
- [13] C. Soto, “Metodología para diseñar un sistema de acueducto con bajas poblaciones: Caso de estudio corregimiento Las Palmas,” *Universidad Tecnológica de Bolívar.*, pp. 1–87, 2012.
- [14] A. Velasco, “Diseño de acueducto para la vereda la Mina en la zona rural del municipio de Miranda, Cauca,” p. 2016, 2016.
- [15] Y. Espitia, “Diseño del sistema de acueducto en la Vereda Limoncitos municipio de Pacho Cundinamarca,” 2019.
- [16] D. Granados and Y. Lopez, “Propuesta De Diseño De Un Acueducto En La Vereda Monquirá, Sogamoso - Boyacá,” 2018.
- [17] J. Prieto and I. Vaca, “Diseño del acueducto y alcantarillado para la comunidad de Puerto Saija, Timbiquí - Cauca,” *Director*, 2018.
- [18] B. Bringas, *ArcMap Balance Hidrico, Isoyetas - Parte 1*, (2013).

- [19] Ministerio de Desarrollo Económico, “Reglamento técnico del sector de Agua potable y saneamiento básico RAS – 2000.,” *Sección II. Título C. Sistemas de Potabilización. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico.*, 2000.
<https://repository.udistrital.edu.co/bitstream/handle/11349/1484/RinconPulgarRocio2004.pdf;jsessionid=B7C193F82A17D0A818A5EED2E4851513?sequence=1>
- [20] R. López, *Elementos de diseño para acueductos y Alcantarillados*. 1995.
- [21] Organización Panamericana de la Salud, “guía para diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas,” Lima, 2005.
- [22] Instituto de Hidrología Meteorología y Estudios Ambientales-IDEAM, “Características Climatológicas De Ciudades Principales Y Municipios Turísticos,” *Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales*, p. 48, 2018.