

UNIVERSIDAD NACIONAL, COSTA RICA  
SEDE REGIONAL CHOROTEGA  
*CAMPUS LIBERIA*

**“EVALUACIÓN HIDRÁULICA Y ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL HÍDRICO PARA  
EL ABASTECIMIENTO DEL AGUA POTABLE EN LA ASADA BUENA VISTA DE  
LIBERIA, GUANACASTE, COSTA RICA”**

PROYECTO FINAL DE GRADUACIÓN PARA OPTAR POR EL GRADO DE  
LICENCIATURA EN INGENIERÍA HIDROLÓGICA

SUSTENTANTE:

MARÍA FERNANDA BALTODANO VARGAS.

504130142

LIBERIA, GUANACASTE, COSTA RICA  
FEBRERO, 2022

## ACTA DE APROBACIÓN

El tribunal evaluador aprobó el trabajo final de graduación titulado:

**“Evaluación hidráulica y estimación del potencial hídrico para el abastecimiento del agua potable en la ASADA Buena Vista de Liberia, Guanacaste, Costa Rica”**

Requisito para optar el grado de Licenciatura en Ingeniería Hidrológica

Miembros del tribunal:

---

Dr. Rolando Madriz Vargas

Supervisor del Proyecto

---

Dr. Andrea Suárez Serrano

Lector

---

M.Sc. Álvaro Baldioceda Garro

Lector

---

M.Ed. Wagner Castro Castillo

Representante de Dirección Académica, Campus Liberia

---

M.Sc. Dorian Chavarría López

Representante de Decanatura, Sede Regional Chorotega

## **Resumen ejecutivo**

Este proyecto se realizó en la ASADA de Buena Vista, del distrito de Cañas Dulces, Liberia, Guanacaste, Costa Rica ante la necesidad por parte de esta en brindar un servicio de calidad y cantidad adecuadas a largo plazo. Para ello se realizó un diagnóstico hidráulico y se estimó el potencial hídrico de la zona de influencia, esto con fines de generar información técnica de línea base para la toma de decisiones y estudios futuros. Para ello se evaluó el funcionamiento hidráulico de la red de agua potable de la ASADA, se llevaron a cabo Balances hídricos en situación actual y proyectado a 20 años, se estimó también el potencial hídrico superficial mediante la metodología de Trasposición de caudales de precipitación-escorrentía y subterráneo mediante la ecuación volumen de roca almacén y reservas temporales, esto para área de influencia de la ASADA con fines de brindar sostenibilidad al sistema a 20 años. Este diagnóstico indicó que el diseño de este acueducto cuenta con deficiencias por presiones, por lo que se propusieron mejoras en torno a su solución. Actualmente el acueducto presenta déficit de agua, al igual que para 20 años, según la proyección realizada. En cuanto al potencial hídrico se evidenció que se cuenta con disponibilidad de agua superficial y subterránea en la zona de influencia, por lo que se insta a realizar estudios más específicos para determinar si es viable el uso de estas.

**Palabras claves: ASADA, Diagnostico, Balances hídricos, Potencial Hídrico, Liberia.**

## **Abstract**

This project was carried out in the ASADA of Buena Vista, in the district of Cañas Dulces, Liberia, Guanacaste, Costa Rica, due to its need to provide a service of adequate quality and quantity in the long term. To this end, a hydraulic diagnosis was made and the water potential of the area of influence was estimated, in order to generate baseline technical information for decision-making and future studies. For this, the hydraulic operation of the ASADA drinking water network was evaluated, water balances were carried out in the current situation and projected for 20 years, the surface water potential was also estimated using the methodology of Transposition of precipitation-runoff flows. and underground through the equation volume of storage rock and temporary reserves, this for the area of influence of the ASADA in order to provide sustainability to the system for 20 years. This diagnosis indicated that the design of this aqueduct has deficiencies due to pressure, so improvements were proposed around its solution. Currently the aqueduct has a water deficit, as it will for 20 years, according to the projection made. Regarding the water potential, it was evidenced that there is availability of surface and underground water in the area of influence, for which it is urged to carry out more specific studies to determine if their use is viable.

**Keywords: ASADA, Diagnosis, Water Balances, Water Potential, Liberia.**

## ***Agradecimientos***

*En primer lugar, quiero agradecerle a Dios por permitirme culminar esta etapa  
Agradezco a mi familia por todo el apoyo y comprensión durante este proceso, en especial a mis  
padres Dinia y Jorge por ser mis pilares.*

*A mis amigos y colegas Corina Gómez, Katherine Sánchez, Sheirys Ortega, Andrés Chevez y  
Fabricio Sierra por el constante apoyo.*

*A mi tutor el Ing. Edwin Alexander Rafael por todo el apoyo técnico y compartir sus  
conocimientos para la realización de este proyecto.*

*Al coordinador de carrera Dr. Rolando Madríz por su apoyo en todo este proceso.*

*A la ASADA de Buena Vista por estar anuentes a brindarme información necesaria*

*Al Fontanero Manuel Estrada por siempre estar anuente a colaborar en giras de campo y  
obtención de información.*

*A la gestora social del AyA Leslie Campos y al Ing. Oscar Ampie por su ayuda en el proceso.*

## TABLA DE CONTENIDOS

LISTA DE FIGURAS.....	iv
LISTA DE TABLAS .....	vi
LISTA DE ABREVIATURAS .....	vii
Capítulo I. Introducción.....	1
1.1 Introducción.....	2
1.2 Identificación del problema.....	3
1.3 Justificación .....	4
1.4 Objetivos.....	5
1.4.1 Objetivo general.....	5
1.4.2 Objetivos específicos .....	5
1.5 Alcances y limitaciones .....	6
1.5.1 Alcances.....	6
1.5.2 Limitaciones.....	6
Capítulo II. Antecedentes.....	7
2.1 Descripción del área de estudio.....	8
2.2 Actividades socioeconómicas .....	9
2.3 Hidrografía.....	9
2.4 Antecedentes de la ASADA de Buena Vista.....	11
Capítulo III. Marco teórico .....	13
3.1 Hidráulica .....	14
3.1.1 ¿Qué es una ASADA?.....	14
3.1.2 Acueductos.....	14
3.1.3. Fuentes de abastecimiento.....	14
3.1.4. Obras de captación .....	14
3.1.5. Tratamiento del agua.....	14
3.1.6. Almacenamiento .....	15
3.1.7 Tanques de almacenamiento .....	15

3.1.8 Tuberías de distribución .....	17
3.1.9. Modelación hidráulica en WaterGEMS .....	17
3.1.10. Dotaciones .....	19
3.1.11 Caudales de diseño.....	19
3.1.13. Proyección poblacional .....	20
3.1.14. Balance hídrico de oferta-demanda.....	22
3.2 Hidrología.....	23
3.2.1 Delimitación de una cuenca .....	23
3.2.2. Completación de datos hidrometeorológicos.....	26
3.2.4. Precipitación media de la cuenca .....	28
3.2.3. Análisis de consistencia .....	29
3.2.5. Relación agua subterránea-agua superficial .....	31
3.2.6. Agua subterránea.....	32
3.2.7. Potencial hídrico .....	33
3.3 Conclusión.....	33
Capítulo IV. Estudios de prefactibilidad .....	34
4.1. Estudio de prefactibilidad ambiental .....	35
4.2 Estudio de prefactibilidad legal.....	35
4.3 Estudio de prefactibilidad social .....	37
4.4 Estudio de prefactibilidad técnica .....	37
4.5 Estudio de prefactibilidad financiera.....	39
4.6 Conclusión.....	41
Capítulo V. Metodología .....	42
5.1. Tipo de investigación .....	43
5.4. Hidráulica .....	43
5.4.1. Recopilación de información.....	43
5.4.2. Estimación de parámetros .....	44

5.4.3. Resultados esperados .....	44
5.5. Hidrología .....	46
5.5.1. Recopilación de información.....	46
5.5.2. Estimación de parámetros .....	46
5.5.1. Resultados esperados .....	48
5.6 Relación entre objetivos y diseño metodológico .....	49
Capítulo VI. Resultados y discusión de resultados.....	50
6.3. Resultados del análisis hidráulico .....	51
6.3.1. Acueducto de Buena Vista .....	51
6.3.2. Acueducto El Cedro .....	79
6.4. Resultados del análisis hidrológico .....	95
6.4.1. Características fisiográficas de las cuencas .....	95
6.4.2. Geología del área de estudio .....	98
6.4.3. Información hidrometeorológica .....	99
6.4.4. Análisis de consistencia de doble masa .....	99
6.4.5. Completación de datos. ....	101
6.4.6. Precipitación media de la cuenca .....	104
6.4.7. Cálculo de caudales mediante transposición de caudales .....	108
6.4.8. Potencial hídrico .....	110
Capítulo VII - Conclusiones y recomendaciones .....	117
7.1. Conclusiones.....	118
7.2. Recomendaciones .....	119
Referencias bibliográficas.....	121
Anexos.....	129

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Ubicación geográfica de la ASADA de Buena Vista.....	8
<b>Figura 2.</b> Ubicación geográfica de las cuencas de estudio.....	10
<b>Figura 3.</b> Ubicación geográfica de la parte alta de la cuenca del río Tempisque.....	11
<b>Figura 4.</b> Pozo de la ASADA de Buena Vista.....	12
<b>Figura 5.</b> Naciente ubicada en la Hacienda Las Imágenes .....	12
<b>Figura 6.</b> Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión, según STRAHLER .....	25
<b>Figura 7.</b> Disposición espacial para la completación por razones de distancia.....	27
<b>Figura 8.</b> Disposición espacial para la completación por razones de distancia.....	27
<b>Figura 9.</b> Programas informáticos por utilizar.....	38
<b>Figura 10.</b> Financiamiento del proyecto.....	41
<b>Figura 11.</b> Diagrama de flujo de la metodología por utilizar.....	43
<b>Figura 12.</b> Diámetros del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-Modelo actual .....	54
<b>Figura 13.</b> Presiones en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión dinámica.....	55
<b>Figura 14.</b> Velocidad en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión dinámica.....	56
<b>Figura 15.</b> Presiones en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión estática .....	57
<b>Figura 16.</b> Velocidad en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión estática .....	58
<b>Figura 17.</b> Presiones en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-A 20 años.....	59
<b>Figura 18.</b> Velocidades en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento- A 20 años.....	60
<b>Figura 19.</b> Diámetros de propuestas de mejora modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento y elementos de la red.....	61
<b>Figura 20.</b> Presiones en los nodos de las propuestas de mejora del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento a presión dinámica. ....	62
<b>Figura 21.</b> Velocidades en las propuestas de mejora del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento a presión dinámica.....	63
<b>Figura 22.</b> Presiones en propuestas de mejora del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento a presión estática. ....	64
<b>Figura 23.</b> Velocidades en las propuestas de mejora del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento a presión estática. ....	65
<b>Figura 24.</b> Diámetros del modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento-Modelo actual .....	66
<b>Figura 25.</b> Presiones en los nodos del modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión dinámica.....	67
<b>Figura 26.</b> Velocidades del modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión dinámica.....	68
<b>Figura 27.</b> Diámetros de las propuestas de mejora modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento. ....	69



<b>Figura 28.</b> Presiones en los nodos de las propuestas de mejora modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento. ....	70
<b>Figura 29.</b> Velocidades de las propuestas de mejora modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento .....	71
<b>Figura 30.</b> Presiones del modelo 3. Del tanque del hidrante al hidrante.....	72
<b>Figura 31.</b> Diámetros del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-Modelo actual .....	72
<b>Figura 32.</b> Presiones en los nodos del modelo 4 a presión dinámica-Modelo actual a presión dinámica .	73
<b>Figura 33.</b> Velocidades del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-Modelo actual a presión dinámica.....	74
<b>Figura 34.</b> Presiones en los nodos del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-Modelo actual a presión estática .....	75
<b>Figura 35.</b> Presiones en los nodos del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-A 20 años.....	76
<b>Figura 36.</b> Velocidades del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-A 20 años. ....	77
<b>Figura 37.</b> Diámetros de las propuestas de mejora del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-A 20 años- A presión dinámica.....	78
<b>Figura 38.</b> Presiones de los nodos del modelo con propuestas de mejoras 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-A presión dinámica. ....	79
<b>Figura 39.</b> Diámetros del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro-Modelo actual.....	82
<b>Figura 40.</b> Presiones en los nodos del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro-Modelo actual a presión dinámica .....	83
<b>Figura 41.</b> Velocidades del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro .....	84
<b>Figura 42.</b> Presiones en los nodos del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro -Modelo actual a presión estática.....	85
<b>Figura 43.</b> Presiones en los nodos del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro-A 20 años, presión dinámica.....	86
<b>Figura 44.</b> Velocidad del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro El Cedro-A 20 años, presión estática. ....	87
<b>Figura 45.</b> Diámetros de la propuesta de mejoras del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro .....	88
<b>Figura 46.</b> Presiones en los nodos de la propuesta de mejoras del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro a presión dinámica. ....	89
<b>Figura 47.</b> Velocidades de la propuesta de mejoras del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro a presión dinámica. ....	90
<b>Figura 48.</b> Presiones en los nodos de la propuesta de mejoras del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro a presión estática .....	91
<b>Figura 49.</b> Diámetros del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro-Modelo actual .....	92
<b>Figura 50.</b> Presiones en los nodos del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro-Modelo actual .....	92
<b>Figura 51.</b> Diámetros de propuesta de mejoras del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro. ....	93

<b>Figura 52.</b> Presiones de la propuesta de mejoras del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro. ....	94
<b>Figura 53.</b> Velocidades de la propuesta de mejoras del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro. ....	95
<b>Figura 54.</b> Curva hipsométrica de la parte alta de la cuenca del río Tempisque.....	97
<b>Figura 55.</b> Curva hipsométrica de la cuenca del río Irigaray.....	97
<b>Figura 56.</b> Esquemas geológicos del área de estudio .....	98
<b>Figura 57.</b> Mapa de ubicación de las estaciones.....	99
<b>Figura 58.</b> Análisis de doble masa. ....	100
<b>Figura 59.</b> Análisis de doble masa según la estación índice.....	100
<b>Figura 60.</b> Mapa de isoyetas de la parte alta de la cuenca del río Tempisque de Febrero y Octubre. ....	104
<b>Figura 61.</b> Mapa de isoyetas de la cuenca del río Irigaray de Febrero y Octubre. ....	105
<b>Figura 62.</b> Hidrogramas de las cuencas de estudio.....	108
<b>Figura 63.</b> Toma de aforos en el río Irigaray.....	109
<b>Figura 64.</b> Esquemas geológicos del área de estudio .....	110
<b>Figura 65.</b> Mapa de distribución espacial de los pozos con información disponible. ....	112

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1.</b> Volumen de almacenamiento.....	16
<b>Tabla 2.</b> Clasificación del Índice de Compacidad de Gravelius. ....	25
<b>Tabla 3.</b> Marco legal referente al proyecto.....	36
<b>Tabla 4.</b> Presupuesto de prefactibilidad técnica .....	38
<b>Tabla 5.</b> Presupuesto global del proyecto.....	40
<b>Tabla 6.</b> Relación objetivos-diseño metodológico.....	49
<b>Tabla 7.</b> Producción de las fuentes de abastecimiento de la ASADA de Buena Vista.....	51
<b>Tabla 8.</b> Balance de demanda y producción hídrica del acueducto de Buena Vista .....	51
<b>Tabla 9.</b> Volúmenes de almacenamiento del acueducto Buena Vista.....	52
<b>Tabla 10.</b> Balance de demanda y producción hídrica de la ASADA de Buena Vista y proyección futura	53
<b>Tabla 11.</b> Volúmenes de almacenamiento y proyección futura .....	53
<b>Tabla 12.</b> Balance de demanda y producción hídrica del acueducto El Cedro .....	80
<b>Tabla 13.</b> Volúmenes de almacenamiento acueducto El Cedro.....	80
<b>Tabla 14.</b> Balance de demanda y producción hídrica del acueducto El Cedro, proyección futura.....	81
<b>Tabla 15.</b> Volúmenes de almacenamiento del acueducto El Cedro, proyección futura .....	81
<b>Tabla 16.</b> Características fisiográficas de las cuencas del área de estudio .....	95
<b>Tabla 17.</b> Resultados del análisis estadístico de identificación de salto .....	101
<b>Tabla 18.</b> Correlaciones entre las seis estaciones del estudio .....	102
<b>Tabla 19.</b> Correlaciones entre las seis estaciones del estudio .....	103

<b>Tabla 20.</b> Precipitación media anual de las cuencas.....	107
<b>Tabla 21.</b> Caudales de las cuencas de estudio .....	108
<b>Tabla 22.</b> Caudales de la cuenca del río Irigaray de los meses de octubre y noviembre.....	109
<b>Tabla 23.</b> Diferencia de caudales de las cuencas de estudio.....	111
<b>Tabla 24.</b> Valores de velocidades de permeabilidad e infiltración. ....	111
<b>Tabla 25.</b> Potencial hídrico subterráneo de las cuencas de estudio.....	112
<b>Tabla 26.</b> Potencial hídrico superficial por cuenca.....	113

## **LISTA DE ABREVIATURAS**

**AyA:** Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados

**ASADAS:** Asociaciones Administradoras de Sistemas de Acueductos y Alcantarillados Comunales

**ENOS:** El Niño-Oscilación del Sur

**ORAC:** Oficinas regionales de acueductos rurales

**UNA:** Universidad Nacional, Costa Rica

**IMN:** Instituto Meteorológico Nacional

**ICE:** Instituto Costarricense de Electricidad

**INEC:** Instituto Nacional de Estadística y Censos

# Capítulo I. Introducción

En este capítulo se tiene como objetivo recapitular la información introductoria para el posterior desarrollo del proyecto. En él se presentan: el problema por resolver, la justificación de por qué realizar el proyecto, los objetivos de este y los alcances y las limitaciones que se presentaron en su desarrollo.

## 1.1 Introducción

El agua es un recurso vital para la humanidad, necesario para el desarrollo de las poblaciones ya que suple las demandas que se presentan, por ejemplo, domésticas, industriales, agropecuarias, turísticas, económicas (Vargas & Marín, 2016). Por tal motivo, desde la antigüedad las civilizaciones se ubicaban cerca a los ríos. Sin embargo, con el pasar de los años y de acuerdo con los distintos avances tecnológicos se ha logrado que este preciado recurso pueda ser extraído del suelo, almacenado y transportado a otros lugares. Gracias a esto los asentamientos ya no tienen que ubicarse en la cercanía de los ríos para tener acceso al agua (Comisión Nacional del Agua, 2007).

Los sistemas de abastecimiento de agua modernos cuentan con distintas instalaciones para poder captar, almacenar, conducir, bombear, tratar y distribuir el recurso hídrico. Las distintas fuentes de abastecimiento, como ríos, aguas subterráneas y nacientes, son aprovechadas mediante obras de captación y almacenamiento, y posteriormente las otras estructuras, como tuberías, que permiten que el recurso sea transportado y que posteriormente a su tratamiento sea distribuido entre los respectivos usuarios (Comisión Estatal de Agua Potable y Alcantarillado, 2003).

En Costa Rica las ASADAS abastecen de agua a más de 30% de la población, pero a pesar de ello no cuentan con un marco regulatorio que se encargue específicamente de la sostenibilidad y de uso eficiente y beneficioso del agua; aunado esto a la poca consideración de estas necesidades en las políticas referentes al recurso (Gentes, 2010). En su mayoría las ASADAS operan sin un acompañamiento técnico especializado en hidrología e hidráulica, que contribuya al crecimiento y desarrollo enfocado en optimizar la calidad del servicio (Atahualpa, 2016)

El brindar un servicio de calidad está en el potencial del recurso hídrico con el que se cuente en las fuentes que se utilicen para el abastecimiento, ya que esto permite evaluar escenarios de crecimiento poblacional futuro, el cual es útil para la toma de decisiones en cuanto al funcionamiento y la distribución de un sistema de abastecimiento de agua potable para beneficio de los usuarios (Gómez, 2005).

En este proyecto servirá de línea base en materia hidráulica la recabada para ampliar los conocimientos en torno al estado de la red de abastecimiento y al estado de la oferta y la demanda de los servicios de la ASADA de Buena Vista, y a su vez se harán proyecciones futuras basadas en el crecimiento poblacional y en la estimación del potencial hídrico de las fuentes de la zona, lo que va a contribuir en el futuro con la toma de sus decisiones para mantener y mejorar el funcionamiento de la ASADA de Buena Vista.

## **1.2 Identificación del problema**

La ASADA de Buena Vista, por medio del proceso de integración o fusión de ellas, tal y como lo dicta el Reglamento de las Asociaciones Administradoras de Sistemas de Acueductos y Alcantarillados Comunales (N.º 42582-S-MINAE), acogió a la ASADA de El Cedro. Esta integración busca que estas organizaciones presenten una capacidad de gestión mayor y cuenten con una sostenibilidad financiera (UEN, Gestión de ASADAS., 2017).

Pese a dicha integración, la ASADA de Buena Vista actualmente no cuenta con ningún estudio técnico o de otra índole en su red de abastecimiento, por lo que se desconoce su funcionamiento hidráulico, lo que imposibilita determinar las condiciones de la red e influye en la calidad del servicio de abastecimiento a los usuarios.

Además todavía no se ha podido realizar la conexión de la red de Buena Vista con la de El Cedro. El Cedro se abastece de una naciente de una baja capacidad, mientras que en Buena Vista esta se abastece de dos fuentes, una naciente y un pozo. Este último es utilizado para emergencias cuando se requiere llenar un poco, más el tanque de almacenamiento de agua, ya que el uso del pozo requiere un elevado costo de electricidad.

La ASADA actualmente se encuentra en la búsqueda de nuevas fuentes de abastecimiento, porque con el crecimiento poblacional que se presenta en la zona el agua con la que cuentan los usuarios no va a dar abasto, ya que la naciente de Buena Vista es de la que mayormente se abastece la ASADA. En periodos secos con influencia del fenómeno del Niño-Oscilación del Sur (ENOS) se ha presentado una disminución en su producción y en donde esta no da abasto para la población. Esto fue determinado por miembros de la Junta Directiva, que utilizaron el instrumento de balance hídrico que emplea el AyA.

De acuerdo con lo expuesto se procede a elaborar un diagnóstico hidráulico con la finalidad de obtener un insumo técnico acerca de la ASADA de Buena Vista, para así determinar el estado en el que se encuentra la red de abastecimiento y la cuantificación del recurso hídrico proyectado al futuro. Ambos resultados son necesarios para la toma de decisiones y para garantizar el adecuado suministro de agua a los abonados.

### 1.3 Justificación

Los acueductos comunales son organizaciones sociales alrededor de las cuales las personas de la comunidad se organizan para resolver, junto con el AyA, problemas referentes al abastecimiento de agua potable, para ampliar así la cobertura del recurso hídrico, la cual es de suma importancia no solo para mejorar la calidad de vida de las personas sino también para promover el desarrollo de una región, al permitir la atención de las distintas demandas que se presenten (Vílchez, *et al.*, 2012).

Este estudio será fundamental para la realización una evaluación hidráulica y de la estimación el potencial hídrico de la zona de influencia de la ASADA de Buena Vista, se tomaron en consideración los siguientes argumentos técnico-legales y sociales:

En primer lugar, el presente proyecto contribuirá a aportar información técnica para mejorar la ASADA de Buena Vista, ya que actualmente esta no cuenta con ningún estudio que permita evaluar el funcionamiento hidráulico de su red de abastecimiento ni el potencial hídrico de la zona de influencia de la ASADA, lo que es fundamental para la toma de decisiones en cuanto al sistema y para que se dé una adecuada gestión del agua.

En segundo lugar, en el artículo 44 del Reglamento de las Asociaciones Administradoras de Sistemas de Acueductos y Alcantarillados Comunales (N° 42582-S-MINAE) se plantea que las ASADAS deben disponer de un estudio técnico actualizado que permita la determinación de la capacidad tanto hídrica como hidráulica del sistema.

Por último, en lo social la comunidad debe recibir una dotación del recurso hídrico adecuada en calidad, cantidad y continuidad, lo cual va a depender del adecuado funcionamiento del acueducto y la cuantificación del potencial hídrico de las fuentes de abastecimiento. Si el estado de estos es correcto, se puede garantizar un adecuado suministro de agua a los abonados, con lo cual se cumpliría con lo dispuesto en la reforma al artículo 50 de la Constitución Política, en el que se menciona que el derecho humano al agua es fundamental e irrenunciable. Toda persona tiene derecho al acceso al agua potable de forma suficiente, segura, con arreglo a la ley.

En consideración a los argumentos anteriormente presentados la realización de este proyecto va a beneficiar a la ASADA de Buena Vista con información técnica de utilidad para la toma de sus decisiones futuras.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo general**

Evaluar la red de abastecimiento y el potencial hídrico del área de influencia de la ASADA de Buena Vista a fin de que se garantice un adecuado manejo a futuro de las aguas en la zona de estudio.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

- a.** Diagnosticar el funcionamiento actual de la red de agua potable de la ASADA de Buena Vista analizando la viabilidad de ampliación de su frontera de servicios.
- b.** Realizar un balance hídrico oferta demanda proyectado a 20 años de la red de agua potable determinando así, la capacidad real y futura del acueducto.
- c.** Efectuar una proyección del crecimiento poblacional a largo plazo para que se propongan medidas de mejoras a la condición actual del acueducto.
- d.** Determinar la oferta de agua subterránea con la finalidad de incorporarlo como una nueva variable de análisis dentro del potencial hídrico en la zona de influencia de la ASADA de Buena Vista
- e.** Determinar el potencial hídrico de la zona de influencia por medio de la metodología de transposición de caudales de precipitación-esorrentía, para el análisis de la sostenibilidad del sistema a 20 años.



## **1.5 Alcances y limitaciones**

### 1.5.1 Alcances

- Se generó información de línea base en torno a la hidráulica de la red de abastecimiento con el fin de conocer los diferentes componentes de los acueductos en estudio, es decir, para saber cómo está compuesto el sistema
- Se estimaron el potencial hídrico superficial y el subterráneo de la zona de influencia de la ASADA de Buena Vista situada en Liberia, Guanacaste, Costa Rica, con la finalidad de evaluar posibles recursos hídricos en la zona.
- Se hicieron recomendaciones según los resultados obtenidos del diagnóstico hidráulico que se realizó.

### 1.5.2 Limitaciones

- La ASADA de Buena Vista no cuenta con estudios base o información que permitan realizar estudios más específicos y certeros para así hacer recomendaciones más cercanas a la realidad.
- El levantamiento topográfico del sistema no se hizo con instrumentación que ofrezca datos calibrados, por lo que este estudio se tuvo que realizar con un modelo de elevación digital creado con curvas cada 10m, lo que aumenta la incertidumbre.
- En el área de influencia de la ASADA de Buena Vista la información para los análisis hidrológicos superficiales y subterráneos eran escasos, por lo cual se optó por realizar interpolaciones.

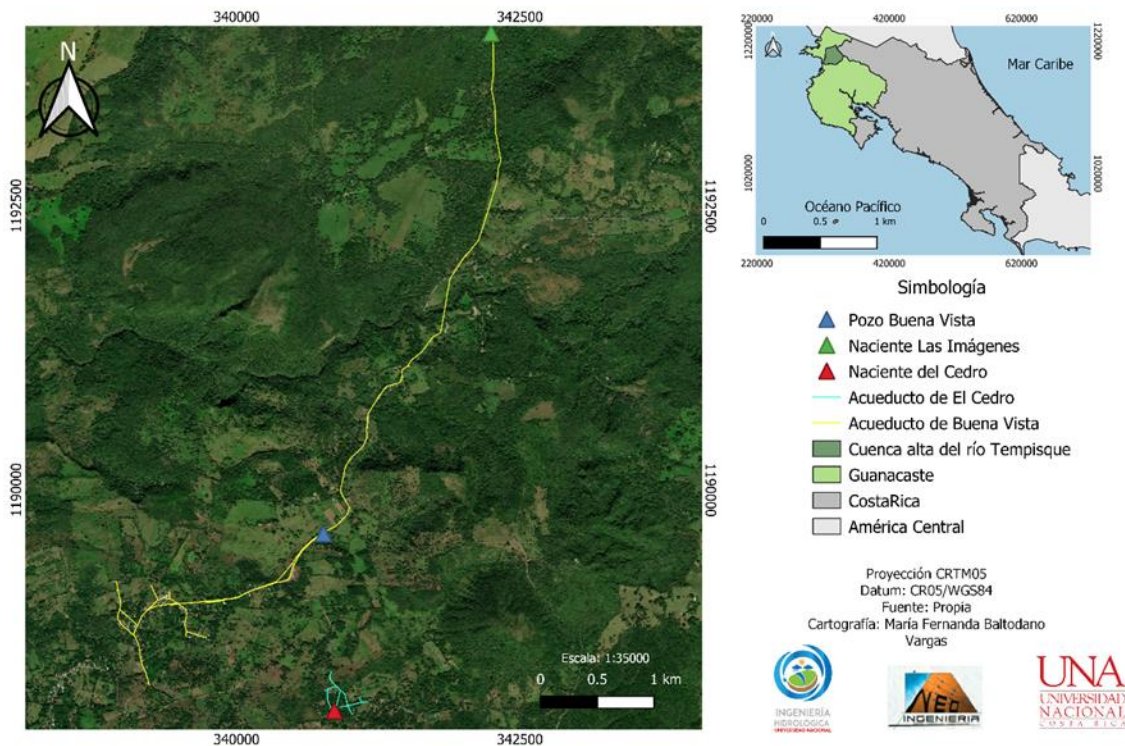
# **Capítulo II. Antecedentes**

La finalidad de desarrollar este capítulo es presentar una descripción del área de estudio y con ella los antecedentes de la ASADA objeto de estudio.

## 2.1 Descripción del área de estudio

El área de estudio comprende el área de influencia directa y el área de influencia indirecta con respecto a la ASADA de Buena Vista. El área de influencia directa está conformada por tres cuencas (Los Ahogados, Tizate e Irigaray). A su vez, el área de influencia indirecta corresponde a una parte de la cuenca alta del río Tempisque.

Con respecto al área de influencia directa, la comunidad de Buena Vista se encuentra en el distrito de Cañas Dulces del cantón Liberia, en la provincia de Guanacaste, como se puede observar en la figura 1:



**Figura 1.** Ubicación geográfica de la ASADA de Buena Vista.

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

Este distrito cuenta con los barrios Alcántaro, Buena Vista, Guayacán y Pochote. También con poblados que forman parte de este, que son: Brisas, Cedro, Congo, Cueva, Fortuna, Irigaray, Lilas, Pacayales, Panamacito, Pedregal, Pital, Pueblo Nuevo (Piedra, 2017). Buena Vista se localiza en la hoja cartográfica Curubandé, la cual corresponde a la escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional (IGN), entre las coordenadas 303 Longitud (W) - 375 Latitud (N).

El distrito de Cañas Dulces corresponde a 17% de extensión territorial con respecto al cantón de Liberia (Inder, 2014). Según el censo del 2011 del Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC) el

distrito de Cañas Dulces del cantón de Liberia consta de una población estimada en 3 357 habitantes, con una proyección para el 2025 de aproximadamente 4 250.

La región climática a la que pertenece el cantón de Liberia es la de la Región Pacífico Norte (PN), la cual pertenece al régimen de precipitación Pacífico, el cual se caracteriza por presentar dos periodos bien definidos, uno seco y otro lluvioso. Este cantón, específicamente, corresponde a la Subregión Central del Pacífico Norte (PN2) (Solano & Villalobos, 2000). El clima en Liberia presenta un periodo seco que se extiende de noviembre a mayo, mientras que el período lluvioso va desde finales de mayo hasta principios de noviembre, de los cuales los más lluviosos corresponden a septiembre y octubre (Inder, 2014). Las zonas de vida, según Holdridge, que presenta este cantón son el bosque húmedo premontano (bh-P), el bosque seco tropical (bs-T), el bosque húmedo tropical (bh-T) y el bosque muy húmedo tropical (bmh-T) (Inder, 2014).

## **2.2 Actividades socioeconómicas**

Veintitrés por ciento (23%) de la población de Cañas Dulces se dedica a la ganadería y agricultura; 11,5% se dedica al sector industrial y 65,4%, que es lo más predominante, se ubica en el sector terciario o de servicios (ASTEMUNI, 2016).

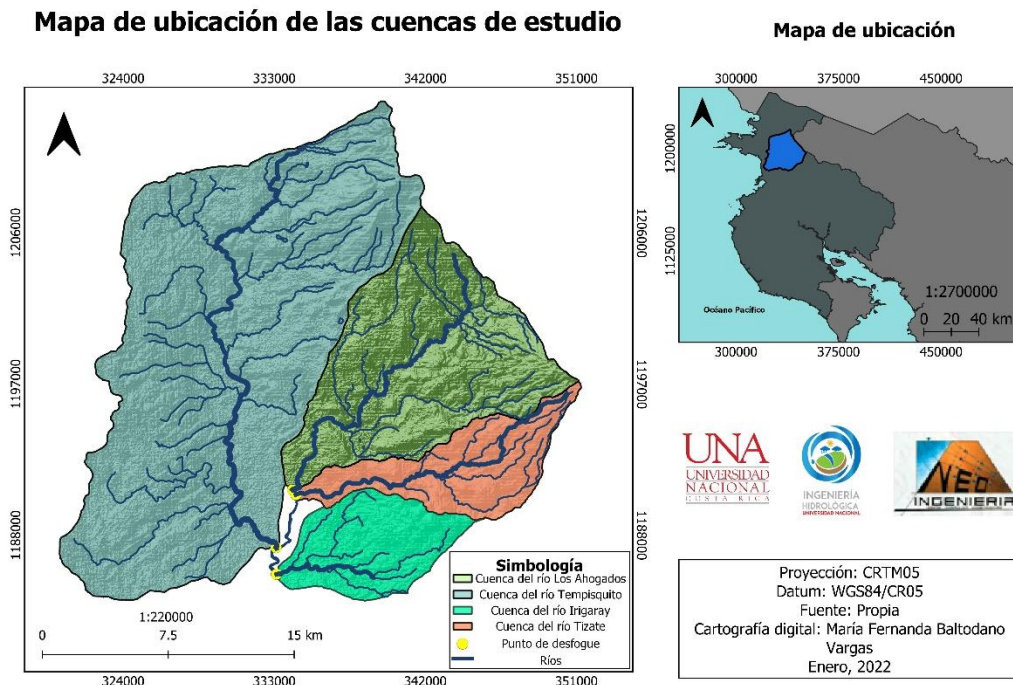
En el distrito de Cañas Dulces las principales actividades socioeconómicas son la agricultura de caña de azúcar, frijoles, maíz, chan, sandía, melón, y también se da la ganadería lechera y de engorde. A pesar de que en la zona se cuenta con limitadas oportunidades laborales, algunas personas han optado por actividades tales como el turismo, pues en la zona se encuentran tres hoteles (Hotel Buena Vista Lodge, Hotel Borinquen y Hotel Vandara), y otras personas se desempeñan en los proyectos geotérmicos del Instituto Nacional de Electricidad (ICE), Pailas 1 y 2, en Curubandé. Por otro lado, en este sector se encuentran otros negocios pequeños como pulperías, sodas, restaurantes que abren por temporadas; esto debido a la poca demanda ya que a este distrito los turistas lo consideran parte de una ruta que lleva al volcán Rincón de la Vieja, y es lo que marca la estacionalidad. (ASTEMUNI, 2016).

## **2.3 Hidrografía**

El cantón de Liberia consta de una definida red fluvial compuesta de los ríos Tempisque, Liberia, El Salto, Los Ahogados y Colorado, y las quebradas Grande y Piches, que son consideradas punto focal en cuanto a amenazas hidrometeorológicas (CNE, s.f.).

Las cuencas en estudio según el área de influencia son las fuentes de abastecimiento de esta ASADA y corresponden a la cuenca de los ríos Los Ahogados, Tizate e Irigaray; sin embargo, para efectos

de los análisis hidrológicos se delimitó una parte de la cuenca alta del río Tempisque, como se muestra en la figura 2.



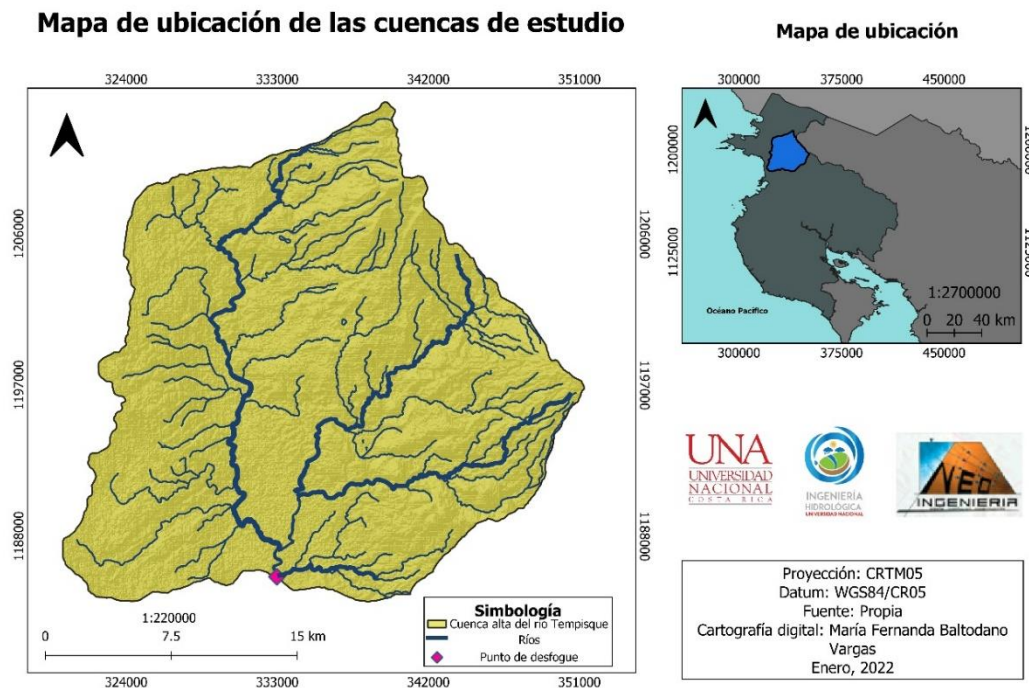
**Figura 2.** Ubicación geográfica de las cuencas de estudio.

**Fuente:** Elaboración propia, (2021).

Con respecto al área indirecta, la cuenca alta del río Tempisque se ubica en la Región Pacífico Norte de Costa Rica. Esta tiene un clima tropical seco que se caracteriza por temperaturas altas, debido a que esta zona se encuentra en la zona de convergencia intertropical y se ve influida por los vientos alisios provenientes del noreste y suroeste. Se establece una definida estación seca en la que la distribución de la lluvia varía según las elevaciones, es decir, que las áreas más altas son más húmedas (Maldonado *et al*, 1995; citado por Guzmán, *et al*, 2012). Por otro lado, esta cuenca cuenta con ocho zonas de vida basadas en el sistema de clasificación de Holdridge, de las cuales las más significativas son el Bosque Húmedo Premontano (45,7% del área), el Bosque Húmedo Tropical (12,5%) y el Bosque Húmedo Tropical Bosque Seco (24,2%). (Holdridge 1967, Bolaños & Watson, 1993; citados por Guzmán, *et al*, 2012).

La cuenca del río Tempisque tiene una precipitación promedio anual de 1 790 mm/año y se divide en zonas con fines agropecuarios, forestales o de protección ambiental, o sea, que sus actividades socioeconómicas principalmente se basan en el sector agropecuario, como la producción de arroz, caña de azúcar, melón; el sector ganadero y la constitución de 20 áreas silvestres protegidas en las que se encuentran

humedales de importancia internacional (RAMSAR) (Jiménez y González, 2001; citado por Rodríguez, 2001).



**Figura 3.** Ubicación geográfica de la parte alta de la cuenca del río Tempisque.

**Fuente:** Elaboración propia, (2021).

## 2.4 Antecedentes de la ASADA de Buena Vista

Buena Vista, en sus inicios se formó como un caserío en la parte este del distrito de Cañas Dulces, en el cual se localizaban algunas casas que pertenecían a fincas. El nombre de este barrio se debe a su elevada posición que permite un amplio panorama visual de una parte de la llanura del río Tempisque (Ramos, 2021).

Desde 1950 y años anteriores a este, Buena Vista se abastecía de una naciente cercana a las casas; sin embargo, puesto que esta se encontraba a menor altura, las personas debían trasladarse a ella para la captación del agua, y, además, lavaban la ropa allí mismo. Aunado a lo anterior esta naciente ya no daba abasto con el crecimiento poblacional habido y el acceso a ella por parte de las personas mayores se dificultaba, de modo que en 1950 la comunidad se organizó para buscar una nueva fuente y las personas de la comunidad le solicitaron al dueño de la hacienda Las Imágenes el suministro de agua, a lo que este respondió positivamente. Por consiguiente, los pobladores de Buena Vista se organizaron y procedieron a la construcción del acueducto. Desde ese año se formó un comité que se encargaba del funcionamiento del

acueducto, pero no es sino hasta en el 2005 cuando se constituyó como ASADA por acuerdo de asamblea (Ramos, 2021).



**Figura 4.** Pozo de la ASADA de Buena Vista.  
**Fuente:** Elaboración propia (2021).



**Figura 5.** Naciente ubicada en la Hacienda Las Imágenes  
**Fuente:** Elaboración propia (2021).

# Capítulo III. Marco teórico

En la siguiente sección se sintetizan conceptos de importancia que permiten vislumbrar el propósito de este proyecto. Esta sección se divide en dos fundamentos teóricos, el primero que corresponde a la parte de hidráulica y el segundo a la parte de hidrología.



## **3.1 Hidráulica**

### **3.1.1 ¿Qué es una ASADA?**

Las Asociaciones administradoras de los sistemas de acueductos y alcantarillados comunales (ASADAS) son organizaciones privadas que prestan un servicio público mediante la delegación del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados donde se designa para administrar, operar, desarrollar y dar mantenimiento a algún sistema de acueductos y alcantarillados (Vílchez *et al.*, 2012), en lugares en donde no se alcanza a prestar servicios de abastecimiento de agua potable y saneamiento por parte de entes como el AyA o las municipalidades, estas asociaciones están conformadas por personas de la comunidad que sean beneficiarios del servicio público que se les presta (Monge, Paz & Olivares, 2013)

### **3.1.2 Acueductos**

Según López (2003), todos los sistemas de abastecimiento de alguna comunidad, por más sencillo que sean, cuentan con los siguientes elementos: fuentes de abastecimiento, obras de captación, obras de conducción, mecanismos de tratamiento del agua, almacenamiento y su respectiva distribución, medios que se describen a continuación siguiendo la explicación de López (2003):

#### **3.1.3. Fuentes de abastecimiento**

Según López (2003), las fuentes de abastecimiento de agua pueden ser superficiales, tales como ríos, lagos, embalses o agua de lluvia, o ambos; o fuentes subterráneas superficiales o profunda. La elección de estas va a depender de factores como la ubicación, la calidad y la cantidad.

#### **3.1.4. Obras de captación**

Las obras de captación son estructuras civiles e hidráulicas que permiten que se tome el agua de una fuente de abastecimiento y se direccionen los demás elementos del sistema de acueducto (Vividea, 2018). El tipo de estructura que se utiliza para captar el agua va a de la mano con el tipo de fuente con la que se vaya a abastecer el sistema. Cuando lo que se va a utilizar es agua subterránea esta se capta por medio de pozos, mientras que cuando se trata de agua superficial se recurre a captaciones de agua o bocatomas (López, 2003).

#### **3.1.5. Tratamiento del agua**

En el presente ninguna agua en su estado natural es apta para consumo humano, sin previo tratamiento, ya que puede presentar contaminantes patógenos en su conducción, por lo que como tratamiento mínimo se procede a su cloración (López, 2003).

### 3.1.6. Almacenamiento

El caudal captado no siempre es constante al igual que ocurre con el caudal requerido por la comunidad. Debido a esto es preciso almacenar el agua en un tanque durante los periodos en los cuales se presenta una demanda menor que la del suministro, para que así se pueda aprovechar en los periodos de mayor demanda por parte de la comunidad (López, 2003).

### 3.1.7 Tanques de almacenamiento

Si la topografía del área de estudio cuenta con niveles apropiados los tanques pueden ser construidos sobre terreno, ya sea enterrados o semienterrados (Vividea, 2018). Sin embargo, si esto no fuera así también se puede seleccionar un tanque elevado (Bejarano, 2013). Según López, (2013), citado por Vividea (2018), los tanques cuentan con diferentes funciones, las cuales varían según la ubicación que se les asigne en el sistema, por ejemplo, como tanque de distribución, en el cual el agua llega primero a este que a los usuarios; y como tanque de compensación este se localiza en algún punto posterior a su ingreso en la red de distribución. Este tanque se llena de agua cuando no se presenta consumo, para que cuando el consumo sea mayor a la producción se logre satisfacer la demanda.

Conforme con lo estipulado por el AyA, (2017), en la Norma técnica se toman en cuenta tres volúmenes:

Volumen de regulación del consumo ( $m^3$ ): *“Es el requerido para compensar las fluctuaciones horarias del consumo. Será determinado para cada caso en particular, utilizando curvas de consumo reales. En caso de no disponer la información anterior, y si el caudal que alimenta el tanque es constante e igual al caudal promedio requerido por la zona abastecida por el depósito, este volumen será el 14% del volumen”*

$$Vol_{Reg} = (Q_{PD} \times 86400) \times 14\% \text{ Ecuación 1}$$

En donde,

$Vol_{Reg}$  = Volumen de regulación del consumo

$Q_{PD}$  = Caudal promedio diario

- Volumen de reserva para incendios ( $m^3$ ). Este volumen se refiere a la cantidad de agua que se necesita para suministrar los flujos necesarios para combatir los incendios según su respectiva duración. Esto se estima según lo que indica la Ley de Hidrantes N° 8641. Con respecto al volumen de reserva y según el número de habitantes se presenta la siguiente tabla:

**Tabla 1.** Volumen de almacenamiento

Tamaño de la población (habitantes) (L/s)	Caudal de incendio (L/s)	Duración del incendio (horas)	Volumen del almacenamiento (m <sup>3</sup> )
5000 a 15000	8	3	90
15000 a 30000	16	3	170
30000 a 60000	24	3	260
60000 a 120000	40	4	580
120000 a 200000	48	4	690
200000 a 300000	64	4	920

Fuente: AyA, (2001).

Nota: En poblaciones menores de 5 000 habitantes el volumen de incendio no será considerado; por lo tanto, se acepta que el incendio sea atendido según el volumen de regulación.

- Volumen de reserva por interrupciones (m<sup>3</sup>). Como mínimo, este volumen será el correspondiente a cuatro horas del caudal promedio diario:

$$Vol_{Res} = Q_{prom} \times (3600 \times 4h) \text{ Ecuación 2}$$

En donde,

$Q_{prom}$  = Caudal Promedio Diario

$Vol_{Res}$  = Volumen de reserva por interrupciones.

- Volumen total de almacenamiento (m<sup>3</sup>). Este volumen es el equivalente a la sumatoria de todos los volúmenes anteriores.

$$Vol_{Total} = Vol_{Reg} + Vol_{Contra Incendios} + Vol_{Res} \text{ Ecuación 3}$$

En donde,

$Vol_{Total}$  = Volumen total de almacenamiento

$Vol_{Reg}$  = Volumen de regulación

$Vol_{Contra\ Incendios}$  = Volumen contra incendios

$Vol_{Res}$  = Volumen de reserva

### 3.1.8 Tuberías de distribución

Como plantea López (2003), la distribución del agua para una comunidad varía desde la forma más simple; por ejemplo, un suministro único por medio de una pileta de agua, hasta la forma más compleja a través de una serie de tuberías o redes que distribuyen el recurso hídrico entre los usuarios.

### 3.1.9. Modelación hidráulica en WaterGEMS

Desde el punto de vista epistemológico, cuando se habla de un modelo es para referirse a una representación de la realidad, que usualmente va de la mano con teorías o supuestos teóricos (Carvajal, 2002). El modelaje hidráulico de redes de abastecimiento de agua potable logra una simulación del comportamiento de estas en el transcurso del día (Bejarano, 2013).

En el presente proyecto eso se va a realizar por medio del programa informático WaterGEMS, que permite una visualización del comportamiento de las estructuras ante las distintas estrategias de operación que sean implementadas (Salazar, 2017). Dicho programa permite el análisis hidráulico de las redes de abastecimiento y determina presiones en diferentes puntos del respectivo sistema, y también los caudales, las velocidades y las pérdidas de agua en las líneas de la red (Bejarano, 2013). Son diferentes herramientas que permiten la realización de diseños que aseguren el suministro de agua constante desde el momento de la apertura hasta el final de su periodo de diseño (Salazar, 2017).

Se pueden realizar simulaciones de estado estacionario (SEE) y de periodo extendido (SPE). El primero se realiza con la finalidad de visualizar una fase del sistema que se mantiene estático en el tiempo, cuando el nivel de agua en los tanques de almacenamiento no cambia y las bombas y demandas hidráulicas mantienen un funcionamiento constante; mientras que la simulación de periodo extendido (SPE) permite un análisis del sistema dinámico tridimensional durante un periodo, con lo que se logra una visualización del comportamiento de las distintas estructuras, por ejemplo ciclos de llenado y drenaje de los tanques de almacenamiento, y el comportamiento de las bombas en relación con el cambio del sistema (Salazar, 2017).

Algunos parámetros importantes de tomar en cuenta en el modelaje hidráulico son:

### 3.1.9.1 Pérdidas por fricción:

Las pérdidas por fricción se refieren a la energía que se pierde producto del roce del fluido con respecto a las paredes de una tubería. Esto va en dirección al flujo y en tramos largos puede resultar considerable, mientras que en tramos cortos puede llegar a ser despreciable (Ordoñez & Quisnancela, 2013). Estas pérdidas pueden ser calculadas mediante ecuaciones, algunas de las cuales son:

- Ecuación de Darcy-Weisbach

$$h_f = f \times \frac{L}{D_i} \times \frac{v^2}{2g} \text{ Ecuación 4}$$

En donde,

$h_f$ =Pérdidas por fricción (m)

$f$ =Coeficiente de fricción del tramo.

$L$ =Longitud del tramo (m).

$D_i$ =Diámetro interno de la tubería o diámetro hidráulico en ductos (m)

$v$ =Velocidad media del flujo (m/s)

$g$ =Aceleración de la gravedad (9.806 m/s<sup>2</sup>).

- Ecuación de Hazen-Williams

$$H_f = \frac{10.67 \times L \times Q^{1.852}}{C^{1.852} \times D_i^{4.87}} \text{ Ecuación 5}$$

En donde,

$H_f$ = Perdidas por fricción (mca/km)

$L$ = Longitud de los tramos (m)

$Q$ = Caudal de trasiego en la tubería (m<sup>3</sup>/s)

$C$ = Coeficiente del material (adimensional)

$D_i$ = Diámetro interno de la tubería (m)

### 3.1.9.2 Golpe de ariete

Este hace alusión a la sobrepresión que se presenta en una tubería por gravedad producto de las rápidas fluctuaciones de un fluido, lo que provoca una variación en la presión, ya sea por debajo o por encima de la presión con la que se esté operando. También afecta la velocidad del flujo y produce cambios bruscos (Ortiz, 2006).

$$\text{Golpe de ariete} = \frac{c \times V}{g} \quad \text{Ecuación 6}$$

En donde,

$V$  = Velocidad (m/s)

$g$  = Constante de gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$c$  = Celeridad

### 3.1.10. Dotaciones

La dotación neta es cantidad mínima de agua que se requiere para llenar las necesidades de agua de los abonados, las cuales dependen de la proyección que se realice con respecto a la demanda de agua y sin tener en cuenta las pérdidas que presente el sistema (Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, 2014). La dotación bruta corresponde a la cantidad de agua que requieren los abonados para satisfacer sus necesidades. En este caso se toman en cuenta dos variables, la dotación neta y el índice de agua no contabilizada (ANC). (Castillo, 2009).

Según manifiesta el AyA, (2017) en su Norma Técnica, cuando no se cuente con dotaciones brutas (patrones de consumos y demandas de la localidad en estudio, según datos reales), las demandas de la zona de estudio se podrán calcular según los valores mínimos que se presentan a continuación:

- Poblaciones rurales: 200 l/p/d; en caso de zonas rurales costeras se aplicará la dotación establecida para “Población costera”
- Poblaciones urbanas: 300 l/p/d
- Poblaciones costeras: 375 l/p/d
- Área metropolitana: 375 l/p/d

### 3.1.11 Caudales de diseño

Según López (2003), para la realización de diseños de estructuras en los acueductos se debe calcular adecuadamente el caudal tomando en cuenta las necesidades de la población beneficiaria, así como los costos de construcción. Según Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2014), los caudales requeridos para diseño se presentan como a continuación, junto a su respectiva fórmula:

- Caudal promedio (L/s). Corresponde al caudal que se calcula con respecto a la población que se proyecta según la dotación bruta. Dicho caudal equivale al promedio de consumos diarios en el periodo correspondiente a un año. Esto según la siguiente ecuación:

$$Q_{PD} = \frac{\text{Consumo}(\text{hab}) \times \text{Dotación (L/hab/día)}}{86400} \quad \text{Ecuación 7}$$

- Caudal máximo diario (L/s). Se refiere al consumo máximo que se registra en 24 horas en un año, en que el caudal promedio es multiplicado por el factor máximo diario.

$$Q_{MD} = FMD \times Q_{PD} \text{ Ecuación 8}$$

En donde,

FMD= Factor máximo diario

$Q_{PD}$ = Caudal promedio diario

- Caudal máximo horario (L/s). Es el caudal referente al consumo máximo que se registra en una hora en un año, el cual se calcula multiplicando el factor máximo horario con el caudal promedio:

$$Q_{MH} = FMH \times Q_{PD} \text{ Ecuación 9}$$

En donde,

FMH= Factor máximo horario

$Q_{PD}$ = Caudal promedio diario

### 3.1.12. Factores de demanda máxima.

A la hora del cálculo de los respectivos caudales para diseño de estructuras hidráulicas en un acueducto es necesaria la aplicación de factores. Según lo estipula la Norma técnica del AyA son los siguientes:

Factor máximo diario (FMD)= 1.2

Factor mínimo horario (FMH)= 1.8

### 3.1.13. Proyección poblacional

La proyección poblacional permite estimar la población futura de una zona de estudio, para así determinar si la cantidad de agua que presentan las fuentes va a dar abasto en el futuro, así como la infraestructura del sistema de acueducto (Bejarano, 2013; citado por Vividea, 2018). Los censos poblacionales son la base de las proyecciones futuras. En Costa Rica el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC) es la institución encargada de realizarlos. El último que se realizó fue en el 2011.

Se cuenta con distintas metodologías para la estimación del crecimiento poblacional, pero para el análisis del crecimiento de una zona específica más frecuentemente se utilizan tres métodos: método aritmético, método geométrico y método logarítmico (Bejarano, 2013). Dichas metodologías se presentan según lo estipulado por López, (2003):

- Método aritmético o de crecimiento lineal. Es un método teórico el cual establece que el crecimiento es lineal si el aumento poblacional es constante y no depende del tamaño de ella. Esto se representa matemáticamente en la siguiente ecuación:

$$P_f = P_{uc} + K_a(T_f - T_{uc}) \text{ Ecuación 10}$$

$$K_a = (P_{uc} - P_{ci}) / (T_{uc} - T_{ci}) \text{ Ecuación 11}$$

En donde,

$P_f$ = Población correspondiente al año  $T_f$ , posterior al último censo.

$P_{uc}$ = Población referente al año  $T_{uc}$ , del último censo.

$P_{ci}$ = Población del año  $T_{ci}$ , anterior al último censo o del censo inicial

$K_a$ = Razón de crecimiento.

- Método geométrico. Este método plantea que si el crecimiento es geométrico, si el incremento de la población es proporcional al tamaño de ella, esto se presenta en la siguiente ecuación:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \text{ Ecuación 12}$$

En que  $r$  es equivalente a la tasa de crecimiento por año y puede ser calculada mediante la siguiente ecuación:

$$\ln(1 + r) = \frac{\ln\left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)}{T_{uc} - T_{ci}} \text{ Ecuación 13}$$

En donde,

$P_f$ = Población correspondiente al año  $T_f$ , posterior al último censo.

$P_{uc}$ = Población referente al año  $T_{uc}$ , del último censo.

$P_{ci}$ = Población del año  $T_{ci}$ , anterior al último censo o del censo inicial



- Método logarítmico. Dicho método establece un crecimiento exponencial en el que la población es estimada según se muestra en la siguiente fórmula:

$$\frac{dP}{dT} = KP \text{ Ecuación 14}$$

En donde,

$\frac{dP}{dT}$  = Derivada de la población con respecto al tiempo

$K$  = Porcentaje de aumento poblacional

Si se integra la ecuación 13 entre dos periodos y se simplifica, se obtienen las siguientes fórmulas:

$$\ln (P_f) = \ln (P_{ci}) + K(T_f - T_{ci}) \text{ Ecuación 15}$$

$$K = \frac{\ln(P_{cp}) - \ln(P_{ca})}{T_{cp} - T_{ca}} \text{ Ecuación 16}$$

En que los subíndices,

$cp$  = Censo posterior

$ca$  = Censo anterior.

Si se eliminan los logaritmos naturales a la ecuación 12 se obtiene la siguiente ecuación:

$$P_f = P_{ci} e^{K(T_f - T_{ci})} \text{ Ecuación 17}$$

#### 3.1.14. Balance hídrico de oferta-demanda

La cuantificación de la oferta y la demanda del recurso hídrico en una determinada región es de suma importancia. La oferta es primordial para tener conocimiento de la disponibilidad del agua existente en las diferentes formas en las que el ciclo hidrológico se manifiesta, llámese agua superficial o subterránea. Por otro lado, la demanda hace referencia a los principales usuarios del recurso hídrico, como los sectores doméstico, agrícola, industrial, pecuario y de servicios (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010). Existen distintos tipos de enfoques para estimar oferta y demanda, tal es el caso de:

- Balance hídrico de cuencas

Según Díaz & Alarcón (2018) permite conocer las características de la cuenca al aplicar el principio de conservación de la masa (ecuación de continuidad), en el que se relacionan las entradas de la cuenca con respecto a las salidas y al cambio en el almacenamiento. Esto se puede observar en la siguiente ecuación:

$$P = ES + ETR + I \quad \text{Ecuación 18}$$

En que,

$P$  = Precipitación.

$ES$  = Escorrentía superficial.

$ETR$  = Evapotranspiración.

$I$  = Infiltración

- Balance hídrico de acueducto (L/s)

Según el AyA (2019) un balance de aguas en un acueducto se lleva a cabo con la finalidad de comparar la producción de las fuentes al restar este dato a los usuarios. Lo anterior se representa en la siguiente ecuación:

$$\text{Balance} = \text{Producción de fuentes} - Q_{MD} \quad \text{Ecuación 19}$$

## 3.2 Hidrología

### 3.2.1 Delimitación de una cuenca

Hidrológicamente, el concepto corresponde a un área que es delimitada por una divisoria topográfica la cual capta todas las aguas caídas por precipitación y drena esta por escorrentía hacia un mismo punto (cauce principal). (Cotler *et al*, 2007). La diferencia entre cuenca hidrográfica e hidrológica es que esta última toma en cuenta, además del agua superficial, el agua subterránea (acuíferos).

Si se analiza el concepto de cuenca en el nivel territorial este permite que se cuantifique la oferta del recurso hídrico que se produce en este producto de los procesos del ciclo hidrológico. Lo anterior es posible debido a las cualidades que presenta como unidad hidrológica y medio colector, almacenador e integrador de procesos, tanto naturales como antropogénicos que se presentan en la cuenca (Global Water Partnership, 2011).

La delimitación de cuencas hidrográficas es crucial para los análisis territoriales debido a que estas son esenciales para la planificación y el manejo de los recursos naturales (Garay & Gabriel, 2018). Para la delimitación de estas se realiza una demarcación de las áreas de drenaje superficial en la que el agua pluvial discurre sobre estas y son drenadas hacia un mismo punto (Cotler, *et al*, 2007).

- Parámetros de forma

Área Total de la Cuenca: Es el área total geográficamente donde las precipitaciones escurren hacia un cauce principal. El área comprende desde donde nace la cuenca hasta donde desemboca o se encuentra el punto de control de esta (Dourojeanni, & Oberti, 1978).

Perímetro: Es el borde de la forma de la cuenca en un plano horizontal, este tiene una forma muy irregular y se obtiene posterior a la delimitación de la cuenca (Villón, 2004)

Tiempo de conservación: Este se refiere al tiempo que dura una gota de agua desde donde nace la cuenca hasta la desembocadura o punto de control de esta, este va a depender del tamaño y forma de la cuenca (Chow et al., 1994; Gaspari et al., 2009; López Cadenas de Llano & Mintegui Aguirre, 1987; citado por Dourojeanni, & Oberti, 1978)

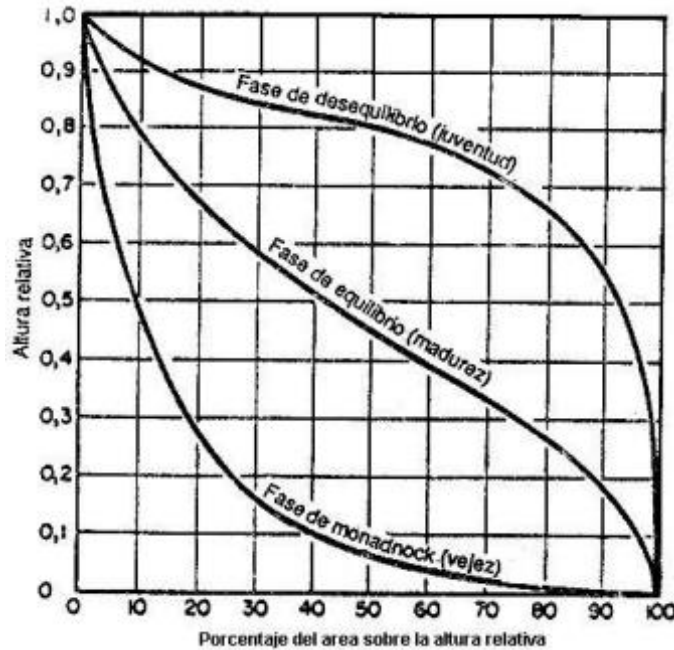
- Parámetros de relieve

Altitud media de la cuenca (H): Se define como la elevación promedio dependiendo de la ubicación del punto de aforo de la cuenca, es decir que la variación altitudinal de la cuenca está directamente relacionada con la distribución de la precipitación. Esto constituye un criterio importante en la variación del escurrimiento del del territorio de la cuenca, que influye en sus zonas climatológicas y ecológicas (Ibáñez, et al., 2011). Consiste en determinar la cota que divide la cuenca en dos zonas de una misma área, la elevación correspondiente a un 50% del área total (Consorcio Pomca Quindío, 2018).

Curva hipsométrica: Esta curva muestra la variación del escurrimiento de un territorio. Para elaborar esta curva es importante tomar en cuenta los datos de elevación debido a que la altitud se relaciona con el comportamiento de la precipitación y la temperatura. La curva hipsométrica caracteriza la relación entre la altitud de la cuenca en un plano y su área. Existe la posibilidad de convertir la curva en un gráfico adimensional que es útil para estudios de similitud entre cuencas, por otro lado, también se relacionan con las edades de los ríos (Consorcio Pomca Quindío, 2018).

Donde según Schumn (1977); Silva (1999); citado por Guerra & González (2002)., considera tres zonas referentes a la dinámica de los sedimentos en una cuenca:

- 1.-Zona donde predomina la producción de sedimentos y aguas.
- 2.- Zona donde predomina el transporte de ambos.
- 3.- Zona caracterizada por la deposición de sedimentos.



**Figura 6.** Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión, según STRAHLER

**Fuente:** Gaspari, et al. (2012).

Coeficiente de compacidad (Kc): Es la relación entre el perímetro y el perímetro de un círculo teórico área de la cuenca, donde entre más cercano sea Kc a 1 la cuenca se asimilará a una forma circular y con ello mayores afectaciones por avenidas (Gravelius, 1914; Horton, 1932; Jardí, 1985; citado por Camino, *et al.*, 2018).

$$Kc = 0.282xP/\sqrt{A} \text{ Ecuación 20}$$

En donde,

P: Perímetro (m)

A: Área (m<sup>2</sup>)

**Tabla 2.** Clasificación del Índice de Compacidad de Gravelius.

Kc	Clasificación
1 a 1,25	Casi redonda a oval redonda
1,25 a 1,5	Oval redonda a oval-oblonga
1,5 a 1,75	Oval oblonga a rectangular oblonga
> 1,75	Rectangular

**Fuente:** Gaspari, et al. (2012).

Índice de forma (IF): Se refiere a la relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud axial, donde si la cuenca resulta con un IF cercano a 1 significa la cuenca será redondeada, por otro lado, si el IF es muy bajo significa que la cuenca es alargada y por tanto está presentará una menor probabilidad de recibir precipitaciones intensas y simultáneas en toda la cuenca (Jardí, 1985; López, 1998 y Senisterra, et al., 2013; Henao, 1988; citado por Camino, et al., 2018).

$$IF = Ap/La \text{ Ecuación 21}$$

En donde,

Ap: Ancho medio

La: Longitud axial

### 3.2.2. Completación de datos hidrometeorológicos

Son los datos de los aportes fundamentales para los estudios hidrológicos; esto con base en su tratamiento e interpretación; sin embargo, es frecuente que en los registros se presente un faltante en los datos, tal es el caso de los datos de precipitaciones, en los cuales esto puede surgir debido a fallas en la estación meteorológica o debido a que el operador no tomó los datos ese día (Aparicio, 1992). Para ello existen distintas metodologías que permiten la completación de los datos en torno a su disponibilidad. Algunas de ellas son:

- Regresión lineal. Por medio de una regresión y correlación lineal se pueden completar datos faltantes. En este caso se debe contar con una estación que presente información consistente y otra que presente una faltante de datos (Luna & Lavado, 2015).

$$y = a + bx \text{ (Ecuación 22)}$$

En donde,

y= Precipitación estimada

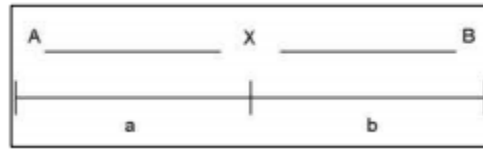
x= Precipitación de la estación completa

a y b= Constantes de regresión lineal.

Cabe recalcar que el coeficiente de correlación (R) para que se considere aceptable debe encontrarse entre  $-0.8 \leq R \leq 0.8$  y cuanto más cerca se encuentren las estaciones mejor será este coeficiente (UNESCO-ROSTLAC, 1982; Pizarro *et al*, 1993; 2009; citado por Luna & Lavado, 2015).

- Razones de distancias. Este método se enfoca en zonas planas y datos menores de un año. Se necesitan dos estaciones (A y B) que presenten un registro completo y una estación con datos

incompletos (X). Las estaciones deben presentar una disposición espacial como la de la figura 7 (Luna & Lavado, 2015)



**Figura 7.** Disposición espacial para la completación por razones de distancia.

**Fuente:** Pizarro et al, 1993; 2009; citado por Luna & Lavado, 2015

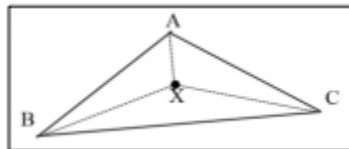
$$PX = PA + a \times \frac{(PB-PA)}{(a+b)} \text{ Ecuación 23}$$

En donde,

$PX, PA$  y  $PB$ = Son las precipitaciones de las estaciones  $X, A$  y  $B$

$a$  y  $b$ = Distancia con respecto a  $X$

- Promedios vecinales. Este método se usa en zonas planas no montañosas. Se toman en cuenta tres estaciones con información completa ( $A, B$  y  $C$ ). La estación que presenta un faltante de datos debe localizarse en el centro de las estaciones  $A, B$  y  $C$ . La disposición espacial de esta metodología se muestra en la figura 8 (Luna & Lavado, 2015)



**Figura 8.** Disposición espacial para la completación por razones de distancia.

**Fuente:** Pizarro *et al*, 1993, 2009; citado por Luna & Lavado, 2015

$$PX = \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{n} \text{ Ecuación 24}$$

En donde,

$P_i$ = Precipitación de las estaciones  $A, B$  y  $C$

$n$ = número de estaciones.

### 3.2.4. Precipitación media de la cuenca

Esta corresponde al volumen total que se produce como resultado de la precipitación en una cuenca. Para ello se requiere la obtención de la altura de precipitación promedio sobre su área (Legarda & Viveros, 1996).

Para el cálculo de la precipitación media de la cuenca existen distintas metodologías. Entre las más comunes se encuentran la media aritmética, isoyetas y polígonos de Thiessen.

- **Polígonos de Thiessen.** Esta metodología permite apreciar la influencia de las estaciones según el área de estudio por medio de la creación de polígonos, lo que permite que su distribución sea más cercana a la realidad del comportamiento de las precipitaciones (Germano; Augusto y Moni 2017; citados por Barquero, 2019), esto por medio de la siguiente ecuación:

$$\bar{P} = \frac{1}{A} \sum_j A_j P_j \quad \text{Ecuación 25}$$

En donde:

$A$  = Área total de la cuenca.

$A_j$  = Área de influencia de la estación.

$P_j$  = Precipitación registrada por estación.

- **Media aritmética.** Esta metodología es la más sencilla y presenta mejores resultados en lugares planos, en donde las estaciones se encuentren uniformemente distribuidas. Dicha metodología estima la precipitación media de la cuenca por medio del cálculo del promedio de las lluvias en un área (Legarda & Viveros, 1996).
- **Metodología de Isoyetas.** Esta consta de la creación de líneas o isovalores, en las que se establece la altura de la lluvia en el área de pertinencia. Posteriormente se calcula el área entre cada dos isoyetas para así lograr el cálculo de la precipitación media de la cuenca (Bateman, 2007), según la fórmula que se muestra a continuación:

$$\bar{P} = \frac{1}{A} \sum_j \bar{P}_j A_j \quad \text{Ecuación 26}$$

En donde,

$A$  = Área total de la cuenca.

$A_j$  = Área de influencia de la estación.

$P_j$  = Promedio de la precipitación entre dos isoyetas.

### 3.2.3. Análisis de consistencia

Debido a los distintos cambios que se pueden presentar en las estaciones meteorológicas, como cambio en la ubicación o la exposición de ellos puede generar un cambio en el volumen captado, por lo que a la hora de trabajar con registros históricos se podría trabajar con datos inconsistentes. Debido a lo anterior es necesarios realizar un análisis de consistencia (Chereque, 1989).

Según establece Mejía (2001) para llevarlo a cabo se deben seguir los siguientes procesos

- Identificación del Salto

Para ambos periodos por medio de un análisis estadístico o un proceso de inferencia para las medias y desviación estándar, mediante las pruebas T y F a proporción.

$$\bar{X}_1 = \frac{1}{n_1} \sum_{i=1}^n X_i \quad ; \quad S_1 = \left[ \frac{1}{n_1-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_1)^2 \right]^{1/2} \quad \text{Ecuación 27; 28}$$

$$\bar{X}_2 = \frac{1}{n_2} \sum_{i=1}^n X_i \quad ; \quad S_2 = \left[ \frac{1}{n_2-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X}_2)^2 \right]^{1/2} \quad \text{Ecuación 29; 30}$$

En donde,

$X_i$  = Información de análisis

$\bar{X}_1, \bar{X}_2$  = Medias del período 1 y 2 respectivamente

$S_1, S_2$  = Desviación estándar del período 1 y 2 respectivamente

$n_1, n_2$  = Tamaño del período 1 y 2 respectivamente

$n$  = Tamaño de muestra =  $n_1 + n_2$

#### a) Consistencia en la Media (Prueba de medias)

$H. p.:$   $\mu_1 = \mu_2$  (**Media poblacional**)

$H. a.:$   $\mu_1 \neq \mu_2$

$\alpha = 0.05$

❖ *Cálculo de desviaciones estándar de promedios y ponderada*

$$S_d = S_p \left( \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Ecuación 31}$$



$$S_p = \left[ \frac{(n_1-1)S_1^2 + (n_2-1)S_2^2}{n_1+n_2-2} \right]^{1/2} \quad \text{Ecuación 32}$$

En donde,

$S_d$  = desviación estándar de los promedios

$S_p$  = desviación estándar ponderada

❖ *Realización de la prueba "T"*

$$T_c = \frac{(\bar{X}_1 - \bar{X}_2) - (\mu_1 - \mu_2)}{S_d} \quad \text{Ecuación 33}$$

En donde,

$\mu_1 - \mu_2 = 0$  (Por hipótesis);  $T_c$  es el estadístico T calculado.

El Valor  $T_t$  (tabular) se calcula con:  $\alpha=0.05$  y G.L. =  $n_1 + n_2 - 2$

Conclusión

Si  $|T_c| < T_t(95\%)$      $\bar{X}_1 = \bar{X}_2$  (estadísticamente)

Si  $|T_c| > T_t(95\%)$      $\bar{X}_1 \neq \bar{X}_2$  (estadísticamente)

b) Consistencia en la Desviación Estándar (Prueba de variancias)

Se realiza el cálculo de las variancias de ambos períodos  $S_1^2$  y  $S_2^2$

❖ *Prueba estadística "F"*

$$H_p: \sigma_1^2 = \sigma_2^2$$

$$H_a: \sigma_1^2 \neq \sigma_2^2$$

$$\alpha = 0.05$$

❖ *Cálculo de "F<sub>c</sub>"*

$$F_c = \frac{S_1^2/\sigma_1^2}{S_2^2/\sigma_2^2} = \frac{S_1^2}{S_2^2} \quad \text{Si } S_1^2 > S_2^2 \quad \text{Ecuación 34}$$

$$F_c = \frac{S_2^2}{S_1^2} \quad \text{Si } S_2^2 > S_1^2 \quad \text{Ecuación 35}$$

Se debe hallar el valor de  $F_t$  en las tablas con:

$$\alpha = 0.05$$

G.L.N =  $n_1 - 1$  (grados de libertad del numerador)

G.L.D. =  $N_2 - 1$  (grados de libertad del denominador)

$F_c$  = valor de F calculado

$F_t$  = valor de F tabular

❖ Criterios de decisión

$$\text{Si } F_c < F_t \text{ (95\%)} \quad S_1 = S_2 \text{ (Estadísticamente)}$$

$$\text{Si } F_c > F_t \text{ (95\%)} \quad S_1 \neq S_2$$

- Corrección de la información

Aunque los años de registro de una estación en operación en su estado inicial sean mayores a los de la actualidad, es recomendable corregir los datos del primer periodo para no alterar los datos más recientes. La primera parte del proceso es el cálculo de las medias, la selección de valores máximos y mínimos observados, el cálculo de la desviación estándar y el coeficiente de variación, tanto para valores diarios, mensuales o anuales, posteriormente a esto es posible realizar el análisis estadístico. Por ende, en las ocasiones que la media y la desviación estándar sean iguales estadísticamente a la información original no se corrige por ser consistente con 95% de probabilidades (Mejía, 2001).

Para corregir el primer periodo:  $X'_t = \left[ \frac{X_t - \bar{X}_1}{S_1} \right] S_2 + \bar{X}_2$  **Ecuación 36**

Para corregir el segundo periodo:  $X'_t = \left[ \frac{X_t - \bar{X}_2}{S_2} \right] S_1 + \bar{X}_1$  **Ecuación 37**

En ambos casos:

$X'_t$  = valor corregido de la información

$X_t$  = valor a ser corregido

### 3.2.5. Relación agua subterránea-agua superficial

Normalmente cuando se hace alusión a aguas subterráneas y aguas superficiales se enfocan de manera separada, especialmente cuando se habla de la gestión de ellas, como si no estuviesen relacionadas. Sin embargo, conforme aumenta el desarrollo de la tierra y de los distintos recursos naturales es inaudible que el desarrollo de cualquiera de estos se va a alterar, ya sea la calidad o la cantidad del otro; lo que demuestra que se encuentran interrelacionados. Tal es el caso de que muchas veces los cuerpos de agua superficiales obtienen agua y solutos de los sistemas de aguas subterráneas. También en otros casos el agua superficial se comporta como una fuente de recarga para el agua subterránea. Estas relaciones explicarían

situaciones en las que el resultado, por ejemplo, de la extracción de agua de arroyos, produzca un agotamiento de agua subterránea. También se puede presentar el caso contrario, en el que si se bombea el agua subterránea esto puede hacer que se agote el agua en los cuerpos de agua superficiales (Winter, *et al.*, 1998).

### 3.2.6. Agua subterránea

El agua subterránea representa una porción significativa de la masa de agua dulce de la Tierra y se almacena en acuíferos que se encuentran debajo de la superficie de la Tierra. El volumen de agua que ingresa al acuífero en un determinado período de tiempo se denomina recarga; Esto es normal cuando se debe a la entrada de precipitaciones o agua corriente. El acuífero también se puede recargar artificialmente. La cantidad de agua presente en un acuífero en un período determinado es el recurso de agua subterránea, y la cantidad de agua presente en un acuífero en un momento determinado es la reserva de agua subterránea (Centro de Formación de la Cooperación Española en La Antigua Guatemala, 2017).

Existen diferentes tipos de acuíferos que según Ordoñez, (2011) se definen como:

Acuíferos libres: Son aquellos en los que el nivel de agua se encuentra por debajo del techo de la formación permeable. Liberan agua por desaturación, es decir, el agua que ceden es la procedente del drenaje de sus poros.

Acuíferos confinados: Son aquellos cubiertos por una capa impermeable confinante. El nivel de agua en los acuíferos cautivos está por encima del techo de la formación acuífera. El agua que ceden procede de la expansión del agua y de la descompresión de la estructura permeable vertical, cuando se produce la depresión en el acuífero. También se les denomina acuíferos cautivos.

Acuíferos semiconfinados: Se pueden considerar un caso particular de los acuíferos cautivos, en los que muro, techo o ambos no son totalmente impermeables, sino que permiten una circulación vertical del agua.

A continuación, se presentan algunos conceptos importantes parte subterránea de este trabajo, esto según lo que menciona Pérez, (2016):

- Nivel estático (NE): corresponde al nivel de la lámina de agua que se presenta en el interior de un pozo cuando no se esté bombeando.
- Nivel dinámico (ND): se refiere a la distancia que se presenta desde la boca del pozo hasta el nivel del agua cuando se está bombeando.
- Abatimiento (s): es el descenso del nivel del agua cuando se bombea o cuando el pozo fluye con naturalidad, y es calculado mediante la resta entre el nivel dinámico y el estático

- Coeficiente de almacenamiento (S): Se refiere al volumen de agua almacenada en un acuífero que puede extraerse, con un descenso unitario de la carga hidráulica, este coeficiente es adimensional y requiere de la porosidad efectiva.

### 3.2.6.1. Cálculo de Reservas

Las reservas se estiman mediante el cálculo del volumen del agua del acuífero que se puede liberar, la cual comprende el substrato impermeable y la superficie piezométrica, en este caso “*se determina el volumen de la roca almacén y se multiplica por la porosidad efectiva en el caso de acuíferos libres, o por el coeficiente de almacenamiento en el caso de acuíferos confinados*” (Pérez, 1995; citado por Rafael, 2008).

$$W_T = V_T \times P_E = |\sum(A \cdot H_m)_T| \cdot P_E \quad \text{Ecuación 38}$$

En donde,

$W_T$  = Reservas totales

$V_T$  = Volumen total

$P_E$  = Porosidad efectiva

### 3.2.7. Potencial hídrico

El potencial hídrico de las fuentes de abastecimiento está ligado a la disponibilidad de ellas con respecto a la demanda del recurso hídrico. Según Vargas & Marín (2016) el potencial hídrico de una región se define según el ciclo hidrológico y las interrelaciones de sus distintas etapas, evaporación, transposición, humedad del suelo, agua superficial, subterránea y marina. Cada uno de estos se sustenta mediante las unidades hidrológicas básicas: acuíferos y cuencas. Este puede ser calculado mediante la relación existente entre los milímetros de lluvia caída con respecto al área de la cuenca, con base en la conversión 1 mm= 10m<sup>3</sup>/ha (Bateman, 2007).

## 3.3 Conclusión

Los conceptos que se presentaron con antelación son de suma importancia para un adecuado entendimiento del desarrollo de este proyecto, por lo que en el siguiente capítulo se especifican los estudios de prefactibilidad con miras a la viabilidad del proyecto.

# Capítulo IV. Estudios de prefactibilidad

En este capítulo se sigue la metodología de Sapag *et al* (2014) en la que se proponen nueve estudios para la evaluación de proyectos. Estos son: comercial, técnico, organizacional, legal, ambiental, financiera, vial, ética y social, de los cuales para efectos del presente proyecto únicamente se van a considerar los siguientes: ambiental, legal, social, técnico y financiero. Esta elección se basó en la naturaleza del proyecto, así como en los objetivos que se plantean.

#### **4.1. Estudio de prefactibilidad ambiental**

Se parte de la siguiente definición de lo que se considera un proyecto de muy bajo impacto ambiental potencial:

*"Se refiere a las actividades humanas que, cumpliendo lo dispuesto en este Acuerdo, no provocan destrucción o alteración de significancia negativa del ambiente, ni generan residuos o materiales tóxicos o peligrosos y no representan una desmejora significativa de la calidad ambiental del entorno en general o alguno de sus componentes en particular"* (SETENA, 2016, p3).

Debido a que en el desarrollo del presente proyecto no prevén afectaciones del ambiente se toma como referencia lo estipulado en la Resolución N° 2373-2016-SETENA de la Comisión Plenaria de Proyectos de Muy Bajo Impacto, que en su artículo 5 muestra una lista de actividades las cuales no demandan evaluación de impacto ambiental. En este caso la actividad referente a este proyecto es la número 12.

*"Estudios o actividades necesarias para obtener información en la elaboración de herramientas o instrumentos de evaluación de impacto ambiental"*.

El proyecto por realizar generará información pertinente para los *servicios básicos*, y el del agua potable es el servicio del cual se dará información sobre este proyecto, la cual se presenta en el Manual de Instrumentos Técnicos para el Proceso de Evaluación del Impacto Ambiental (Manual de EIA) N° 32966. Por lo tanto, este proyecto se considera viable ambientalmente.

#### **4.2 Estudio de prefactibilidad legal**

Se hizo una revisión de la normativa legal de Costa Rica referente a la temática del presente proyecto para poder evaluar si existían impedimentos legales para su realización. En la tabla 3 se presenta el marco legal pertinente de este proyecto siguiendo el orden jurídico de Costa Rica, según la pirámide de Hans Kelsen.

**Tabla 3.** Marco legal referente al proyecto

<b>Marco Legal</b>	<b>Artículo</b>	<b>Tema de referencia</b>	<b>Breve descripción</b>
Constitución Política de Costa Rica	Artículo 50	Ambiente	Expresa que todas las personas tienen derecho a un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, y también establece el derecho de acceso al agua como un bien fundamental para la vida.
Reglamento de las Asociaciones Administradoras de Sistemas de Acueductos y Alcantarillados Comunales, N° 42582-S-MINAE	Artículo 44.	Estudios técnicos	Se menciona que las ASADAS deben contar con un actualizado estudio técnico, el cual reconozca la capacidad hídrica e hidráulica del acueducto
Reglamento de las Asociaciones Administradoras de Sistemas de Acueductos y Alcantarillados Comunales, N° 42582-S-MINAE	Artículo 46.	Otorgamiento de servicios	Manifiesta que las ASADAS deben tomar las medidas necesarias a fin de garantizar conexiones del sistema en el futuro, tomando en cuenta su capacidad hídrica e hidráulica.
Reglamento de las Asociaciones Administradoras de Sistemas de Acueductos y Alcantarillados Comunales, N° 42582-S-MINAE	Artículo 47	Operación y mantenimiento	Se expone que las ASADAS deben tomar las medidas oportunas que permitan que se dé un funcionamiento y sostenibilidad apropiados en el sistema, según la norma técnica
Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial	-	Diseño.	Instaura requerimientos técnicos de manera general referentes a los sistemas de abastecimiento de agua potable, saneamiento y aguas pluviales
Estudios técnicos: Capacidad hídrica e hidráulica en los sistemas de abastecimiento de agua potable administrados por ASADAS	-	Diseño	Están enfocados en estudios técnicos de las ASADAS

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

Según el marco regulatorio recopilado referente al tema de interés este proyecto no cuenta con ningún impedimento legal, por lo que se puede decir que es legalmente viable su realización

### **4.3 Estudio de prefactibilidad social**

La prefactibilidad social de este proyecto es explicada mediante distintos argumentos en torno a la sostenibilidad del recurso hídrico y al fomento de las actividades socioeconómicas locales.

En primer lugar, la sostenibilidad aplicada en el caso de ASADAS, según Vílchez, *et al* (2012), se refiere a ofrecer calidad de servicios estando en armonía con el ambiente para así garantizar abastecimiento del recurso hídrico a las presentes y futuras generaciones. Esto por medio de una apropiada gestión empresarial. Partiendo de lo anterior, este proyecto favorece para que se haga uso del recurso hídrico de una manera sostenible, que permita la toma de decisiones basada en primera instancia en este proyecto, que vendría siendo una línea base en aspectos hidráulicos e hídricos para esta ASADA, lo que permitiría que dicho recurso prevalezca para las futuras generaciones.

En segundo lugar, en la zona de Buena Vista se desarrollan actividades socioeconómicas tales como agricultura y ganadería, y cuenta también con algunos hoteles y restaurantes, por lo que el que se garantice el recurso hídrico va a contribuir con el fomento de dichas actividades mencionadas con anterioridad, y así se logrará dinamizar la economía de la zona.

En tercer lugar, para la realización de dicho proyecto se cuenta con el apoyo de la junta directiva de la ASADA de Buena Vista con la cual por medio de una reunión se explicó el trabajo por realizar, según sus necesidades, lo cual se verifica en un acta de la reunión que se efectuó. Esto se incluye en el Anexo 1. A su vez, se cuenta con el apoyo de los actores sociales de la región, tales como oficinas regionales de acueductos rurales (ORAC), Universidad Nacional, Costa Rica (UNA) y algunos usuarios de la ASADA, ya que por medio de encuestas y entrevistas emitieron su opinión con respecto a la factibilidad de este proyecto en la ASADA.

Tomando en cuenta los argumentos anteriormente mencionados, como beneficio lo que se intenta es lograr un incremento en el capital social; por tanto, se puede afirmar que no hay oponentes y que los objetivos planteados no lesionan la moral ni la cultura de las comunidades beneficiadas, por lo que en esta etapa el proyecto se considera viable socialmente.

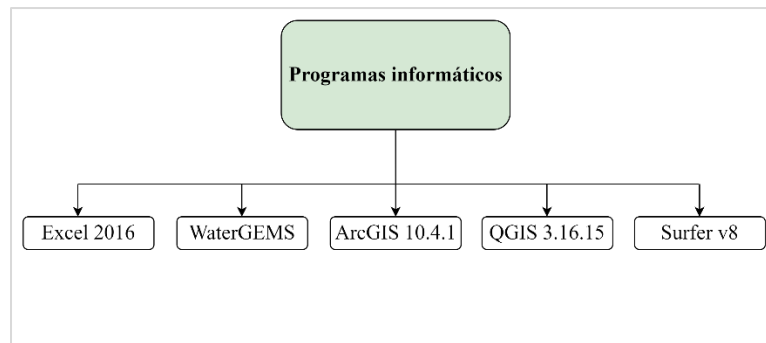
### **4.4 Estudio de prefactibilidad técnica**

El estudio técnico es de importancia a la hora de valorar la factibilidad de un proyecto, especialmente para el análisis de la viabilidad en el aspecto financiero, ya que este permite que se



cuantifiquen los costos de las inversiones y la operación, por ejemplo, mano de obra y recursos materiales que se necesiten para llevar a cabo el proyecto (Sapag *et al.*, 2014).

Para el desarrollo de este proyecto se necesita adquirir distintos programas que permitan que se desarrollen las distintas etapas. Estos se especifican en la Figura 9. el programa QGIS 3.16.15 es de código libre por lo que es gratis, mientras que Excel 2016 y ArcGIS 10.4.1 sí requieren un costo para obtener la licencia de uso. No obstante, se utilizará la licencia de estudiante. Con respecto a los programas WaterGEMS y Surfer v8, también requieren un costo por el uso de la licencia; sin embargo, la empresa permitió el uso de la licencia durante la realización del proyecto para el programa WaterGEMS, mientras que para el uso de Surfer v8 se utilizó el demo de treinta días.



**Figura 9.** Programas informáticos por utilizar

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

En cuanto a los costos de las inversiones para la adquisición de recursos materiales que se necesitan se identificaron únicamente dos, el GPS y una computadora. El total de costos de estas es de ₡ 573 276, cuyo detalle puede observarse en la tabla 4.

**Tabla 4.** Presupuesto de prefactibilidad técnica

Descripción	Precio	Unidad	Cantidad	Precio total
<b>GPS</b>	₡74 276	Unidad	1	₡74 276
<b>Computadora</b>	₡499 000	Unidad	1	₡499 000
			<b>Total</b>	<b>₡573 276</b>

**Fuente:** Elaboración propia (2021)

#### 4.5 Estudio de prefactibilidad financiera

Según Sapag *et al* (2014), un estudio financiero requiere una organización y una sistematización de toda la información financiera suministrada preliminarmente, la cual es de utilidad para realizar el análisis de esta y así lograr determinar la viabilidad del proyecto en términos financieros.

Del presente proyecto no se derivarán ingresos monetarios para la ASADA. Según la naturaleza del presente proyecto, para poder llevar a cabo las distintas actividades relativas a él se presupuestan juntas las inversiones de gasto de capital (CAPEX) y los gastos operacionales (OPEX). Para este proyecto no se aplica el concepto de costo social evitado, por lo que en este caso no se aplicará la construcción de flujo de caja.

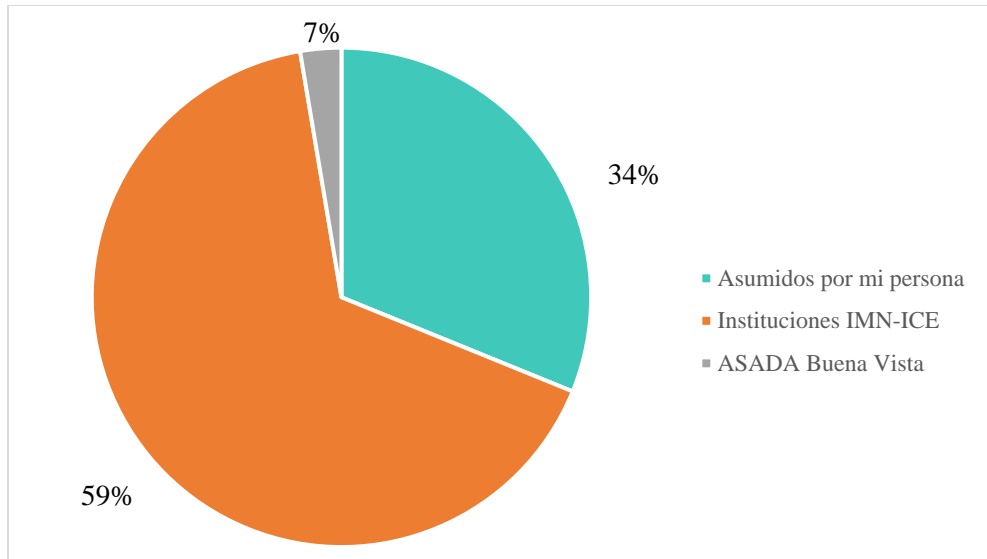
Según lo antes mencionado en el desarrollo de este presupuesto, los egresos se dividieron en costos directos, que en este caso se atribuyen a los datos climáticos: GPS, computadora y servicio del fontanero. En cuanto a los costos indirectos, estos se refieren a los gastos de las distintas giras que se deberán realizar para la obtención de información pertinente para el proyecto, en las cuales se toman en cuenta gastos de alimentación (desayuno, almuerzo y cena), kilometraje y hospedaje si fuese necesario. Dichas giras se decidió dividir las en giras del fontanero y la ingeniera hidrológica. Por último, la categoría “otros” hace alusión al kit de COVID 19, a un capital destinado a los posibles imprevistos del proyecto, tomando 10% de la suma de los costos directos e indirectos, los honorarios como profesional de la autora y los impuestos, que corresponden a 13%. Como resultado, la realización de este proyecto se presupuesta en **¢6 294 151**. Todo lo aquí mencionado puede observarse en la tabla 5.

**Tabla 5.** Presupuesto global del proyecto

Descripción	Precio	Unidad	Cantidad	Precio total
<b>Costos directos</b>				
<b>Datos climáticos</b>	€1 000	Unidad	1476	€1 476 000
<b>GPS</b>	€74 276	Unidad	1	€74 276
<b>Computadora</b>	€499 000	Unidad	1	€499 000
<b>Fontanero</b>	€11 844	Por jornada ordinaria (8 horas)	6	€71 062
			Subtotal	€2108495
<b>Costos indirectos</b>				
<b>Gira de campo Fontanero</b>	€5 300	Global	5	€26 500
<b>Gira de campo Ingeniera</b>	€14 982	Global	5	€74 908
			Subtotal	€101408
<b>Otros</b>				
<b>Kit COVID 19</b>	€20 000	Global	1	€20 000
<b>Imprevistos</b>	10%	-	-	€220990
<b>Honorarios</b>	€3 524 641	-	1	€3119152
<b>IVA</b>	13%	-	-	€7241056
			<b>Sub total</b>	€4084248
			<b>Total</b>	€6294151

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

En cuanto a los gastos del proyecto presentados en la tabla 5, estos se categorizaron en “Asumidos por mi persona, la ASADA Buena Vista y las instituciones (IMN-ICE)”. Según esto, como se indica en la figura 10, 34% lo asume la autora del proyecto, 7% corresponde a la ASADA y 59% a las instituciones IMN-ICE.



**Figura 10.** Financiamiento del proyecto

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

Según el costo total de la realización de este proyecto, desglosado globalmente en la tabla 5, es menor que los ingresos, lo que demuestra que financieramente se cubre en su totalidad el costo, por lo que dicho proyecto se considera financieramente viable.

#### **4.6 Conclusión**

Según los análisis realizados a lo largo del capítulo IV se puede afirmar que este proyecto es viable en todos los aspectos que se tomaron en cuenta, por lo que se puede proceder a su ejecución. En el siguiente capítulo se presentan los procedimientos metodológicos que permitan alcanzar los objetivos del estudio.

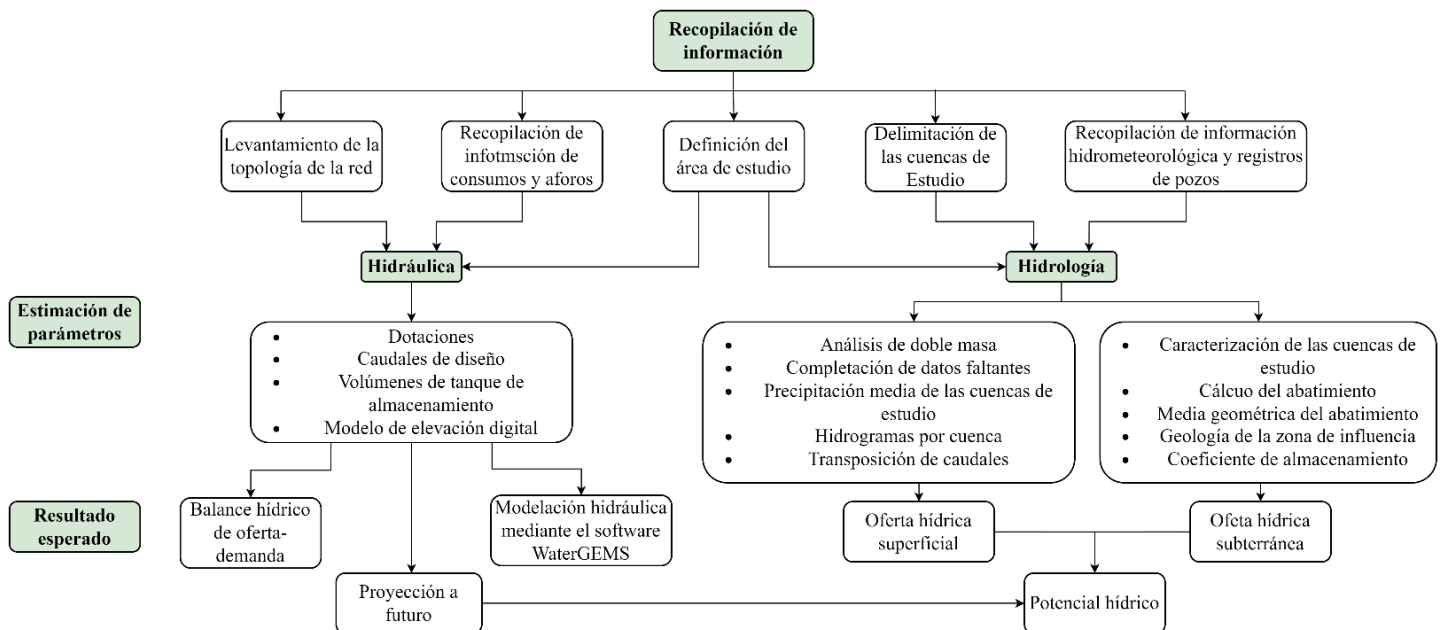
# Capítulo V. Metodología

En este capítulo se presenta la metodología por utilizar para el cumplimiento de los objetivos planteados, en tres etapas: recopilación de información, estimación de parámetros y resultados esperados.

## 5.1. Tipo de investigación

La presente investigación es de tipo descriptivo pues está referida a las distintas características del sistema de acueductos, para así identificar posibles deficiencias que estos presenten. Por consiguiente, también es de tipo aplicado, lo cual permitirá la identificación de una potencial solución del problema planteado. Este apartado incluye análisis cuantitativo.

En la figura 11 se puede observar el diagrama de flujo en el que se expone la metodología por utilizar.



**Figura 11.** Diagrama de flujo de la metodología por utilizar

**Fuente:** Elaboración propia (2022)

## 5.4. Hidráulica

### 5.4.1. Recopilación de información

Mediante giras de campo con el fontanero de la ASADA se realizó un levantamiento de las líneas de conducción, impulsión y distribución del acueducto, así como de los principales elementos topológicos de esta por medio de un GPS de mano Garmín. También se levantaron los nodos de consumo, estos se realizaron por cinco sectores, Pital, Aprecio, El Cedro, El Tajo y Buena Vista. Por último, se recopiló información de la ASADA referente a los consumos de los abonados de la ASADA desde el 2016 al 2020 y registros de producción de las fuentes de abastecimiento. Aunado a lo anterior se realizó un análisis de dicha información correspondiente a los años 2016, 2017, 2018 y 2020, se determinó la dotación real de la ASADA y los servicios residenciales y no residenciales.

En cuanto a las fuentes de abastecimiento con las que cuenta la ASADA de Buena Vista son tres, dos nacientes (Las Imágenes y El Cedro) y un pozo (Buena Vista), la información de producción de sus fuentes se basó en registros de aforos que el fontanero realizaba, los cuales datan del 2019

#### 5.4.2. Estimación de parámetros

Se hizo el cálculo de las dotaciones con base en los abonados residenciales y no residenciales, las cuales son necesarias para la estimación de los caudales. Esto se hizo mediante información de la ASADA de Buena Vista, información que fue recopilada en la etapa anterior. Luego se calcularon los caudales de diseño: caudal promedio diario (ver ecuación 7), caudal máximo diario (ver ecuación 8) y caudal máximo horario (ver ecuación 9).

El volumen de almacenamiento de los tanques será calculado según lo que menciona el AyA en la Norma Técnica. Esta incluye volumen de reserva por interrupciones (ver ecuación 2), volumen de reserva para incendios y volumen de regulación del consumo (ver ecuación 1).

A partir de las curvas de nivel cada 10m del IGN, se creó un modelo de elevación digital, mediante el programa QGIS 3.16.15, el cual permite la asignación de elevaciones a los nodos del sistema.

#### 5.4.3. Resultados esperados

##### 5.4.2.1 *Proyección futura*

A partir de datos de Estimaciones y Proyecciones de la población realizado por el INEC en el 2018 se estimó la proyección futura con un horizonte de 20 años, según el valor recomendado por el AyA en la Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial.

##### 5.4.2.2 *Balance hídrico de acueducto (L/s)*

Por medio de la información de los registros de producción que presentaron las fuentes de abastecimiento de la ASADA de Buena Vista se hizo un balance hídrico de oferta y demanda del acueducto enfocado en la actualidad y a 20 años. (Ver la ecuación 19)

##### 5.4.2.3 *Modelo hidráulico*

Los modelos hidráulicos se realizaron en los dos acueductos de la ASADA de Buena Vista, ya que estos no se encuentran conectados los resultados de los modelos hidráulicos se presentarán por separado, en el acueducto de Buena Vista y en el acueducto de El Cedro. Estos debido a la complejidad de su diseño de este se dividió en seis modelos, los cuales se detallan a continuación:

#### Buena Vista:

1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento (tubería de conducción y distribución)
2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento (tubería de impulsión).
3. Del tanque del hidrante al hidrante.
4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista (tubería de distribución)

#### El Cedro

5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro (tubería de distribución)
6. De la naciente El Cedro al Tanque de almacenamiento El Cedro (tubería de impulsión)

Los modelos 1, 4 y 5 se analizaron a presión dinámica y estática por lo que, tomando en cuenta los resultados obtenidos de estos modelos, se les sugirieron mejoras.

Mediante el programa informático WaterGEMS a partir de información MED se digitalizaron las tuberías en el programa y se asignaron los diámetros, el material y la rugosidad de las tuberías. Posteriormente se asignaron las demandas de agua según datos de consumo de los nodos.

Luego se calcularon parámetros como velocidad del flujo y pérdidas por fricción. Para ello se utilizó la ecuación de Hazen Williams. (Ecuación 5)

Por último, los modelos se realizaron en presión dinámica y estática a fin de evaluar las presiones, la velocidad y las pérdidas por fricción a lo largo de la red. Esto también a 20 años y con propuestas de mejora en los modelos. Se considera que el modelo se ha finalizado cuando se alcancen los parámetros mínimos admitidos en la norma técnica del AyA (2017).



## 5.5. Hidrología

### 5.5.1. Recopilación de información

Primeramente, se procedió a delimitar espacialmente el área de estudio, incluida la delimitación de las cuencas, en este caso cinco cuencas de estudio, las cuales se delimitaron a mano por medio del programa QGIS 3.16.15, mediante curvas de nivel cada 10m del Instituto Geográfico Nacional (IGN) y curvas de nivel cada 2 m extraídas de un modelo de elevación digital (MED) de 1 Arcosegundo del USGSS. A su vez se tomaron en cuenta las capas de ríos que se encuentran a disposición en el Atlas 2008 del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

Se recopilaron datos hidrometeorológicos referentes a precipitaciones acumuladas de seis estaciones; esto mediante solicitudes a las entidades públicas: Instituto Meteorológico Nacional (IMN) e Instituto Costarricense de Electricidad (ICE).

### 5.5.2. Estimación de parámetros

- Hidrología superficial

Se llevó a cabo una caracterización fisiográfica de las cuencas de estudio, donde se obtuvo información de la longitud, área, perímetro, altitud media mediante curva hipsométrica, índice de Coeficiente de compacidad de Gravelius (Kc) e índice de forma.

Se hizo un análisis de doble masa con el cual se determinó la confiabilidad de los datos de precipitación por utilizar para graficar la precipitación acumulada con respecto al promedio de la precipitación acumulada y, por medio del análisis de saltos o quiebres que presenten los gráficos de doble masa, se determinó la estación índice, para la cual se ploteó la precipitación acumulada de cada estación frente a la precipitación acumulada de la estación índice.

Con ello se pudo analizar la consistencia (ver apartado 3.2.3) en cuanto a las series hidrológicas de cada estación, por lo que se determinaron por estación dos periodos diferentes en las series hidrológicas para proceder con el análisis estadístico, que consistió en un análisis de salto y la corrección de información.

Posteriormente de corregir las series hidrológicas que fuesen necesarias se procedió a realizar la completación de datos faltantes; esto mediante la metodología de regresión lineal. Para esto se debió contar con una estación que presente información consistente y otra que presente un faltante de datos. Sin embargo, para ello se compararon todas las estaciones versus todas las estaciones en los diferentes meses del año, por

lo que se procedió a la elección la pareja XY que presentara el coeficiente de correlación múltiple ( $r$ ) más alto.

Con la información de precipitaciones ya procesada se realizó el cálculo de la precipitación media de las cuencas de estudio; esto mediante la metodología de Isoyetas (Ecuación 26), utilizando el programa ArcGIS 10.4.1. Sin embargo, para la generación de la interpolación se utilizó el programa Surfer v. 8.0 y la interpolación que se utilizó fue la de Kriging. Se calcularon las precipitaciones medias de las cinco cuencas de estudio para los doce meses del año, para luego realizar hidrogramas por cuenca en los que se graficaron datos de precipitación media en función de los doce meses, para observar el comportamiento de la lluvia.

Debido a que en las cuencas de estudio no se cuenta con información hidrométrica que permita comparar los datos de caudal que se calcularon con la metodología de transposición de caudales, se procedió a realizar aforos puntuales en una de las cuencas delimitadas, específicamente la del río Irigaray, esto a fin de validar el resultado de la aplicación de esta metodología. Los aforos se efectuaron en los meses de octubre y noviembre. La medición de la velocidad se realizó con un molinete Rickly Hydrological Co, en que en ambas en tomas el ancho del margen del río se clasificó en seis tramos.

- Hidrología subterránea

Mediante la recopilación de registros de pozos de SENARA, (2016), se calculó el abatimiento de los pozos que contaran con información del nivel estático y dinámico del agua subterránea, para luego calcular la media geométrica. Lo anterior se realizó para cada cuenca, ya que esto variaba según la distribución espacial de los pozos (ver figura 65). En donde las cuencas del río Tizate e Irigaray no contaban con pozos en estas, por lo que se procedió a utilizar los pozos de la cuenca del río Los Ahogados que es la más cercana a estas y es parte del área de influencia directa del proyecto.

Por medio de una revisión bibliográfica se obtuvo información acerca de la geología de las cuencas, donde se digitalizó un mapa del esquema geológico de la Cordillera de Guanacaste, presentado por Chiesa, (1991), el cual cuenta con información del área de interés (ver figura 20). Con esta información se procedió a obtener el coeficiente de almacenamiento según el tipo de roca que presentaron los esquemas, esto debido a que no se obtuvo información de pruebas de bombeo cercanas al área de estudio.

### 5.5.1. Resultados esperados

#### 5.5.1.1. *Potencial hídrico*

Como parte del análisis del potencial hídrico de las cuencas se determinó la evolución del caudal de la cuenca de mayor tamaño, en el que se evaluaron las pérdidas y los aportes de una cuenca a otra, a fin de determinar las velocidades de infiltración (pérdidas) o permeabilidad (aportes) en un tramo del cauce de río Los Ahogados y río Tempisque. Para ello se numeraron las cuencas de estudio río Irigaray (Q1), río Los Ahogados (Q2), río Tizate (Q3) y río Tempisquito (Q4) y cuenca alta del río Tempisque (Q total).

##### *i. Oferta hídrica subterránea*

Para el cálculo de la oferta hídrica subterránea de la zona de estudio se trabajó con base en la relación del agua subterránea y el agua superficial. Para el cálculo de esta oferta se requiere de parámetros hidrodinámicos como la conductividad hidráulica (K), el coeficiente de almacenamiento (Ss), rendimiento específico (Sy); así como análisis de la variabilidad del nivel freático mediante registros históricos del nivel freático. El potencial hídrico se calcula mediante la fórmula volumen de la roca almacén y reservas temporales (ver ecuación 38), sin embargo debido a que en la zona de estudio no se cuenta con información de la variabilidad del nivel freático, entonces lo que se hizo fue analizar la variación temporal de la precipitación media mensual, dada la estrecha relación agua superficial – agua subterránea, conocida y estudiada en referencias de estudios que abordan el tema del desfase y tiempo de viaje de ambos tipos de agua, tal es el caso de Rafael, (2008).

##### *ii. Oferta hídrica superficial*

Para la estimación del potencial hídrico del agua superficial se convirtió la precipitación media de cada cuenca en un caudal ( $m^3/s$ ), para lo cual se necesitan como variables indispensables el área de la cuenca en *ha* y la precipitación media de la cuenca; esto mediante la conversión  $1\text{ mm} = 10m^3/ha$ . Así la precipitación total anual (mm) se convierte en metros cúbicos ( $m^3$ ), definiéndose el potencial hídrico superficial, complementándose el mismo con el potencial hídrico subterráneo determinado anteriormente, para luego acumularlo y así estimar el Potencial Hídrico Total del área de estudio.

## 5.6 Relación entre objetivos y diseño metodológico

Para una mejor comprensión del proyecto se detalla a continuación la relación de los objetivos del estudio con respecto a la metodología planteada, en donde se puede observar en la tabla 6, el principal método de obtención de información requerida y la muestra por objetivo a fin de cumplirlos a cabalidad.

**Tabla 6.** Relación objetivos-diseño metodológico

Objetivos específicos				
a. Diagnosticar el funcionamiento actual de la red de agua potable de la ASADA de Buena Vista analizando la viabilidad de ampliación de su frontera de servicios.	<b>Principal método de obtención</b>	Bitácora de trabajo de campo	Estudio de archivos de la ASADA	
	<b>Muestra</b>	5 visitas de campo	1 documento	
b. Realizar un balance hídrico oferta demanda proyectado a 20 años de la red de agua potable determinando así, la capacidad real y futura del acueducto.	<b>Principal método de obtención</b>	Recopilación de información del Censo 2011	Estudio de archivos de la ASADA	Recopilación de información de normas técnicas
	<b>Muestra</b>	2 documentos	5 tipos de documentos	2 Normas
c. Efectuar una proyección del crecimiento poblacional a largo plazo para que se propongan medidas de mejoras a la condición actual del acueducto.	<b>Principal método de obtención</b>	Recopilación de información del Censo 2011	Estudio de archivos de la ASADA	Recopilación de información de normas técnicas
	<b>Muestra</b>	2 documentos	5 tipos de documentos	2 Normas
d. Determinar la oferta de agua subterránea con la finalidad de incorporarlo como una nueva variable de análisis dentro del potencial hídrico en la zona de influencia de la ASADA de Buena Vista	<b>Principal método de obtención</b>	Recopilación de información hidrometeorológica IMN-ICE	Bitácora de trabajo de campo	Recopilación de información de bases de datos de acuíferos
	<b>Muestra</b>	1 476 datos	3 visitas de campo	2 documentos
e. Determinar el potencial hídrico de la zona de influencia por medio de la metodología de transposición de caudales de precipitación-escorrentía, para el análisis de la sostenibilidad del sistema a 20 años.	<b>Principal método de obtención</b>	Bitácora de trabajo de campo		
	<b>Muestra</b>	3 visitas de campo		

Fuente: Elaboración propia (2022).

# **Capítulo VI. Resultados y discusión de resultados**

En este capítulo se exponen los resultados obtenidos de la aplicación del diseño metodológico planteado en el capítulo anterior.

### 6.3. Resultados del análisis hidráulico

En base a la información sobre producción de las fuentes de abastecimiento con las que cuenta la ASADA se basó en registros de aforos que el fontanero realizaba, los cuales datan del 2019. En este caso, a las nacientes, según lo estipulado por el Decreto Ejecutivo N° 43242-MINAE, se les resta el 10% alusivo al caudal ecológico. Lo anterior se puede observar en la tabla 7:

**Tabla 7.** Producción de las fuentes de abastecimiento de la ASADA de Buena Vista.

Fuente de abastecimiento	Capacidad de las fuentes (L/s)	Total según información de aforos (L/s)	Sin 10% de caudal ecológico
Naciente Las Imágenes	2	1,38	1,28
Naciente Cedro	0,5	0,11	0,01
Pozo Buena Vista	4,6	2,75	-

Fuente: Elaboración propia (2021).

En el caso de capacidad de producción de la naciente Las Imágenes este es de 4,4 L/s; pero tal y como se aprecia en la tabla anterior de ese volumen a la ASADA solo se le permite utilizar 2 L/s.

#### 6.3.1. Acueducto de Buena Vista

##### i. Situación actual

**Tabla 8.** Balance de demanda y producción hídrica del acueducto de Buena Vista

Información base (2020)		
Descripción del ítem	Valor	Comentario
Abonados	174	
Factor de hacinamiento	3,9	Según el CENSO 2011
Población	679	
Dotación neta (L/hab/día)	269	
Producción fuentes (L/S)	4,03	Naciente Las Imágenes y Pozo Buena Vista
ANC (%)	30%	
Almacenamiento disponible (m <sup>3</sup> )	54	
Factor Máximo Diario	1,2	“Norma Técnica para el diseño y la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial”. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, (2017).
Factor Máximo Horario	1,8	
Caudal promedio diario (L/s)	2,11	
Caudal promedio diario real (L/s)	3,02	
Caudal máximo diario (L/s)	3,62	
Caudal máximo horario (L/s)	5,43	
Balance hídrico	-0,41	

Fuente: Elaboración propia (2021).

Según se mostró en la tabla 8, el balance hídrico del acueducto presenta un déficit de -0.41, lo cual se puede deber al uso de 30% para el cálculo del agua no contabilizada, ya que esta ASADA no cuenta con la implementación de Macromedición en la salida de sus tanques, lo que impide un monitoreo adecuado que en el futuro permita tener mayor control de estos porcentajes de ANC. Este dato se tomó de referencia del AyA, para casos donde no se cuente con Macromedición, La tabla 9 presenta el balance de volumen de almacenamiento el cual corresponde a -41, esto ante la faltante de capacidad de almacenamiento producto de no utilizar los dos tanques de 22 m<sup>2</sup> con los que cuenta la ASADA.

**Tabla 9.** Volúmenes de almacenamiento del acueducto Buena Vista

Almacenamiento (m <sup>3</sup> )	
Volumen por regulación de consumo	36
Volumen por interrupciones	43
Volumen por incendios	15
Almacenamiento requerido	95
Balance almacenamiento	-41

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

*ii. Situación futura*

El cálculo de la proyección futura se realizó a un horizonte de veinte años, correspondiente al año 2040. Los resultados de esto se pueden observar en la tabla 10. De dicho análisis se deduce que el balance hídrico del acueducto, al igual que para el año 2020, presentó un déficit, esta vez mayor, que es coherente con el aumento de abonados de la ASADA, los cuales pasaron de 174 a ser 267.

**Tabla 10.** Balance de demanda y producción hídrica de la ASADA de Buena Vista y proyección futura

Información base (2040)		
Descripción del ítem	Valor	Comentario
Abonados	267	
Factor de hacinamiento	3,9	Según el CENSO 2011
Población	1043	
Dotación neta (L/hab/día)	269	
Producción fuentes (L/S)	4,03	Naciente Las Imágenes y Pozo Buena Vista
ANC (%)	30%	
Almacenamiento disponible (m <sup>3</sup> )	54	
Factor máximo diario	1,2	“Norma técnica para el diseño y la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial”. Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, (2017).
Factor máximo horario	1,8	
Caudal promedio diario (L/s)	3,24	
Caudal promedio diario real (L/s)	4,63	
Caudal máximo diario (L/s)	5,56	
Caudal máximo horario (L/s)	8,34	
Balance hídrico	<b>-1,53</b>	

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

Según el balance de almacenamiento a 20 años (ver tabla 11), se puede observar que la faltante de almacenamiento aumentó considerablemente de -0.41 a -84, por lo que a futuro no se podrá suplir la demanda del acueducto, siendo consecuente al aumento de los abonados a 20 años.

**Tabla 11.** Volúmenes de almacenamiento y proyección futura

Almacenamiento (m <sup>3</sup> )	
Volumen por regulación de consumo	56
Volumen por interrupciones	67
Volumen por incendios	15
Almacenamiento requerido	138
Balance almacenamiento	<b>-84</b>

**Fuente:** Elaboración propia, (2021).



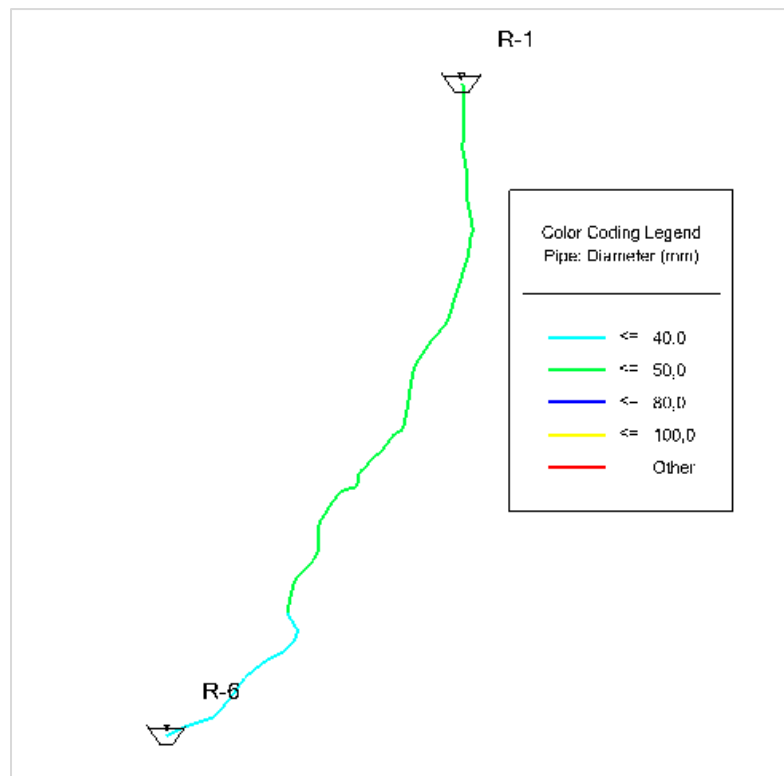
iii. *Modelo hidráulico*

A los modelos a presión dinámica se evaluó una demanda máxima diaria según la dotación de 269 L/hab/día, la cual se puede observar en la tabla 20. Resulta así un consumo máximo diario de 5.43 L/s de todo el acueducto.

1. **De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento (tubería de conducción).**

o *Modelo actual*

Este modelo incluye los sectores de Pital, El Aprecio, Los Tajos y una parte de Buena Vista. Dicho acueducto consta de tuberías que van desde 50 mm desde la naciente Las Imágenes (R-1), y disminuye a 40mm desde el nodo J-55 hasta el tanque de almacenamiento Buena Vista (R-6), esto se puede observar en la figura 12.



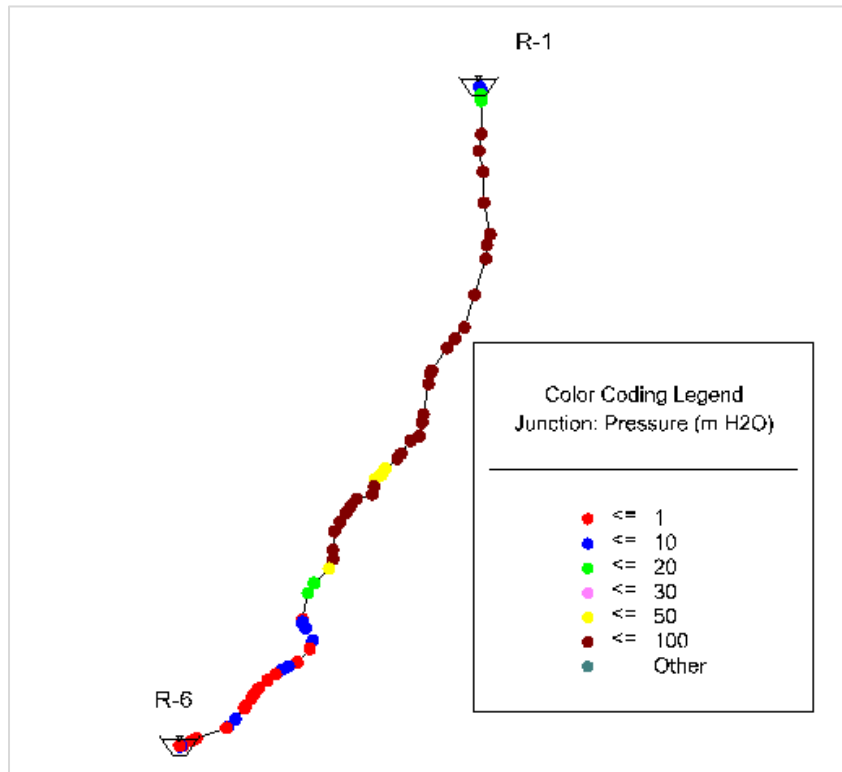
**Figura 12.** Diámetros del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-Modelo actual

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

o *Presión dinámica*

Según el análisis dinámico, las presiones que se presentaron en su mayoría fueron positivas, tal y como se puede observar en la figura 13. De la naciente (R-1) al sector de Pital (nodo J-44) las presiones oscilan de 1 a 92 mca, por otra parte, del sector de Pital (nodo J-44) al sector Aprecio (nodo J-62) las

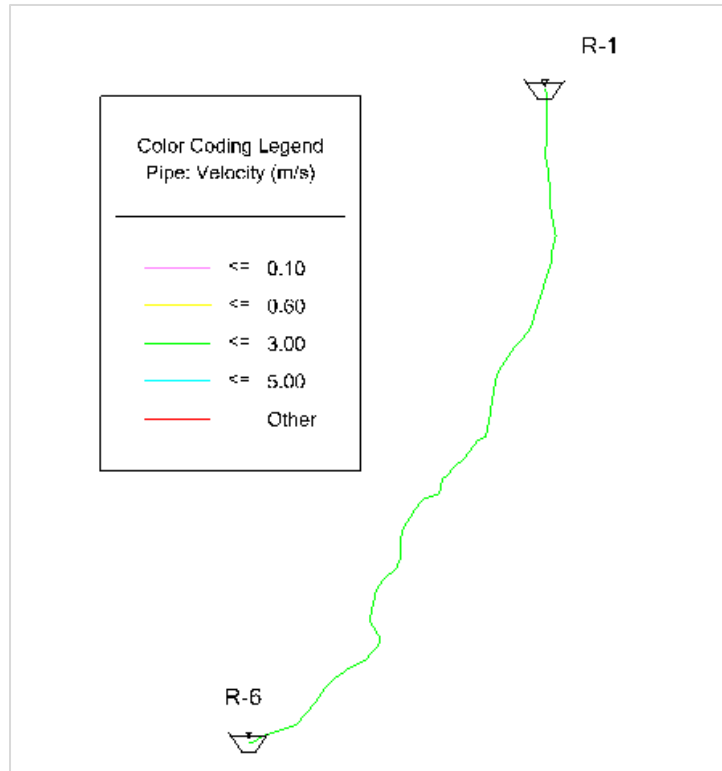
presiones varían de -2 a 87 mca, de este sector al Tajo (nodo 68) de -4 a 3 mca, por último, del Tajo (nodo J-68) al tanque de almacenamiento (R-6) las presiones que resultaron fueron de -7 a 4. mca. Tal y como se mencionó con anterioridad se presentaron presiones negativas aguas abajo, por lo cual el sistema presenta nodos que se salen de las recomendaciones establecidas por el AyA.



**Figura 13.** Presiones en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión dinámica.

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

En cuanto a las velocidades que presenta este sistema todas se encuentran dentro de lo recomendado por el AyA y su rango oscila entre 0.83 y 1.15 m/s, tal y como se observa en la Figura 14. Donde de la naciente (R-1) a la tubería P-44 (Pital) la velocidad oscila entre 0.83-0.87 m/s, presentando unas pérdidas de fricción de 0 a 1.69 m, por otra parte, de esta tubería P-44 a la P-62 en el Aprecio las velocidades varían de 0.015 a 0.035, con pérdidas por fricción que van desde 0.01 a 4.87 m, esto se atribuye a sus longitudes, que en este caso son mayores de los 201m. Por otra parte, de la tubería P-62 a la P-68 cuenta con velocidades de 1.13-1.15 m/s, mientras que sus pérdidas por fricción varían entre 1.87 a 3.11 m, por último, de esta tubería P-68 al tanque de almacenamiento (R-6) cuenta con una velocidad que va desde los 0.85 a 1.13 m/s y sus pérdidas por fricción van de 0.01 a 7.0 m, este último dato se atribuye a la longitud de la tubería en este de 242m.

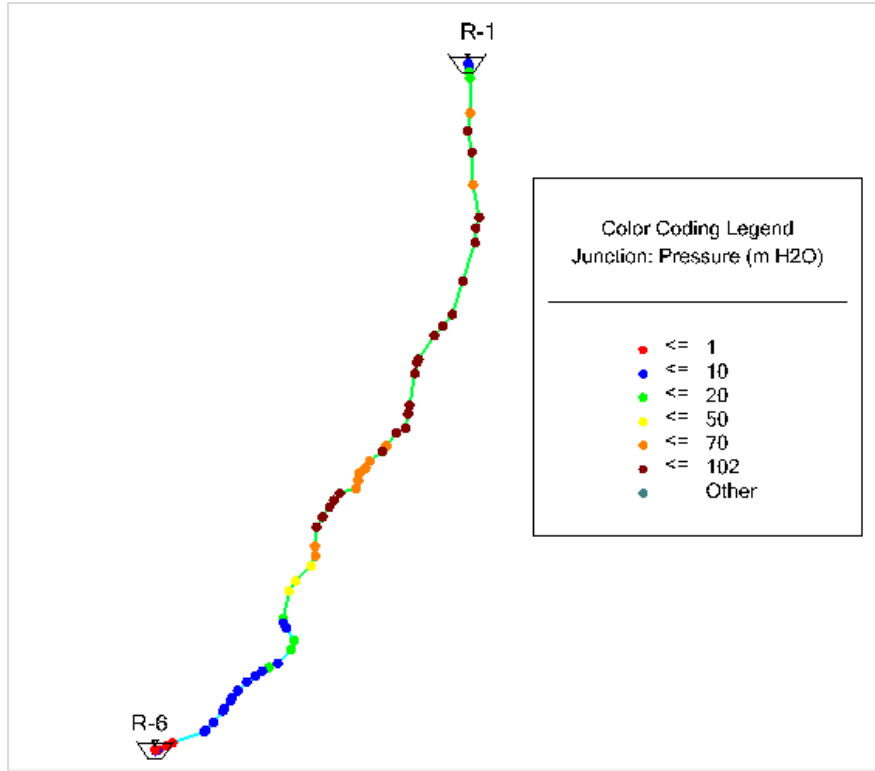


**Figura 14.** Velocidad en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión dinámica.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

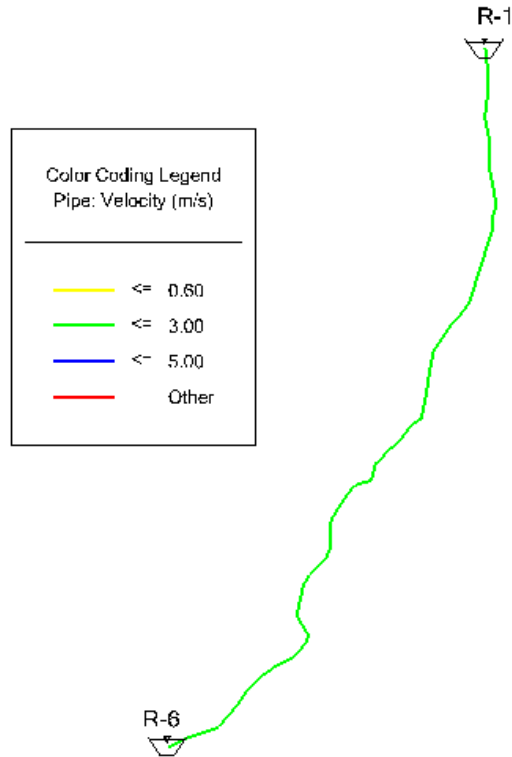
○ *Presión estática*

En este caso se puede observar que las presiones aumentaron al modelarse en periodos. Esto se debe a que, según Rafael, (2019), las presiones en las tuberías presentan un incremento al no depender de los consumos. De la naciente (R-1) a Pital (J-44) se presentan presiones de 1 a 101 mca, tal como en el caso de la presión dinámica, lo que son los nodos de Pital hacia el Aprecio (J-62) cuentan con presiones de 7 a 98 mca, por otro lado, del Aprecio a el Nodo J-68 en El Tajo se presentan presiones de 7 y 12 mca, por último, las presiones que se encuentran del nodo J-68 del Tajo al tanque de almacenamiento (R-6) oscilan entre -6 a 10 mca. (ver figura 15).



**Figura 15.** Presiones en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento -Modelo actual a presión estática  
**Fuente:** Elaboración propia (2022).

Las velocidades de este sistema a presión estática de la naciente R-1 a la tubería P-44 (Pital) son de 0.77 m/s, presentando pérdidas de energía por fricción de 0 a 4.72m, cuya tubería tiene una longitud de 234 m. Del sector de P-44 (Pital) a P-62 (Aprecio) las velocidades oscilan de 0.77 a 1.21 m/s, con pérdidas de 0.02 a 5.31m cuya tubería tiene una longitud de 138 m. Del Aprecio P-62 a P-68 (Buena Vista) la velocidad es de 1.21 m/s, presentando pérdidas de 1.12 a 3.52 cuya tubería tiene una longitud de 91m y de P-68 (Buena Vista) a R-6 (Tanque de almacenamiento), la velocidad es de 1.21 m/s, con pérdidas de 0.02 a 9.31m cuya tubería tiene una longitud de 242 m (ver figura 16)

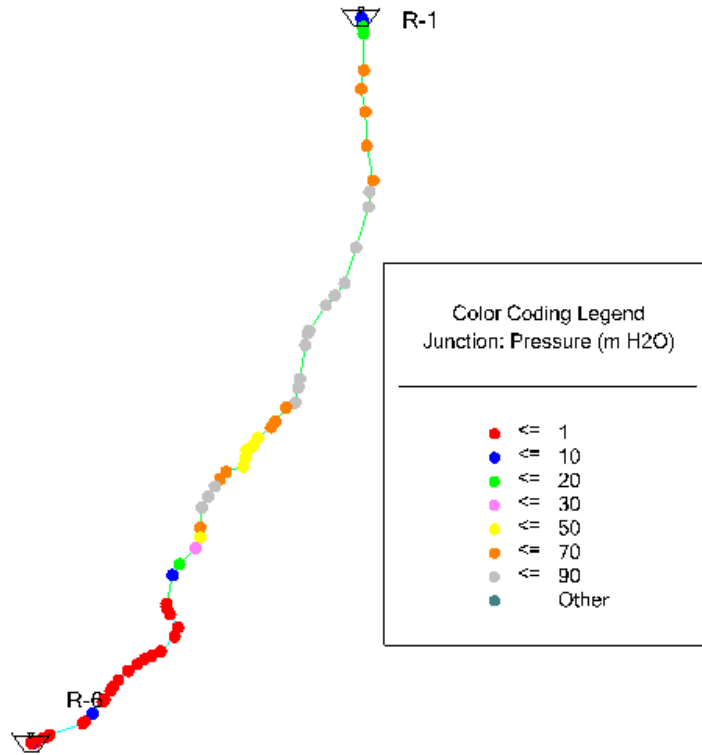


**Figura 16.** Velocidad en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión estática

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

○ **A 20 años**

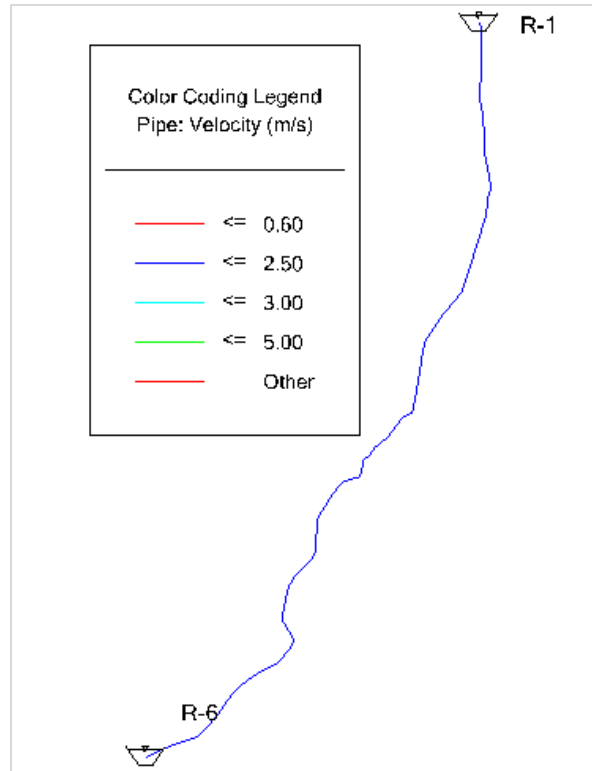
En el futuro este acueducto en cuanto a presiones en su estado actual contará con presiones de 1 a 88 mca (ver la Figura 17), y también seguirá mostrando presiones negativas, por ejemplo de la naciente R-1 al nodo J-44 (Pital) cuentan con presiones de 1 a 88 mca, en el sector del nodo J-44 (Pital) al J-62 (Aprecio) hay presiones de -8 a 81 mca, por otro lado, del nodo J-62 a J-68 (Buena Vista) tienen presiones que oscilan de -5 a -2 mca, por último del sector del nodo J-68 (Buena Vista) al tanque de abastecimiento (R-6) muestran presiones que varía de -9 a 2 mca.



**Figura 17.** Presiones en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento- A 20 años.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

Del sector de la naciente (R-1) a Pital (P-44), las velocidades oscilan entre 0.85 y 0.92 m/s, en cuanto a sus pérdidas por fricción en las tuberías varían de 0 a 5.23 m, tiene una longitud de 289 m, por otro lado, la tubería que va del sector de Pital (P-44) al Aprecio (P-62) presenta velocidades que varían de 0.71 a 1.12 m/s, y sus pérdidas de 0.01 a 4.60 m cuya tubería tiene una longitud de 138 m. El sector del Aprecio (P-62) a Buena Vista (P-68) cuenta con velocidades de 1.08 a 1.12 m/s y con pérdidas por fricción de 0.91 a 2.87 m, cuya tubería tiene una longitud de 91 m y el último sector de P-68 a R-1 velocidad de 0.813 a 1.176 m/s, pérdidas de 0.01 a 5.82 m cuya tubería tiene una longitud de 242m. Se coincide con la norma del AyA en cuanto a velocidades (ver la figura 18) y en lo que son las pérdidas por fricción, al igual que en versiones diferentes, tales como la del modelo actual, que presenta variables altas; sin embargo, estas se deben a la longitud de sus tuberías.

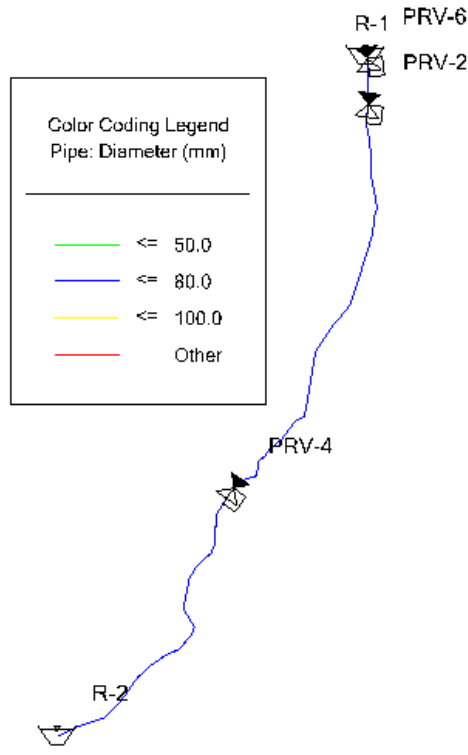


**Figura 18.** Velocidades en los nodos del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento- A 20 años.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

○ *Propuestas de mejoras*

En cuanto a las mejoras, este sistema actualmente cuenta con una tubería que se comporta como conducción y distribución del agua, por lo que puede acarrear problemas en la presión del sistema. Debido a esto se recomienda poner dos tuberías en paralelo, una que conduzca el agua hasta el tanque de almacenamiento, a la cual se recomienda también agregarle una bomba, y una válvula reductora de presión, ya que a pesar de que el sistema se encuentre por gravedad, aguas abajo presentaba problemas de presiones que se ven reflejados en los nodos. La otra tubería sería de distribución. En esta se propone el uso de válvulas reductoras de presión, en lugares estratégicos en donde las presiones son muy altas por ejemplo cerca a la naciente (ver figura 19). Esta tubería terminaría en un nodo de consumo. También se recomienda aumentar los diámetros pues ambas tuberías se modelaron de 80mm.



**Figura 19.** Diámetros de propuestas de mejora modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento y elementos de la red.  
**Fuente:** Elaboración propia (2022).

○ *Presión dinámica*

En cuanto a sus presiones este modelo presenta presiones positivas (ver la figura 20) y en los nodos que son de consumo cumple con lo recomendado por la norma. Los nodos de consumo del sistema varían en presiones de 23 y 47 mca.

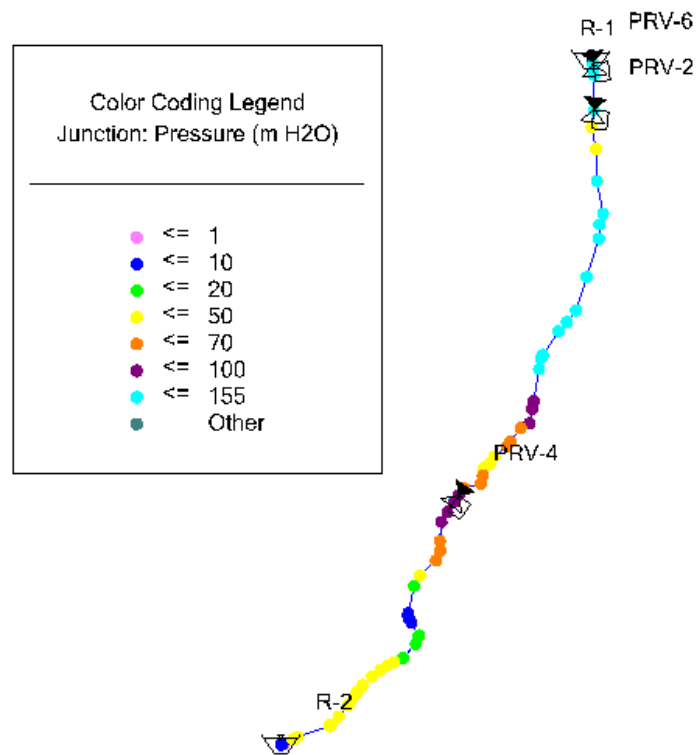
Tubería de distribución

Las presiones de la naciente (R-1) a Pital (J-44) varían de 5 a 88 mca, en el sector de Pital (J-44) al Aprecio (J-62) cuenta con presiones que van de 5 a 71 mca y el sector del Aprecio (J-62) a Buena Vista (J-68) cuentan con presiones que van de 23 a 33 mca y el sector que va de Buena Vista (J-68) al nodo J-75, muestran presiones que oscilan de 33 a 44 mca.

Tubería de impulsión

De la naciente R-1 al sector de Pital (J-114) las presiones varían de 4 a 151 mca, del sector de Pital (J-114) al Aprecio (J-132) cuenta con presiones de 0 a 111 mca, del sector del Aprecio (J-132) al sector de Buena Vista (J-138) las presiones oscilan de 6 a 9 mca y del sector de Buena Vista (J-138) al tanque de almacenamiento (R-6) se muestran presiones que varían de 1 a 9 mca.





**Figura 20.** Presiones en los nodos de las propuestas de mejora del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento a presión dinámica.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

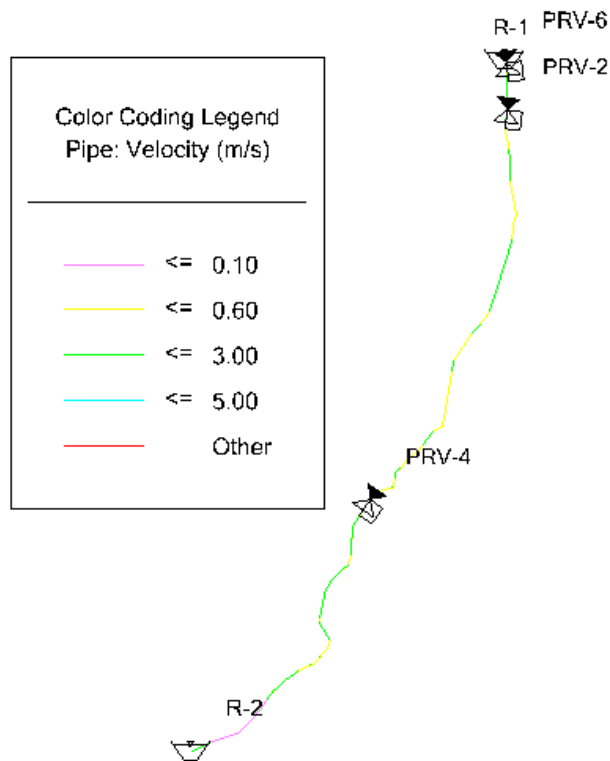
En cuanto a velocidades del modelo, varían de 0,07 a 1,77 m/s (ver figura 21) pero al presentar diámetros pequeños, según la norma, se permiten valores menores a los recomendados. Lo que son las pérdidas por fricción en este modelo presentaron algunos valores altos; sin embargo, se le atribuye a que las tuberías son bastante largas.

#### Tubería de distribución

Las velocidades desde la naciente (R-1) a Pital (P-44) varían de 0.17 a 0.20 m/s, pérdidas de 0 a 0.18 m, cuya tubería tiene una longitud de 289 m, en el sector de Pital (P-44) al Aprecio (P-62) cuenta con velocidades que van de 0.12 a 0.17 m/s, pérdidas de 0 a 0.06 m, cuya tubería tiene una longitud de 123 m y el sector del Aprecio (P-62) a Buena Vista (P-68) cuentan con velocidades que van de 0.11 a 0.12 m/s, pérdidas de 0.01 a 0.02 m cuya tubería tiene una longitud de 76 m y el sector que va de Buena Vista (P-68) a la tubería P-75, muestran velocidades que oscilan de 0.07 a 0.11 m/s, pérdidas de 0 a 0.02 m cuya tubería tiene una longitud de 242m

### Tubería de impulsión

De la naciente R-1 al sector de Pital (J-114) las velocidades varían de 1.77 m/s, pérdidas de 0.04 a 10.12 m, cuya tubería tiene una longitud de 289 m, del sector de Pital (J-114) al Aprecio (J-132) cuenta con velocidades de 1.77 m/s, pérdidas de energía por fricción de 0.45 a 7.03 m/s cuya tubería tiene una longitud de 201 m. Luego del sector del Aprecio (J-132) al sector de Buena Vista (J-138) las velocidades son de 1.77 m/s, pérdidas de 1.02 a 2.67 m cuya tubería tiene una longitud de 76 m y del sector de Buena Vista (J-138) al tanque de almacenamiento (R-6) se muestran velocidades de 1.77 m/s, en cuanto a las pérdidas de energía por fricción de 0.03 a 8.44 m cuya tubería tiene una longitud de 241 m.



**Figura 21.** Velocidades en las propuestas de mejora del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento a presión dinámica

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

#### ○ *Presión estática*

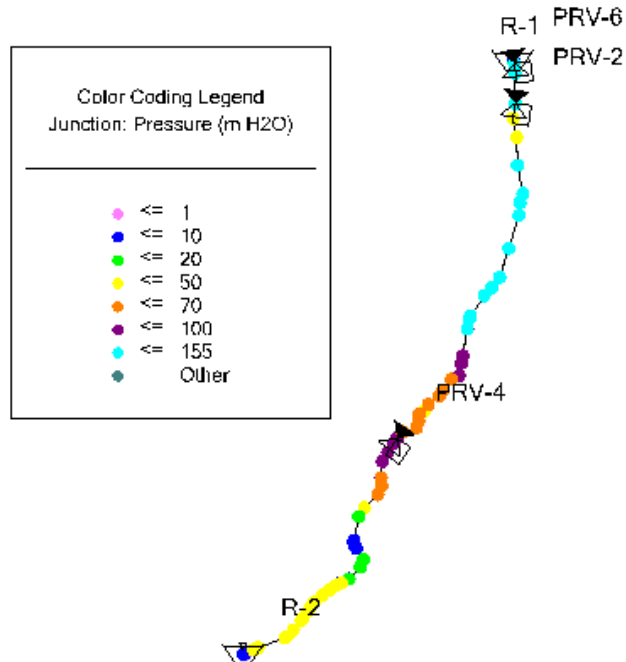
En cuanto a las presiones solo se presentó un ligero cambio al modelar en presión estática; no obstante, el rango de presiones de todo el sistema oscila entre 0 y 154 mca (ver la figura 22). Considerando las presiones de este modelo se recomienda utilizar tuberías PVC SDR 32.5, las cuales soportan una presión de trabajo de 88mca para todo el sistema, a excepción de las tuberías de la P-187 a la P-103, ya que se recomienda utilizar tuberías de PVC de SDR 17, las cuales soportan una presión de trabajo de 175 mca, y en esa parte de la tubería de impulsión se presentan presiones altas.

### Tubería de distribución

Las presiones de la naciente (R-1) a Pital (J-44) varían de 5 a 89 mca, en el sector de Pital (J-44) al Aprecio (J-62) cuenta con presiones que van de 5 a 76 mca y el sector del Aprecio (J-62) a Buena Vista (J-68) cuentan con presiones que van de 24 a 33 mca y el sector que va de Buena Vista (J-68) al nodo J-75, muestran presiones que oscilan de 36 a 44 mca.

### Tubería de conducción-impulsión

De la naciente R-1 al sector de Pital (J-114) las presiones varían de 42 a 154 mca, del sector de Pital (J-114) al Aprecio (J-132) cuenta con presiones de 0 a 111 mca, del sector del Aprecio (J-132) al sector de Buena Vista (J-138) las presiones oscilan de 6 a 9 mca y del sector de Buena Vista (J-138) al tanque de almacenamiento (R-6) se muestran presiones que varían de 1 a 7 mca.



**Figura 22.** Presiones en propuestas de mejora del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento a presión estática.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

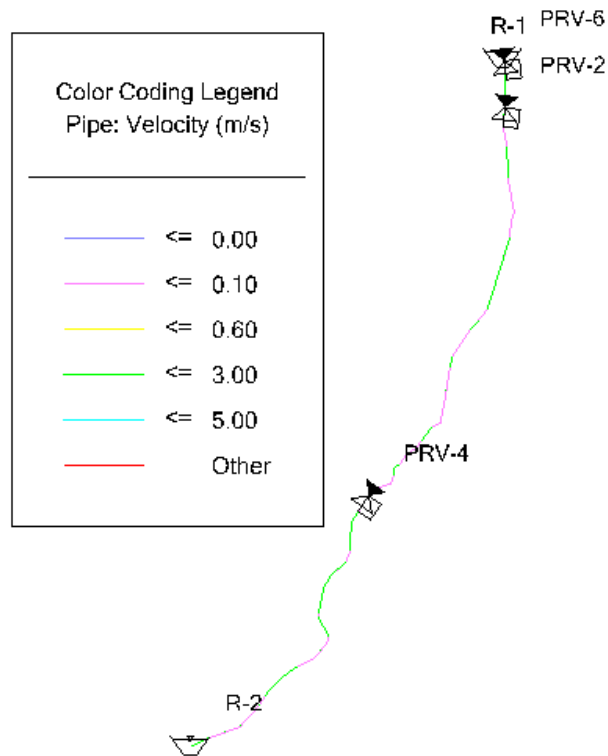
En lo que son las velocidades y las pérdidas por fricción, en la tubería de distribución son cero al no tener consumos; sin embargo, en la tubería de conducción se presentan velocidades de 1.77 m/s, que cumplen con lo estipulado por la norma del AyA (ver la figura 23).

### Tubería de distribución

En las tuberías de distribución las velocidades y pérdidas por fricción son cero.

### Tubería de impulsión

De la naciente R-1 al sector de Pital (P-114) las velocidades corresponden de 1.77 m/s, pérdidas de energía por fricción 0.18 a 10.12 m, cuya tubería tiene una longitud de 289m, del sector de Pital (P-114) al Aprecio (P-132) cuenta con velocidades de 1.77 m/s, pérdidas de 0.45 a 7.03 m cuya tubería tiene una longitud de 201m, del sector del Aprecio (P-132) al sector de Buena Vista (P-138) las velocidades son de 1.77 m/s, pérdidas de 1.02 a 3.20 m cuya tubería tiene una longitud de 91m y del sector de Buena Vista (P-138) al tanque de almacenamiento (R-6) las velocidades son de 1.77 m/s y sus pérdidas de energía por fricción de 0.03 a 8.44 m, cuya tubería de mayor longitud es 241m



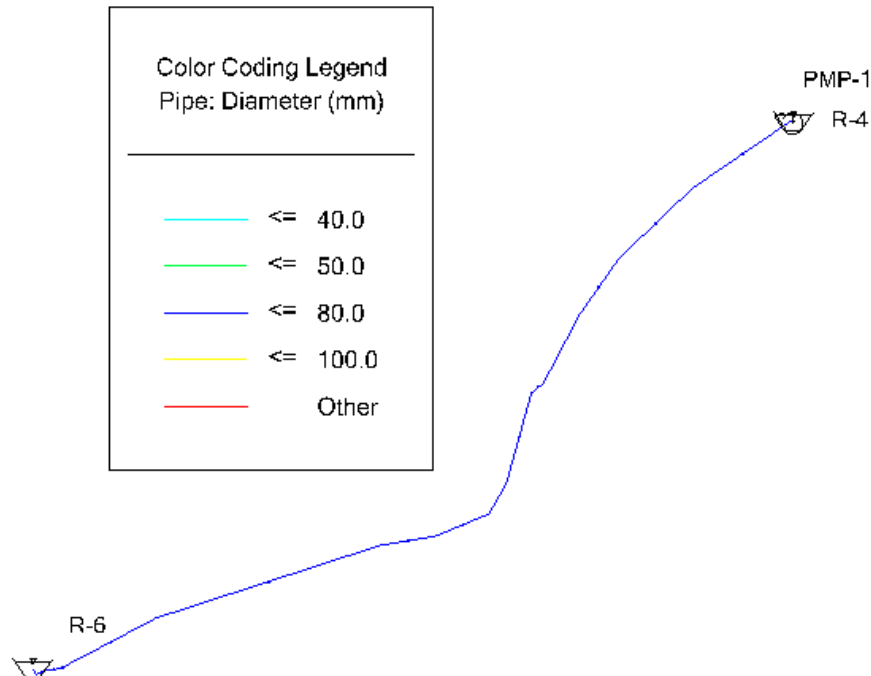
**Figura 23.** Velocidades en las propuestas de mejora del modelo 1. De la naciente Las Imágenes al tanque de almacenamiento a presión estática.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

## 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento (tubería de impulsión).

- *Modelo actual*

Este modelo se ubica en el sector de Buena Vista y corresponde a una tubería de impulsión, la cual se inicia con una tubería de 50mm que aumenta en la salida del pozo (R-4) a 80 mm. Esta tubería va a dar al tanque de Buena Vista (R-6) que se muestra en la figura 24,

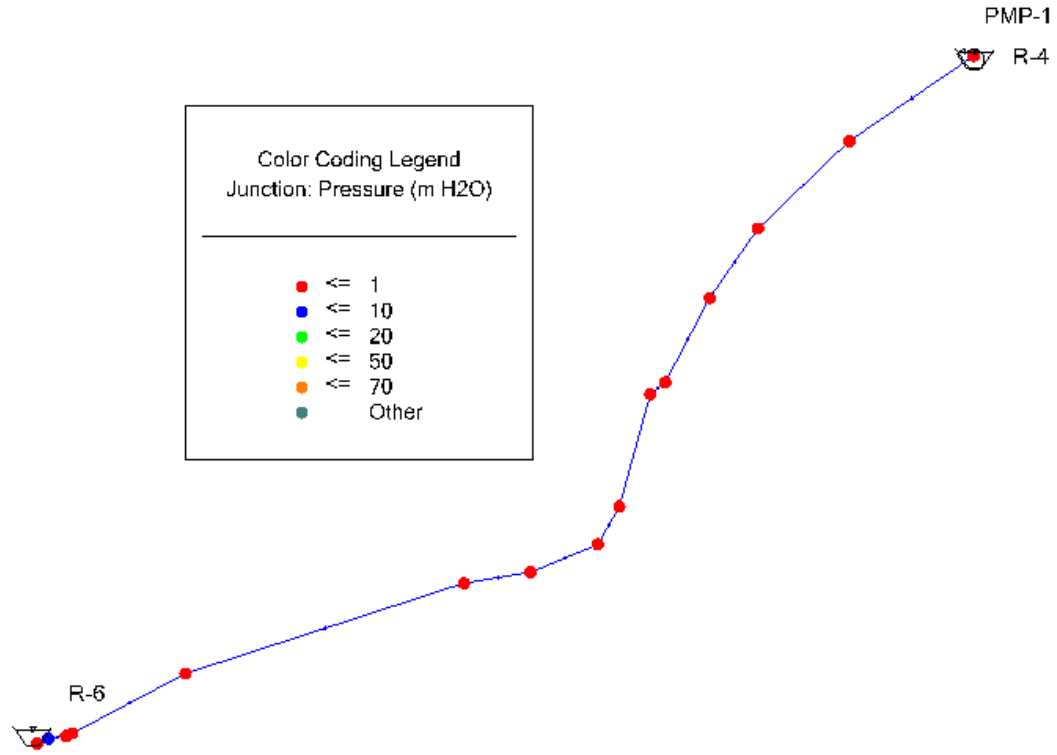


**Figura 24.** Diámetros del modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento-Modelo actual

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

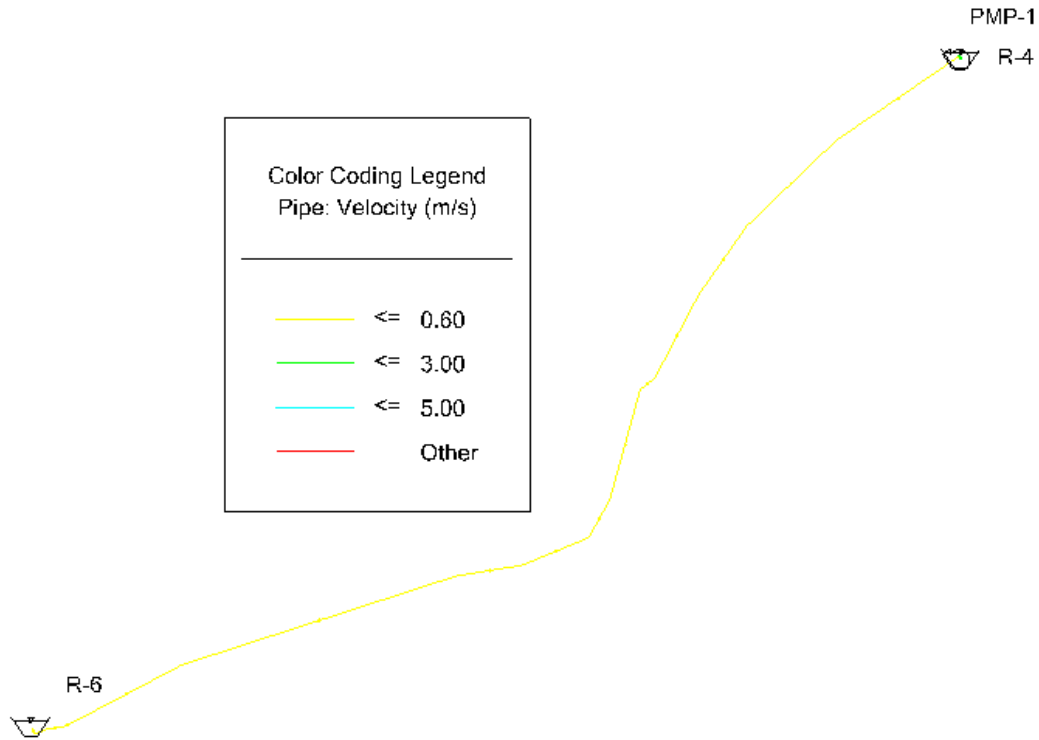
Las presiones de este modelo actual presentan en su mayoría nodos negativos (ver la figura 25). Los nodos con mayores presiones corresponden a J-193 y J-194, respectivamente. Estas se encuentran de 1 a 2 mca, lo que muestra que esta tubería de impulsión en el escenario actual cuenta con afectaciones en la presión. Esto al estar todos los nodos de su sistema por debajo de lo recomendado por la norma, lo cual se podría deber a las elevaciones a las que se encuentra el sistema y a que su bomba no sea la adecuada para el bombeo del caudal requerido al tanque de almacenamiento.

Del pozo (R-4) al nodo J-187 las presiones oscilan entre -25 a -8 mca, luego del nodo J-188 al tanque de almacenamiento (R-6) las presiones varían de -7 a 2 mca.



**Figura 25.** Presiones en los nodos del modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento- Modelo actual a presión dinámica.  
**Fuente:** Elaboración propia (2022).

En cuanto a sus velocidades desde el pozo (R-4) a la tubería P-188, varían de 0.52 a 1.33 m/s y las pérdidas por fricción van de 0.05668 a 0.44894 m, donde las más altas se presentan en las tuberías de mayor longitud, tal es el caso de 124m. Por otro lado, de la tubería P-189 al tanque de almacenamiento (R-6) se presentan velocidades de 0.52 m/s y pérdidas por fricción que oscilan entre 0.02084 a 0.87124 m, donde las más altas se presentan en las tuberías de mayor longitud, en este caso se atribuye a la tubería de 240m (ver figura 26).

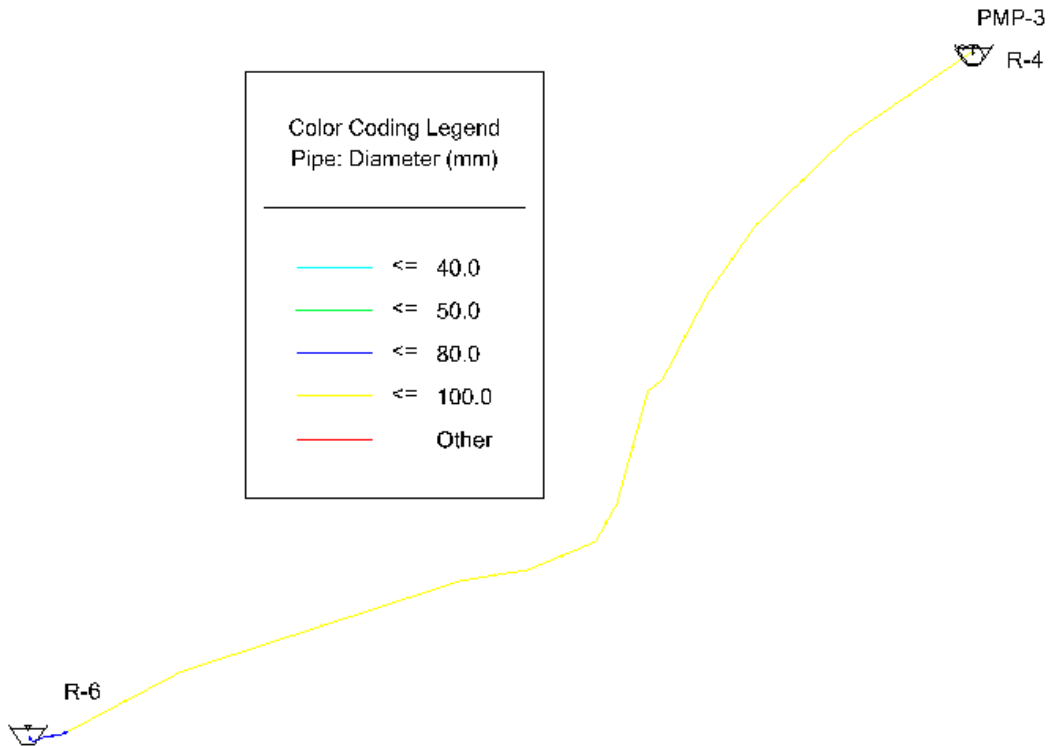


**Figura 26.** Velocidades del modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento-Modelo actual a presión dinámica.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

- *Propuestas de mejoras*

Para las mejoras de este sistema se propone ampliar el diámetro del sistema para que del pozo a la salida de este se coloquen 80 mm de tubería. Luego, de ahí al nodo J-191 aguas abajo instalar una tubería de 100 mm. Posteriormente, de ahí hasta el tanque de almacenamiento (R-6) disminuye a 80mm. Lo anterior se puede observar en la Figura 27.

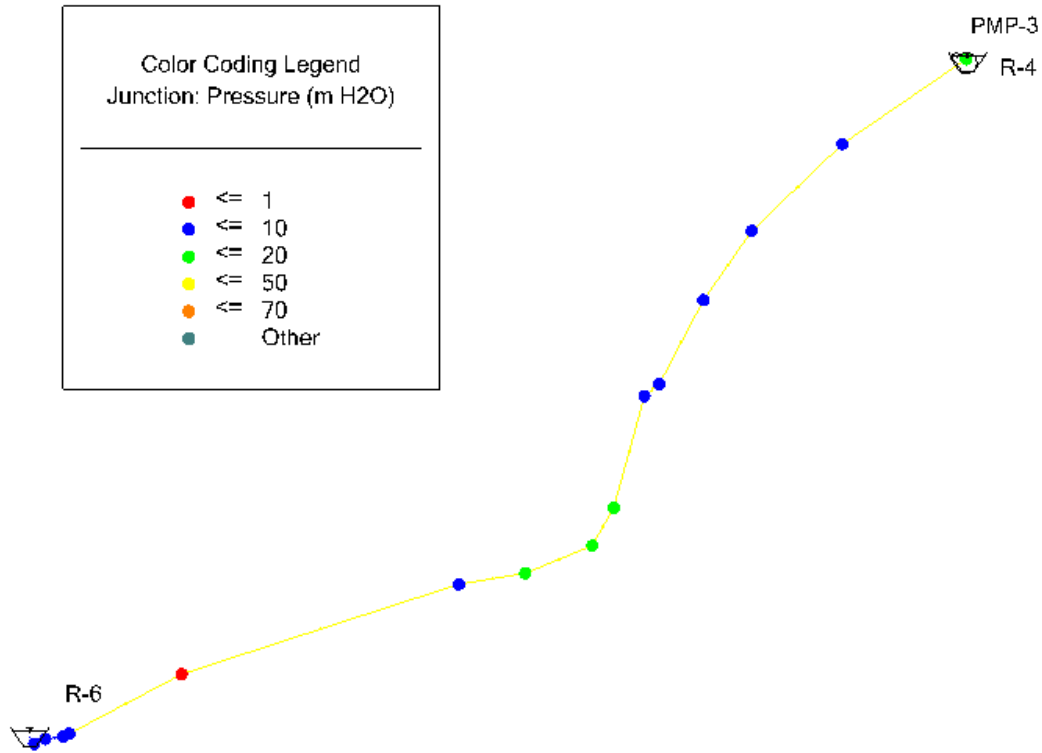


**Figura 27.** Diámetros de las propuestas de mejora modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

Este sistema presentó del pozo (R-4) al nodo J-187 las presiones oscilan de 7 a 13 mca, luego del nodo J-188 al tanque de almacenamiento (R-6) las presiones varían de 0 a 10 mca. Se recomienda enterrar los nodos J-189 y J-190 a más de 1m para que se logre cumplir hidráulicamente el sistema. También se recomienda utilizar una bomba más grande que bombee la cantidad de agua requerida por la demanda. Considerando las presiones de este modelo se recomienda utilizar tuberías PVC SDR 32.5, la cual soporta una presión de trabajo de 88mca

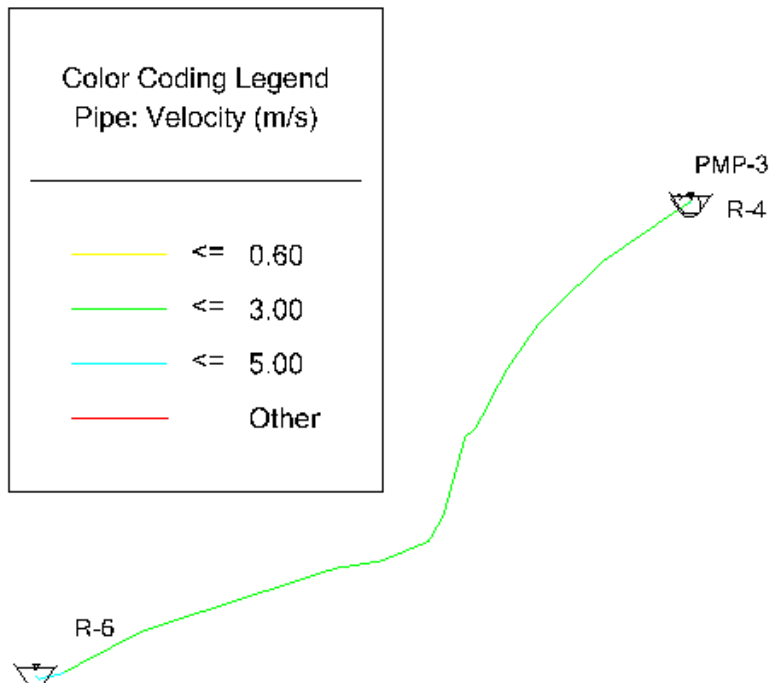




**Figura 28.** Presiones en los nodos de las propuestas de mejora modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

Las velocidades desde el pozo R-4 a la tubería P-188, varían de 2.12 a 3.32 m/s y las pérdidas por fricción van de 0.1880 a 4.66 m, donde las más altas se presentan en las tuberías de mayor longitud, tal es el caso de 124 m. Por otro lado, de la tubería P-189 al tanque de almacenamiento (R-6) se presentan velocidades de 2.12 a 3.32 m/s y pérdidas por fricción que oscilan entre 0.64305 a 9.0616 m, donde las más altas se presentan en las tuberías de mayor longitud, en este caso se atribuye a la tubería de 240m. Las velocidades se encuentran dentro de lo recomendado por la norma (ver figura 29)



**Figura 29.** Velocidades de las propuestas de mejora modelo 2. Del pozo de Buena Vista al tanque de almacenamiento

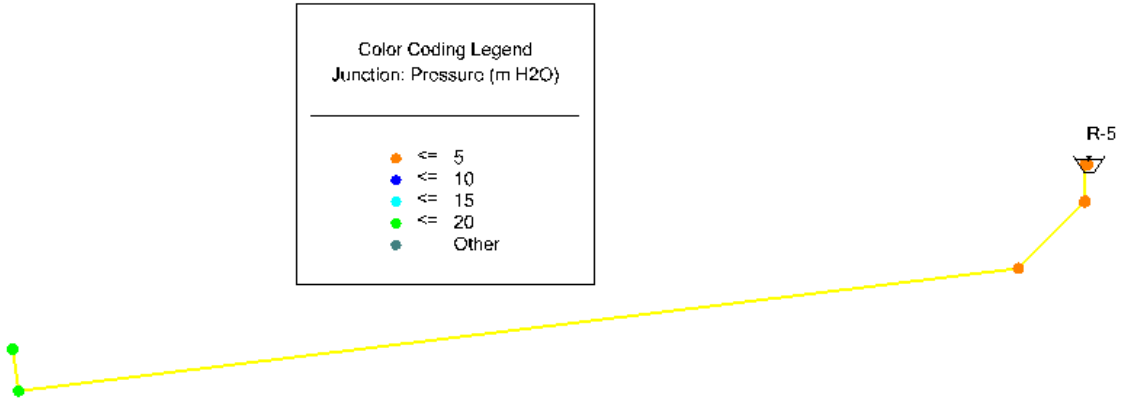
**Fuente:** Elaboración propia (2022).

### 3. Del tanque del hidrante al hidrante

- **Modelo actual**

Esta parte del acueducto es referente a los hidrantes. La ASADA cuenta con un tanque que almacena agua y la guía hacia el hidrante, esto como medida de mitigación ante un incendio. Este cuenta con una tubería de 100 mm que cumple con lo que dicta el manual de bomberos de Costa Rica.

Las presiones resultantes del modelo oscilan entre 0 y 20 mca, y la mayoría de los nodos son menores a 10 mca (ver figura 30), aunque el Reglamento a la Ley de Hidrantes N° 8641 menciona que el hidrante debe presentar una presión mínima de 14.1 mca, de acuerdo con la norma NFTA. El modelo indica que el hidrante (J-87) en este caso resultó tener una presión de 19 mca; por lo tanto, este es mayor a la presión mínima estipulada en el manual. Según la situación actual de este modelo no se requiere realizar mejoras en su funcionamiento. Este modelo no cuenta con consumos en los nodos del sistema, por lo que sus velocidades y pérdidas por fricción son cero.



**Figura 30.** Presiones del modelo 3. Del tanque del hidrante al hidrante  
**Fuente:** Elaboración propia (2022).

#### 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista (tubería de distribución)

- *Modelo actual*

Este modelo cuenta con tuberías de 40 mm y 50 mm, en que a la salida del tanque de la ASADA de Buena Vista (R-6) se inician dos tuberías en 50mm; luego, en el nodo J-94, sale un ramal de esta que pasa a ser de 40mm y luego del nodo J-94 sigue en 50mm, para luego reducirse a 40 mm aguas abajo en los nodos J-139 y J-017. Lo anterior puede observarse en la figura 31.



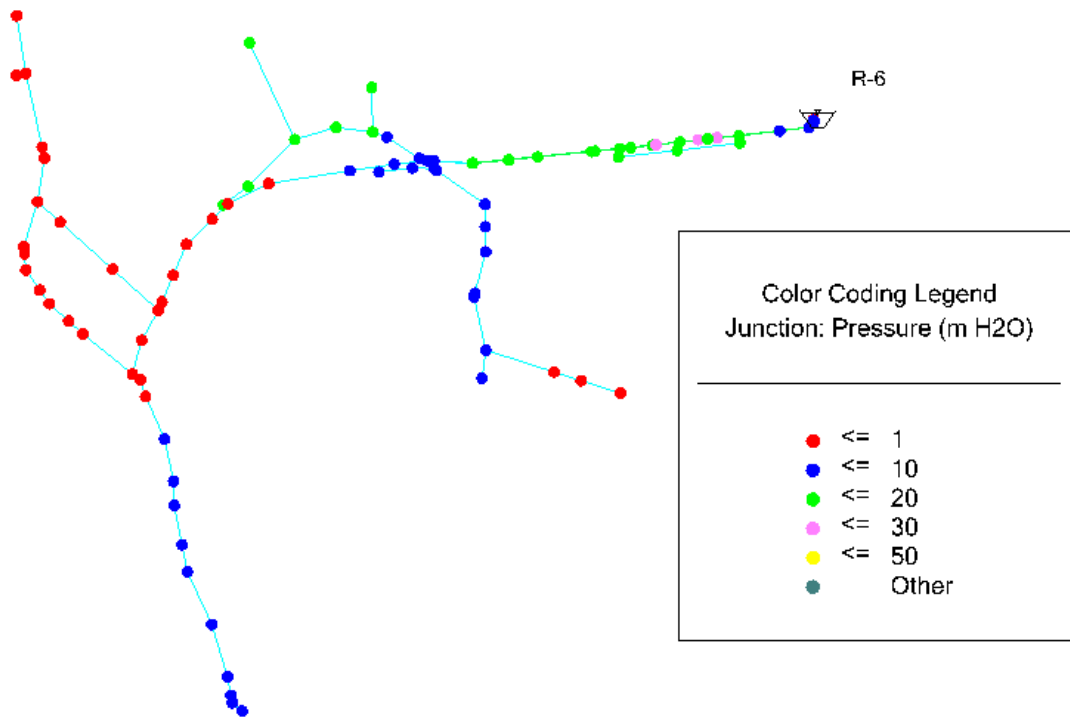
**Figura 31.** Diámetros del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-Modelo actual

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

○ *Presión dinámica*

Dicho modelo a presión dinámica presenta en su mayoría nodos que cuentan con presiones por debajo de los 10 mca, una gran parte de estos con presiones negativas (ver figura 32), cuando el mínimo en zonas muy llanas según la Norma Técnica del AyA corresponde a 10 mca en los nodos de consumo. También se presentan nodos que cuentan con presiones próximas a los 15 mca.

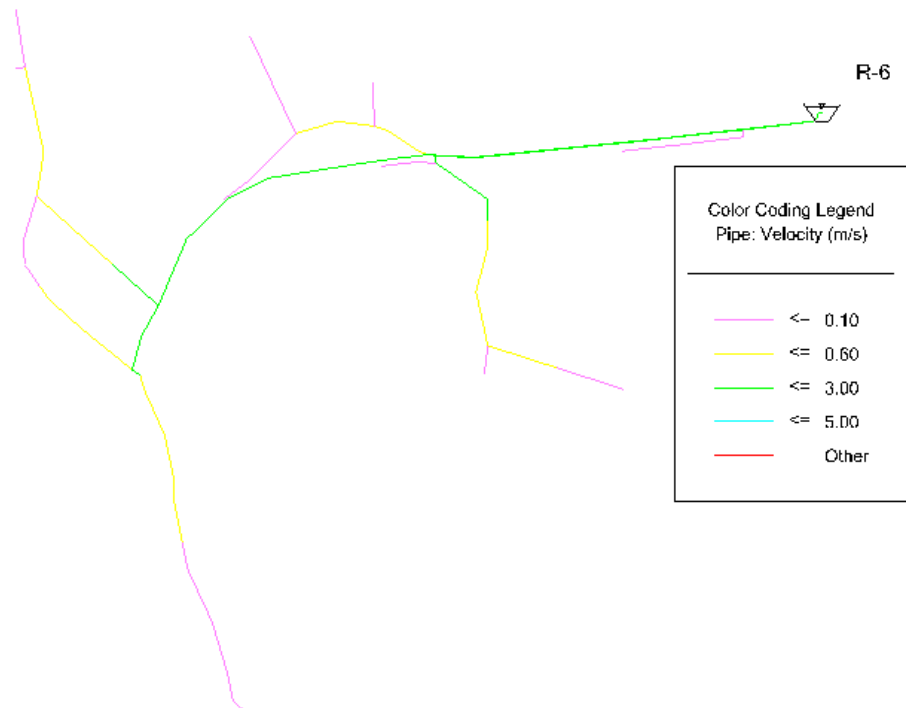
Del tanque de almacenamiento (R-6) al nodo J-123, se cuentan con presiones que oscilan de 0 a 26 mca, luego del nodo J-123 al sector por la escuela nodo J-132 y J-143 camino a la iglesia, cuentan con presiones que varían de -11 a 14 mca. Del nodo J-108 al J-122, las presiones varían de 0 a 9 mca., por último, del nodo J-144 hacia las casas J-178, las presiones oscilaban de -11 a 3 mca.



**Figura 32.** Presiones en los nodos del modelo 4 a presión dinámica-Modelo actual a presión dinámica  
**Fuente:** Elaboración propia, (2022).

En cuanto a velocidades, este modelo presenta algunas que se encuentran por debajo de los 0.1 m/s; no obstante, esto, según la norma del AyA se acepta eso para tuberías que presenten diámetros muy pequeños (40 y 50 mm). Del tanque de almacenamiento (R-6) a la tubería P-123 las velocidades oscilan de 0.02 a 1.73 m/s y las pérdidas de energía por fricción varían de 0.04296 a 6.15 m. De la tubería P-123 al sector por la escuela P-132 y P-143 iglesia, las velocidades van de 0 a 1.11 m/s y sus las pérdidas de energía por fricción oscilan de 0 a 6.15 m, a lo que se le puede atribuir la longitud de mayor extensión que

corresponde a 242m, de la tubería P-108 a la P-122, cuentan con velocidades que varían de 0.07 a 1.55 m/s, cuyas pérdidas de energía pro fricción oscilan de 0.00510 a 3.12 m, con longitudes de 51 m y por último luego de la tubería P-144 hacia las casas P-178 las velocidades varían de 0.02 a 2 m/s y las pérdidas de energía por fricción de 0.00033 a 10.58 m, con una longitud mayor de 108 m (ver figura 33).

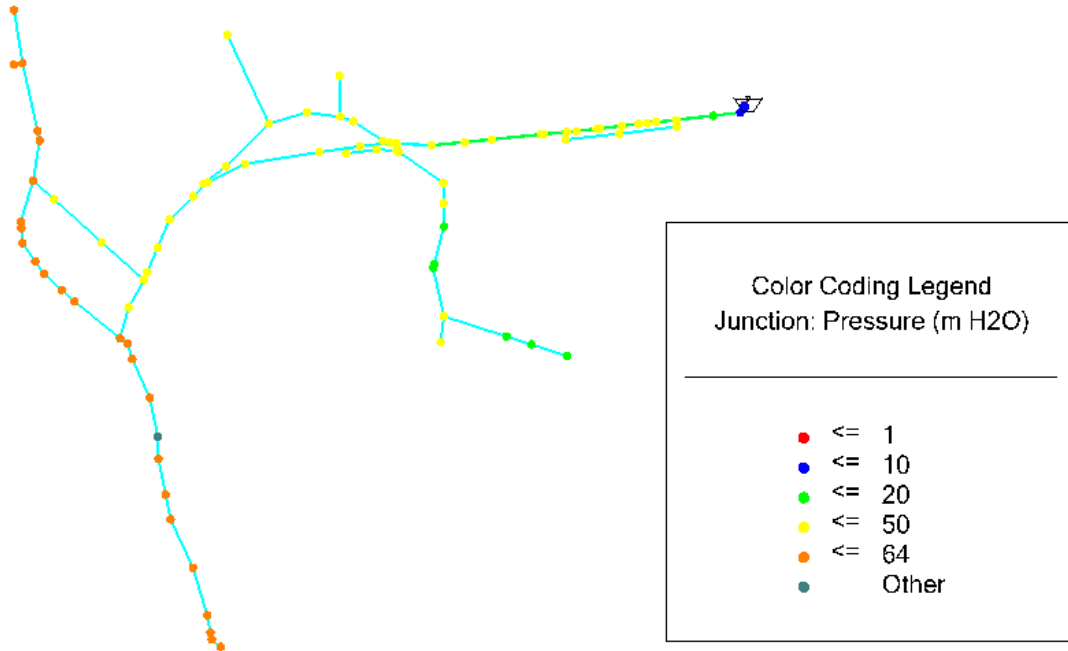


**Figura 33.** Velocidades del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-Modelo actual a presión dinámica

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

○ *Presión estática*

En el modelo a presión estática, del tanque de almacenamiento al nodo J-123, cuentan con presiones que oscilan de 0 a 30 mca, luego del nodo J-123 al sector por la escuela nodo J-132 y J-143 camino a la iglesia, cuentan con presiones que varían de 24 a 30 mca. Del nodo del nodo J-108 al J-122, las presiones varían de 31 a 64 mca., por último, J-144 hacia las casas J-178, las presiones oscilan de 31 a 64 mca. En modelos de presión estática la velocidad es cero, al igual que sus pérdidas por fricción (ver figura 34).



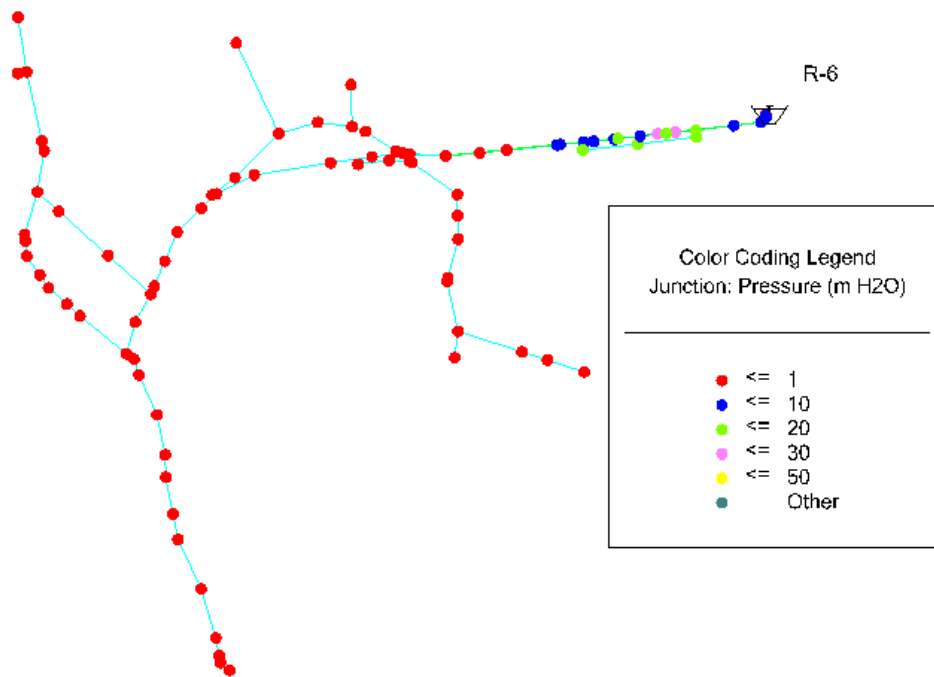
**Figura 34.** Presiones en los nodos del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista- Modelo actual a presión estática

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

- *A 20 años*

En cuanto a la dirección del flujo, este acueducto, en el sector en donde se concentra la mayor demanda en el acueducto. Del nodo J-152 al J-159 la dirección del flujo es hacia abajo; sin embargo, de este al J-165 sube; por lo que el trasiego no se da adecuadamente dado a que el flujo se encuentra como estancado, esto a pesar de que por topografía el agua debería bajar; sin embargo, como el sistema de acueducto de la ASADA pasa de estar en serie a estar en paralelo, específicamente en los nodos J-149 y J-165, el comportamiento del sistema es el que compensa que las pérdidas de presión sean iguales, poniendo caudales distintos, lo cual hace que el flujo se comporte de esa manera.

Como se puede observar en la figura 35, este modelo cuenta con presiones negativas en la mayoría del sistema, pero los nodos que representan presiones positivas varían entre 0 y 13 mca. Del tanque de almacenamiento al nodo J-123, las presiones oscilan de -11 a 22 mca, del nodo J-123 al sector por la escuela J-132 y J-143 iglesia, estas varían de -50 a -6 mca, luego del nodo J-108 al J-122, las presiones oscilan de -23 a -11 mca y por último las presiones del nodo J-144 hacia las casas J-178, cuenta con presiones que varían de -82 a -62 mca

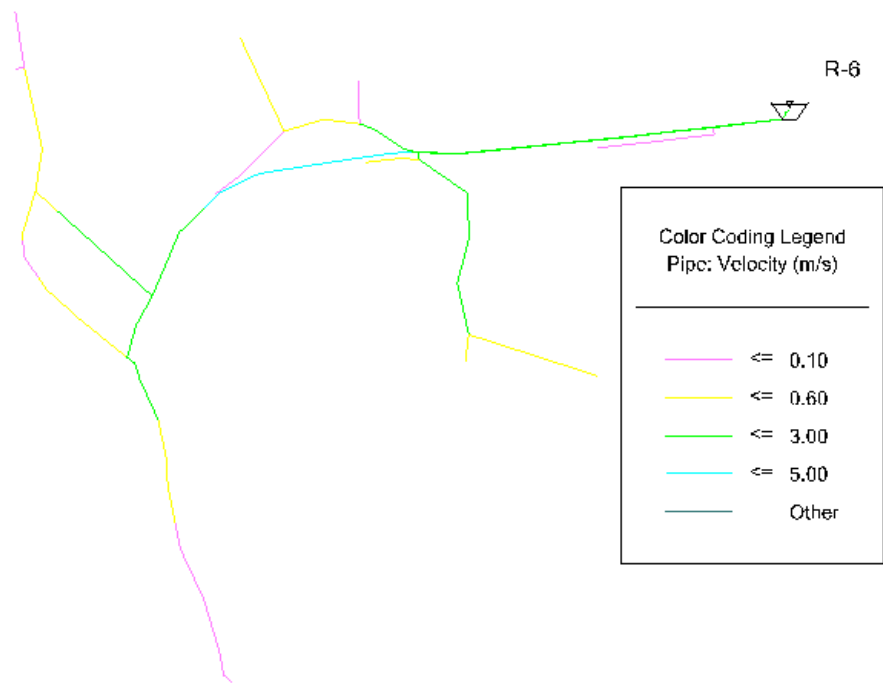


**Figura 35.** Presiones en los nodos del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-A 20 años.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

El sistema presenta velocidades menores a 0,60 m/s (ver la figura 36) que se recomienda en el manual del AyA; pero este acueducto cuenta con tuberías de diámetros pequeños por lo que se aceptan las velocidades menores. Las pérdidas por fricción en este modelo a 20 años son muy elevadas, pues presentan valores de hasta 23.10 m, lo que puede deberse al aumento del caudal de demanda producto del aumento de abonados.

Del tanque de almacenamiento (R-6) a la tubería P-123, se presentan velocidades que oscilan de 0.04 a 2.66 m/s y sus pérdidas por fricción varían entre 0 a 13.60 m, cuya longitud mayor corresponde a 242 m, luego de la tubería P-123 al sector por la escuela P-132 y P-143 iglesia, estas varían de 0 a 3.04 m/s, con pérdidas de 0 a 12.49 m, a lo que se le puede atribuir la longitud de mayor extensión que corresponde a 58m. De la tubería P-108 a la P-122, las velocidades van de 0.11 a 2.40 m/s y sus pérdidas oscilan de 0.01 a 7.01, mientras que la longitud de mayor corresponde a 51 m de tubería, por último, de la tubería P-144 hacia las casas P-178, las velocidades varían de 0.05 a 3.04 m/s y las pérdidas van de 0 a 23.10, donde la longitud de mayor corresponde a 108 m.



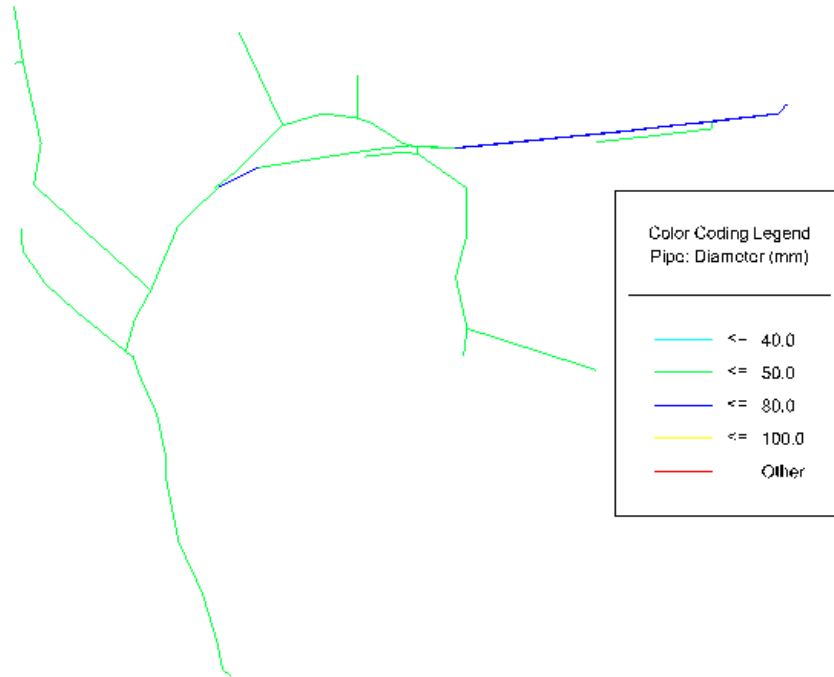
**Figura 36.** Velocidades del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-A 20 años.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

- ***Propuestas de mejoras***

Aunado a lo anterior se propone como mejoras eliminar las tuberías P-158 y P-159 para que así deje de estar en paralelo y pase a estar en serie. También se recomienda no disminuir el diámetro a 40 mm después del nodo J-108, por lo que del tanque de almacenamiento hasta los nodos J-139 y J-071 aguas abajo se recomienda utilizar una tubería de 80mm, y de los nodos mencionados anteriormente que se reduzca el diámetro a 50mm, con excepción de la tubería P-145. El diámetro de esta será 80mm. Todo esto se muestra en la figura 37.

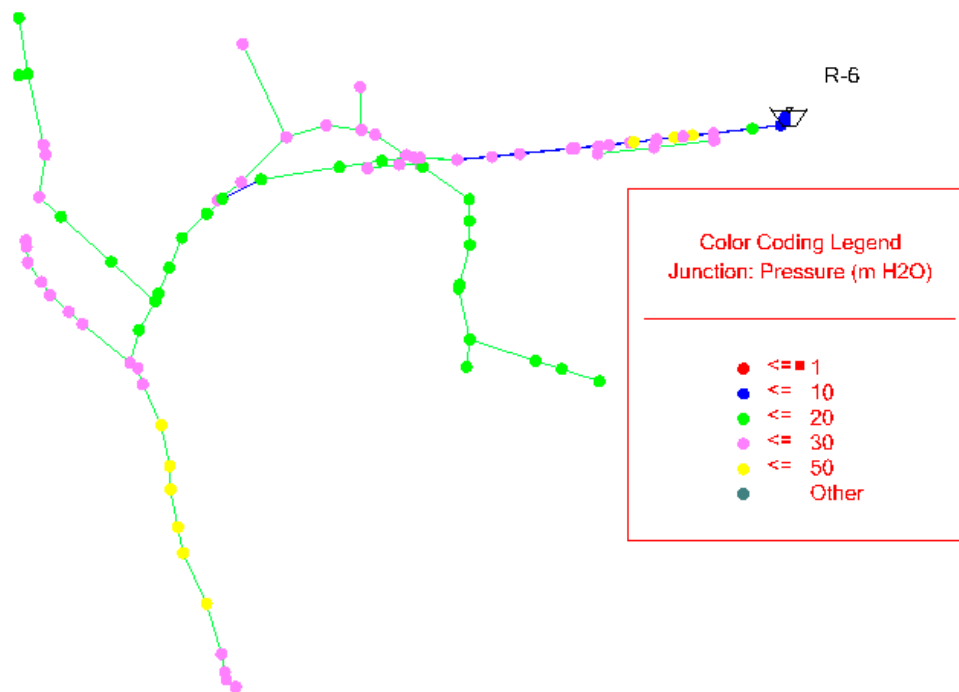




**Figura 37.** Diámetros de las propuestas de mejora del modelo 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-A 20 años- A presión dinámica.  
**Fuente:** Elaboración propia (2022).

En cuanto a las presiones del tanque de almacenamiento (R-6) al nodo J-123 varían de 2 a 23 mca, del nodo J-123 al sector por la escuela J-132 y J-143 iglesia, las presiones oscilan de 12 a 27 mca, luego del J-108 al J-122, estas van de 13 a 22 mca y por último del nodo J-144 hacia las casas J-178, las presiones varían de 12 a 31 mca (ver figura 38).

Las velocidades del tanque de almacenamiento (R-6) a la tubería P-123, oscilan de 0.02 a 1.65 m/s y sus pérdidas de energía por fricción de 0 a 2.70 m, mientras que la longitud de mayor de tubería corresponde a 51 m, luego de la tubería P-123 al sector por la escuela P-132 y P-143 iglesia, las velocidades varían de 0 a 1.95 m/s y las pérdidas de 0 a 7.79 m, cuya longitud mayor es de 108 m. De la tubería P-108 a la P-122, las velocidades oscilan de 0.07 a 1.59 m/s y sus pérdidas por fricción de 0 a 2.51 m, donde su tubería de mayor extensión corresponde a 51 m, por último, de la tubería P-144 hacia las casas P-178, las velocidades varían de 0 a 1.95 m/s y sus pérdidas van de 0 a 7.79 m, con una longitud de tubería mayor de 108 m.



**Figura 38.** Presiones de los nodos del modelo con propuestas de mejoras 4. Del tanque de almacenamiento al pueblo de Buena Vista-A presión dinámica.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

o *Presión estática*

Del tanque de almacenamiento (R-6) al nodo J-123, presiones van de 3 a 32 mca, del nodo J-123 al sector por la escuela J-132 y J-143 iglesia, estas van de 26 a 32 mca, luego las presiones del nodo J-144 hacia las casas J-178, oscilan en 33 a 65 mca y del nodo J-108 al J-122, las presiones varían de 21 a 27 mca.

### 6.3.2. Acueducto El Cedro

i. *Situación actual*

Según el balance hídrico que se muestra en la tabla 12, el acueducto de El Cedro presenta un déficit de 0,31 L/s, al igual que en el caso del acueducto de Buena Vista. Esto puede deberse al uso de 30% en el cálculo del agua no contabilizada. Por esta razón es importante la implementación de Macromedición en la salida de los tanques de almacenamiento, ello con el fin de tener un control del agua que sale del sistema para así monitorear cualquier alteración.

**Tabla 12.** Balance de demanda y producción hídrica del acueducto El Cedro

Información base (2020)		
Descripción del ítem	Valor	Comentario
Abonados	17	
Factor de hacinamiento	3,9	Según el CENSO 2011
Población	<b>66</b>	
Dotación neta (L/hab/día)	246	
Producción fuentes (L/S)	0,01	Naciente Las Imágenes y Pozo Buena Vista
ANC (%)	30%	
Almacenamiento disponible (m <sup>3</sup> )	18	
Factor Máximo diario	1,2	“Norma Técnica para el diseño y la construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial” Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, (2017).
Factor Máximo horario	1,8	
Caudal promedio diario (L/s)	0,19	
Caudal promedio diario real (L/s)	0,27	
Caudal máximo diario (L/s)	0,32	
Caudal máximo horario (L/s)	0,48	
Balance hídrico	<b>-0,31</b>	

Fuente: Elaboración propia (2021).

Con respecto al volumen de almacenamiento del acueducto de El Cedro este cuenta con un tanque de almacenamiento de 18 m<sup>3</sup> para abastecer a 17 abonados, los cuales presentan una demanda de 246 L/hab/día, lo que representa 4m<sup>3</sup> de faltante en el almacenamiento, e imposibilita cumplir a cabalidad con dicho abastecimiento (ver tabla 13).

**Tabla 13.** Volúmenes de almacenamiento acueducto El Cedro

Almacenamiento (m <sup>3</sup> )	
Volumen por regulación de consumo	3
Volumen por interrupciones	4
Volumen por incendios	15
Almacenamiento requerido	22
Balance almacenamiento	<b>-4</b>

Fuente: Elaboración propia (2021).

ii. *Proyección futura*

Al igual que en el caso de Buena Vista la proyección poblacional se realizó a un horizonte de 20 años, por lo que el análisis de proyección futura se hizo para el año 2040. Esto se puede observar en la tabla

14, la cual muestra que para el año 2040, con el aumento proyectado de siete abonados, va a presentar un déficit de 0,45 L/s.

**Tabla 14.** Balance de demanda y producción hídrica del acueducto El Cedro, proyección futura

Información base (2040)		
Descripción del ítem	Valor	Comentario
Abonados	24	
Factor de hacinamiento	3,9	Según el CENSO 2011
Población	94	
Dotación neta (L/hab/día)	246	
Producción fuentes (L/S)	0,01	Naciente Las Imágenes y Pozo Buena Vista
ANC (%)	30%	
Almacenamiento disponible (m <sup>3</sup> )	18	
Factor Máximo diario	1,2	“Norma Técnica para el diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial” Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, (2017).
Factor Máximo Horario	1,8	
Caudal promedio diario (L/s)	0,27	
Caudal promedio diario real (L/s)	0,38	
Caudal máximo diario (L/s)	0,46	
Caudal máximo horario (L/s)	0,69	
Balance hídrico	-0,45	

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

En cuanto al almacenamiento para la proyección futura, se presentará una faltante de 7m<sup>3</sup>, tal y como se observa en la tabla 15.

**Tabla 15.** Volúmenes de almacenamiento del acueducto El Cedro, proyección futura

Almacenamiento (m <sup>3</sup> )	
Volumen por regulación de consumo	5
Volumen por interrupciones	5
Volumen por incendios	15
Almacenamiento requerido	25
Balance almacenamiento	-7

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

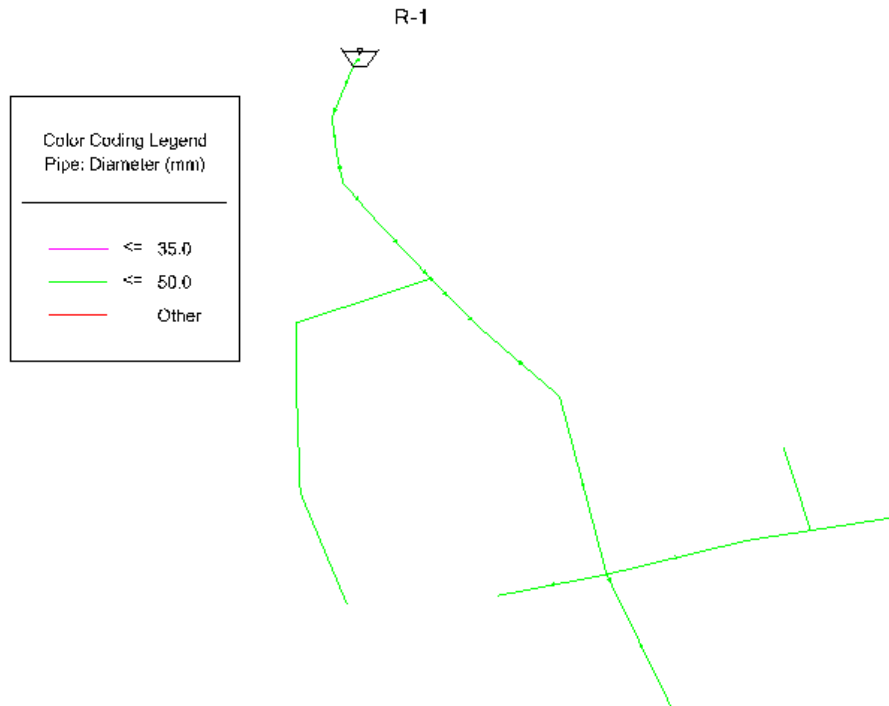
iii. *Modelo hidráulico*

El modelo 5 se diseñó a presión dinámica y estática. Según los resultados obtenidos de estos modelos se les sugirieron mejoras. En cuanto al modelo actual a presión dinámica se evaluó una demanda máxima diaria según la dotación de 246 L/hab/día, la cual se puede observar en la tabla 12. Resultado así un consumo máximo diario de 0.48 L/s de todo el acueducto. Y para el modelo proyectado a 20 años a presión dinámica se utilizó un consumo máximo diario de 0,69 L/s de todo el acueducto

**5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro**

• **Modelo actual**

Este modelo cuenta con una tubería de 50mm (ver figura 39) y comprende el sector de El Cedro. Esta es una tubería de distribución.

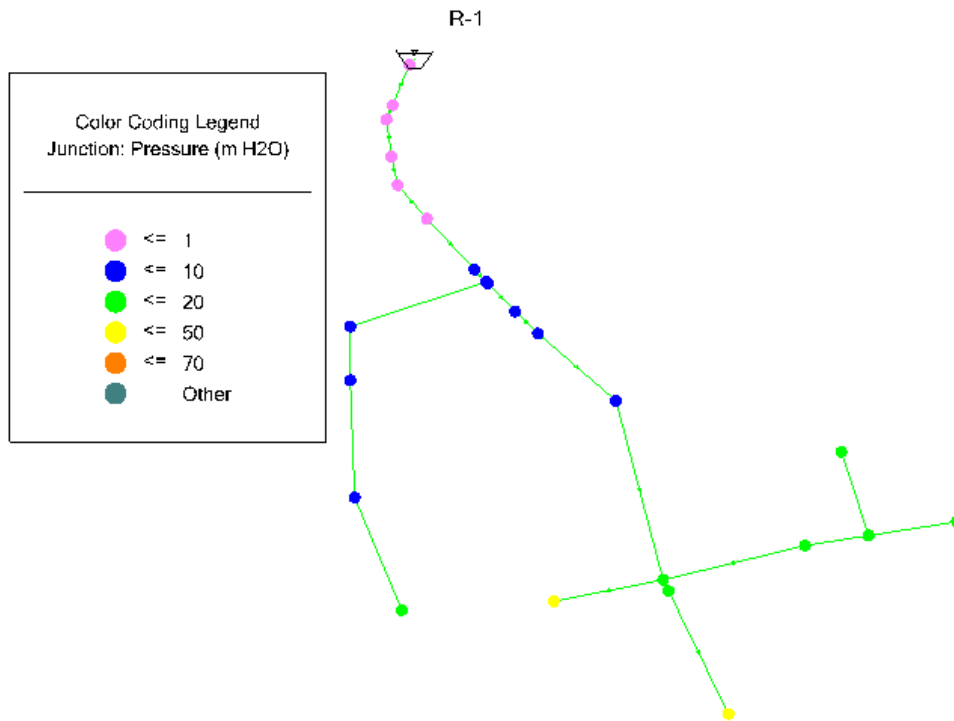


**Figura 39.** Diámetros del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro-Modelo actual

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

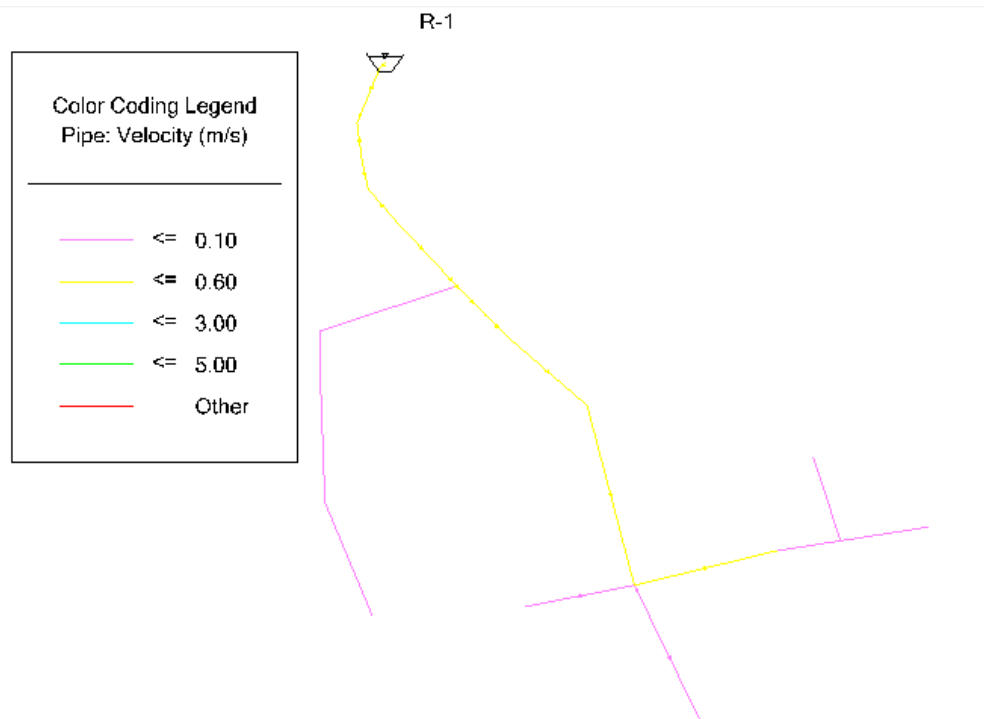
○ *Presión dinámica*

En cuanto a las presiones este sistema presenta son positivas en los nodos de consumo, sin embargo, no cumplen con lo recomendado por el AyA en su totalidad, por ejemplo, las presiones del tanque de almacenamiento (R-1) al nodo J-29 oscilan de 0 a 13 mca y del nodo J-30 al J-40 las presiones varían de 2 a 21 mca. En la figura 38 de puede observar la distribución de presiones en la red (ver figura 40).



**Figura 40.** Presiones en los nodos del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro-Modelo actual a presión dinámica  
**Fuente:** Elaboración propia (2022).

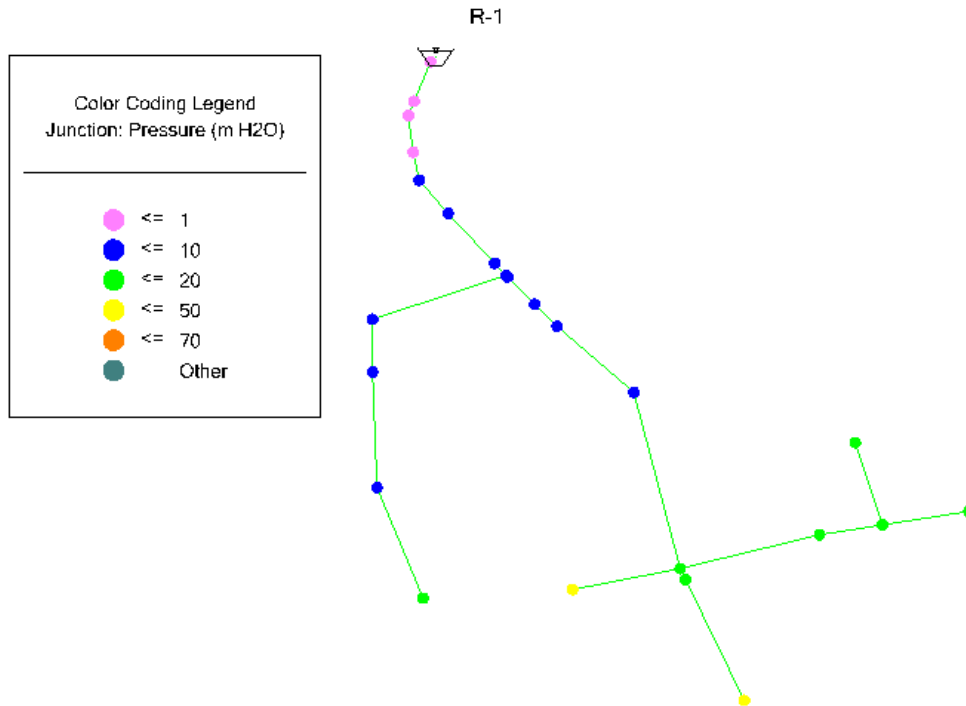
Las velocidades del tanque de almacenamiento R-1 a la tubería P-29 varían de 0 a 0.30 m/s y sus pérdidas por fricción varían de 0 a 0.09 m, cuya longitud mayor de tubería corresponde a 40 m. Luego de la tubería P-30 a la P-39 las velocidades oscilan de 0 a 0.18 m/s y sus pérdidas por fricción oscilan de 0 a 0.10 m, donde la tubería de mayor longitud es 107 m. Las velocidades se encuentran por debajo de lo recomendable por la Norma Técnica del AyA; sin embargo, presentan tuberías con diámetro pequeño (35 y 50 mm), por lo que se aceptan velocidades menores a lo estipulado. Las velocidades de este sistema se pueden observar en la figura 41.



**Figura 41.** Velocidades del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro  
**Fuente:** Elaboración propia, (2022).

○ *Presión estática*

Las presiones de este modelo son positivas, sin embargo, no cumplen con lo recomendado por el AyA en su totalidad, por ejemplo, las presiones del tanque de almacenamiento (R-1) al nodo J-29 varían de 0 a 13 mca y del nodo J-30 al J-40 las presiones oscilan de 3 a 22 mca. En la figura 42 de puede observar la distribución de presiones en la red. Al igual que en el caso del modelo a presión dinámica, los nodos no cumplen con lo requerido. Lo que son las velocidades y pérdidas por fricción de este son cero debido a que no se están tomando en cuenta los consumos.



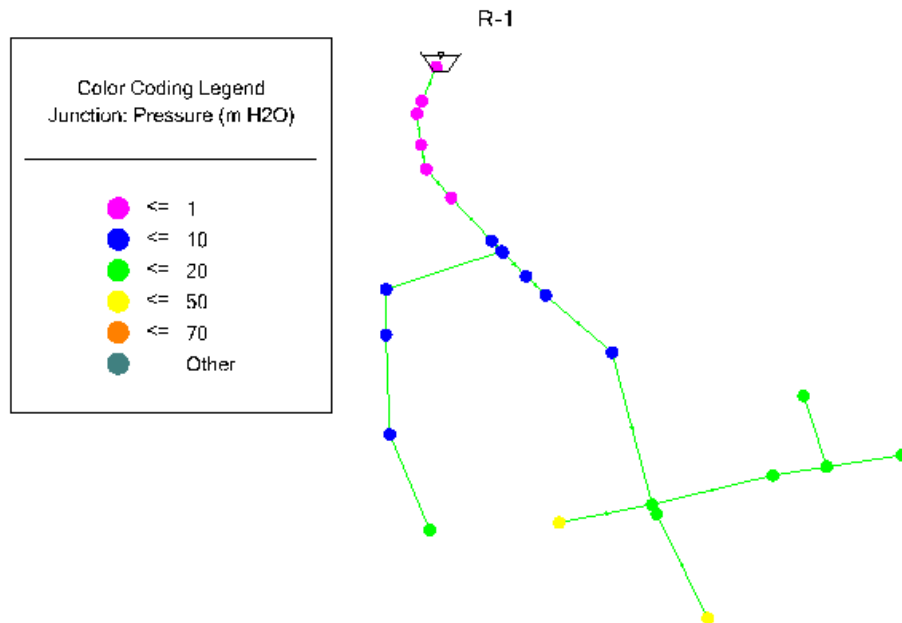
**Figura 42.** Presiones en los nodos del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro -Modelo actual a presión estática.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

- *A 20 años*
  - *Presión dinámica*

Las presiones que presenta este sistema son positivas en los nodos de consumo, sin embargo, no cumplen con el mínimo establecido por el AyA en su totalidad, por ejemplo, las presiones del tanque de almacenamiento (R-1) al nodo J-29 oscilan de 0 a 13 mca y del nodo J-30 al J-40 las presiones varían de 2 a 21 mca. (ver la figura 43).

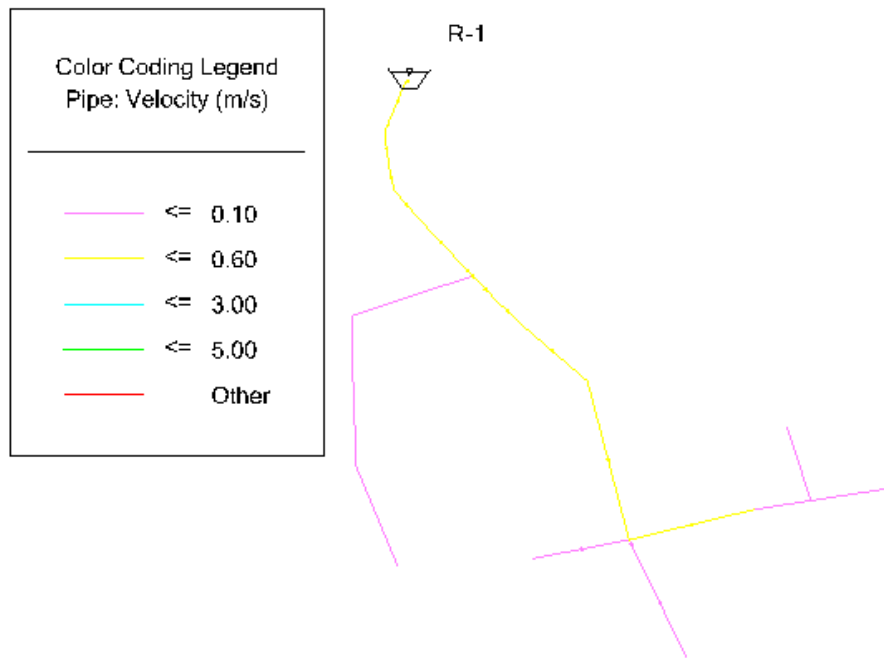




**Figura 43.** Presiones en los nodos del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro-A 20 años, presión dinámica.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

Las velocidades que van del tanque de almacenamiento R-1 a la tubería P-29 oscilan de 0 a 0.35 m/s y sus pérdidas por fricción varían de 0 a 0.11 m, cuya longitud mayor de tubería es 40 m. Luego de la tubería P-30 a la P-39 las velocidades van de 0 a 0.21 m/s y sus pérdidas por fricción varían de 0 a 0.12 m, donde la tubería de mayor longitud corresponde a 107 m. Las velocidades se encuentran por debajo de lo recomendable por la Norma Técnica del AyA; no obstante, presentan tuberías con diámetro pequeño (50mm), por lo que se aceptan velocidades menores a lo estipulado. Las velocidades de este sistema se pueden observar en la figura 44.

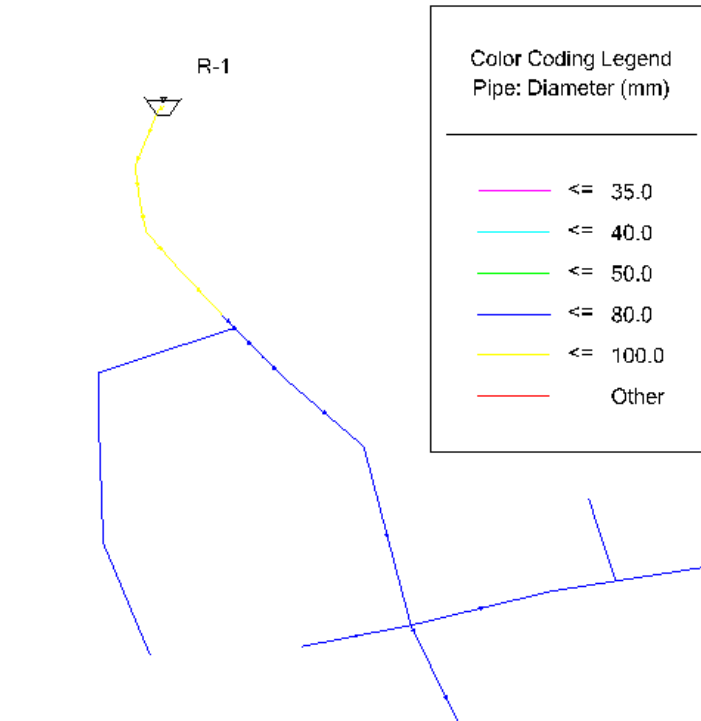


**Figura 44.** Velocidad del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro El Cedro-A 20 años, presión estática.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

- ***Propuestas de mejora***

Como propuestas de mejora se recomienda aumentar el diámetro de las tuberías para que del tanque de almacenamiento al nodo J-24 aguas abajo se coloque una tubería de 100mm; luego disminuir el diámetro a 80 mm en las tuberías restantes (ver figura 45), y también hacer más profundas al menos 2 m las zanjas en donde se encuentran las tuberías iniciales, del tanque al nodo 26. También se recomienda cambiar aguas abajo el consumo de una casa que se encuentra en la cercanía con el tanque de almacenamiento, ya que lo actual puede provocar afectaciones en las presiones del sistema.

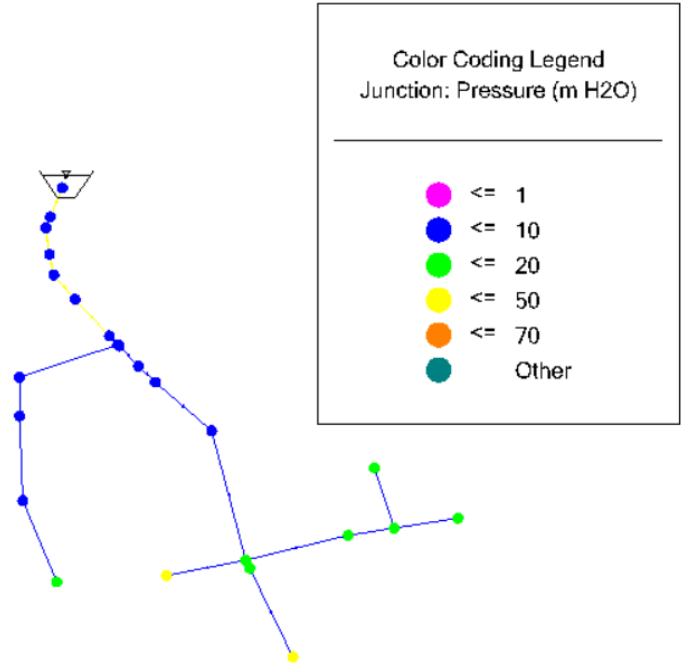


**Figura 45.** Diámetros de la propuesta de mejoras del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro

**Fuente:** Elaboración propia, (2022).

○ *Presión dinámica*

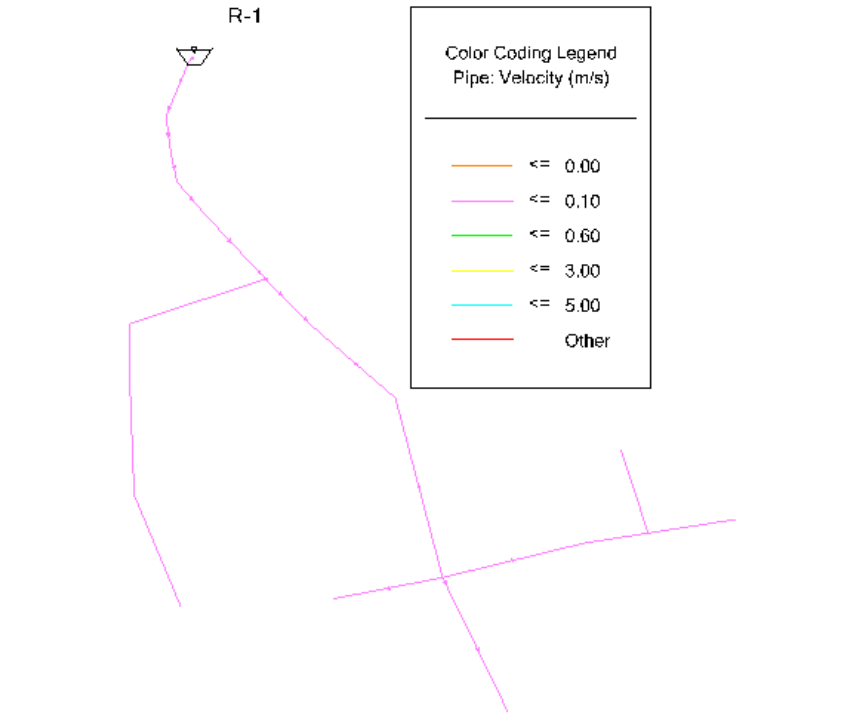
Según las presiones que presentan estas propuestas de mejora en los nodos se mostraron problemas con algunas, ya que no cumplían con el mínimo requerido por la Norma Técnica del AyA, por lo que en este caso solo uno de los nodos de consumo presenta una presión baja de 4 mca. El resto de los nodos de consumo presentan presiones mayores a 10 mca debido a que la topografía que se utilizó para realizar las modelaciones dificultó que se pudiera obtener una presión adecuada. La distribución de presiones en el sistema se especifica en la figura 46.



**Figura 46.** Presiones en los nodos de la propuesta de mejoras del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro a presión dinámica.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

Las velocidades que van del tanque de almacenamiento R-1 a la tubería P-29 van de 0 a 0.009 m/s y sus pérdidas por fricción son 0 m. Luego de la tubería P-30 a la P-39 las velocidades van de 0 a 0.08 m/s y sus pérdidas por fricción varían de 0 a 0.01 m. Como se puede observar las velocidades se encuentran por debajo de lo recomendable por la Norma Técnica del AyA; sin embargo, presentan tuberías con diámetros menores (80mm), por lo que se aceptan velocidades menores a lo estipulado. Estas velocidades se pueden observar en la figura 47.

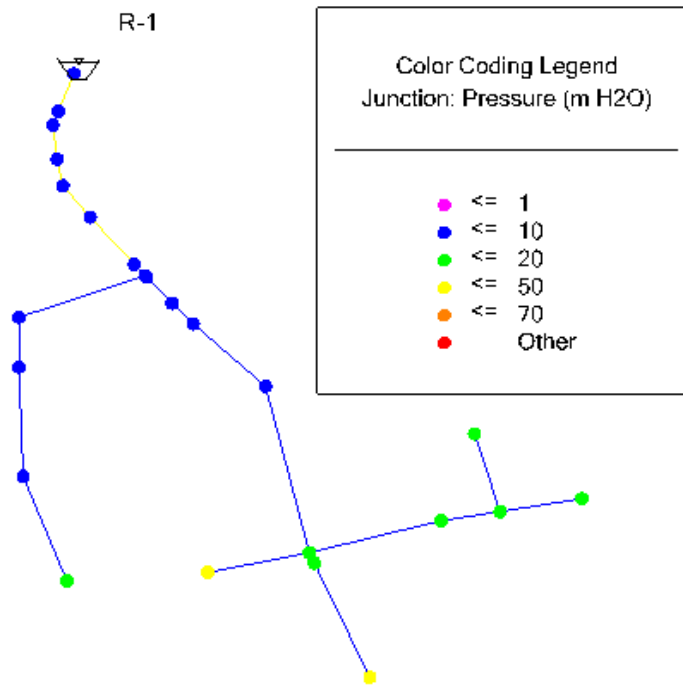


**Figura 47.** Velocidades de la propuesta de mejoras del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro a presión dinámica.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

○ Presión estática

Este modelo en presión estática muestra valores que van de 2 a 22 mca a lo largo del sistema (ver la figura 48), por lo que se encuentran por debajo del máximo admisible en la norma técnica del AyA. En cuanto a las velocidades y pérdidas por fricción en este caso son cero, debido a que no se toman en cuenta los consumos. Considerando las presiones de este modelo se recomienda utilizar tuberías PVC SDR 32.5, las cuales soportan una presión de trabajo de 88mca.

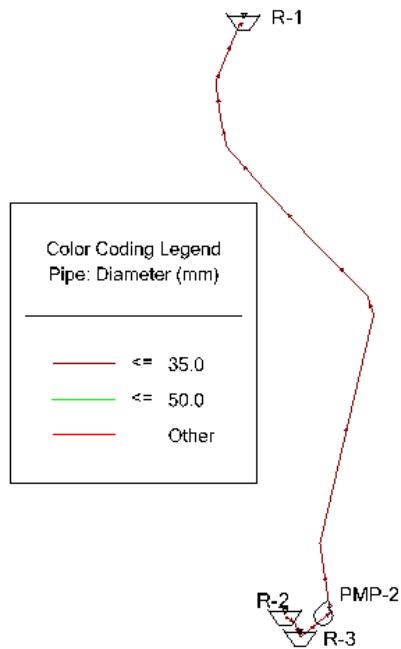


**Figura 48.** Presiones en los nodos de la propuesta de mejoras del modelo 5. Del tanque de almacenamiento a El Cedro a presión estática.  
**Fuente:** Elaboración propia (2022).

**6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro.**

- **Modelo actual**

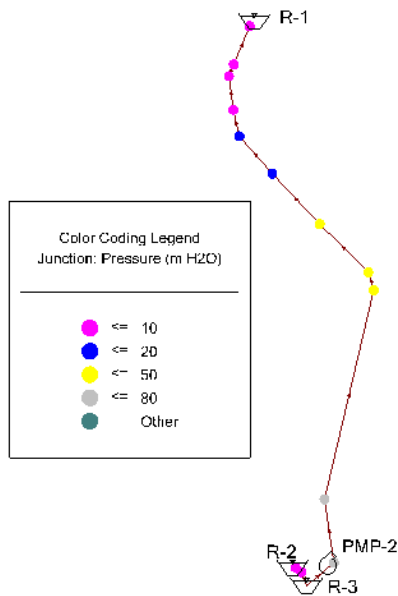
Este modelo cuenta con una tubería de 35mm en toda la red del sistema, la cual finaliza en el tanque de almacenamiento (R-1) (ver la figura 49). Esta es una tubería de impulsión que cuenta con una bomba.



**Figura 49.** Diámetros del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro-Modelo actual

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

Las presiones de la naciente (R-2) al nodo J-8 las oscilan de -1 a 33 mca y del nodo J-9 al tanque de almacenamiento del Cedro (R-1) las presiones varían de 1 a 26 mca (ver la figura 50).



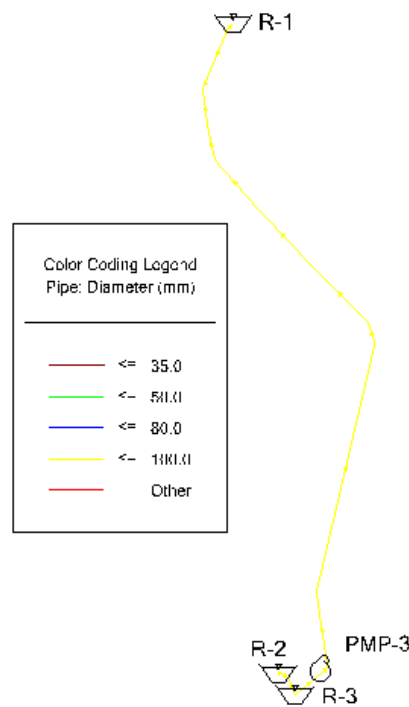
**Figura 50.** Presiones en los nodos del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro-Modelo actual

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

Las velocidades desde la naciente R-2 a la tubería P-7 varían de 2.35 a 3.46 m/s y sus pérdidas por fricción varían de 0.48 a 21.07 m, cuya longitud mayor de tubería corresponde a 136m. Luego de la tubería P-8 al tanque de almacenamiento (R-1) las velocidades son 2.35 m/s y sus pérdidas por fricción oscilan de 0.65 a 6.78 m, donde la tubería de mayor longitud es 44 m.

- **Propuestas de mejoras**

Dentro de las propuestas de mejora se recomienda aumentar el diámetro de la tubería, por lo que se procedió a utilizar un diámetro de 100m en todo el sistema (ver figura 51).

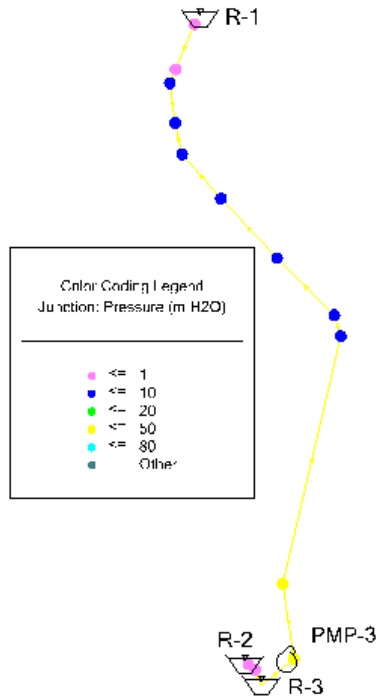


**Figura 51.** Diámetros de propuesta de mejoras del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

En cuanto a las presiones en este modelo de la naciente (R-2) al nodo J-8 varían de 0 a 28 mca y del nodo J-9 al tanque de almacenamiento del Cedro (R-1) las presiones oscilan de 0 a 7 mca (ver figura 52). Considerando las presiones de este modelo se recomienda utilizar tubería PVC SDR 32.5, la cual soporta una presión de trabajo de 88mca.

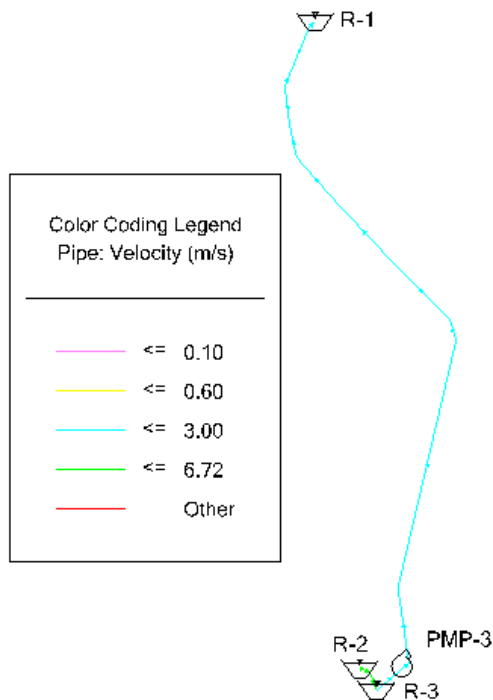




**Figura 52.** Presiones de la propuesta de mejoras del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

Lo que son las velocidades de la naciente R-2 a la tubería P-7 varían de 1.85 a 6.71 m/s y sus pérdidas por fricción oscilan de 0.09 a 3.96 m, cuya longitud mayor de tubería corresponde a 136m. Luego de la tubería P-8 al tanque de almacenamiento (R-1) las velocidades son 1.85 m/s y sus pérdidas por fricción oscilan de 0.13 a 1.27 m, donde la tubería de mayor longitud es 44 m (ver figura 53).



**Figura 53.** Velocidades de la propuesta de mejoras del modelo 6. Modelo de la naciente al tanque de almacenamiento de El Cedro.

**Fuente:** Elaboración propia (2022).

#### 6.4. Resultados del análisis hidrológico

##### 6.4.1. Características fisiográficas de las cuencas

**Tabla 16.** Características fisiográficas de las cuencas del área de estudio

Cuenca	Área (Km <sup>2</sup> )	Perímetro (Km)	Longitud máxima (Km)	Longitud del cauce (Km)	Altitud media (m)	Índice de forma	Coefficiente de compacidad de Gravelius (Kc)
Río Los Ahogados	140.18	56.35	17.13	35.78	636.08	0.48	1.34
Río Tizate	54.22	45.50	16.01	21.84	610.69	0.21	1.74
Río Irigaray	49.01	31.25	12.73	7.01	235.74	0.30	1.26
Río Tempisquito	347.60	90.49	34.12	52.19	370.20	0.30	1.37
Cuenca alta del río Tempisque	599.26	107.63	34.12	57.85	459.68	0.51	1.24

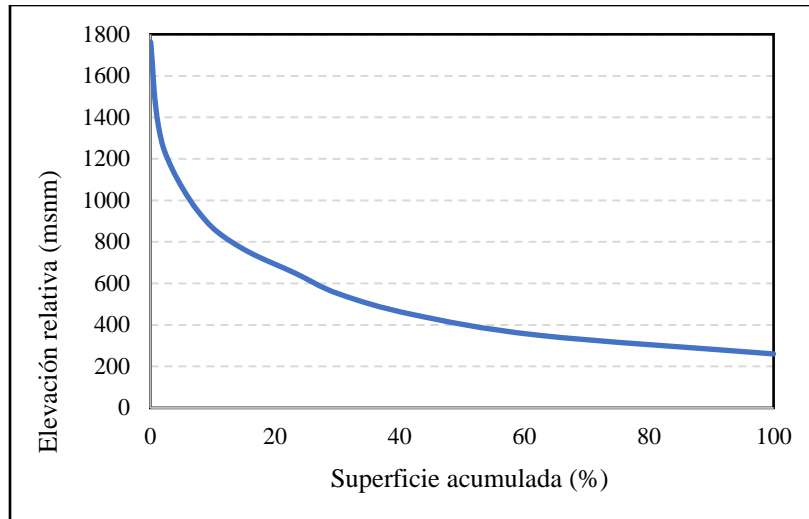
**Fuente:** Elaboración propia, (2022)

Tomando en cuenta lo que menciona Campos, (1992) en el anexo 2, se determinó que las cuencas de estudio según la extensión del área se clasifican en pequeñas, tal es el caso de la cuenca de río Irigaray, río Tizate y río Los Ahogados, por otra parte, la cuenca del río Tempisquito se clasifica en Intermedia-pequeña y la cuenca alta del río Tempisque se clasifica como grande. Este mismo autor menciona que se presentan diferencias en las cuencas con respecto a su tamaño, ya que en las pequeñas la cantidad y distribución del agua que escurre en estas se encuentran mayormente influenciadas por las condiciones del suelo y cobertura, a lo que el hombre tiene cierto control; siendo las cuencas grandes las que presentan un cauce pronunciado producto del almacenamiento, por lo que se debe monitorear la hidrología del cauce principal.

Según los resultados presentes en la tabla 16, se puede determinar que las cuencas de estudio presentan coeficientes de compacidad ( $K_c$ ) mayores a 1, lo que muestra que tienen tendencia a ser alargadas (Villón, 2004). La clasificación de los valores de este coeficiente basados en Gaspari, *et al.*, (2012), (ver tabla 2), indican que la cuenca alta del río Tempisque es casi redonda a oval-redonda, las cuencas del río Irigaray, Los Ahogados y Tempisquito son Oval redonda a oval-oblonga, por otro lado, la cuenca del río Tizate es oval oblonga a rectangular oblonga. Tomando de referencia lo expresado por Villón, (2004), las cuencas alargadas tipo alargadas reducen las probabilidades de crecidas producto de tormentas, por lo que en este caso la de río Tizate es la que menor probabilidad de presentar crecidas tiene, mientras que la cuenca alta del río Tempisque es la que mayores probabilidades de presentar crecidas.

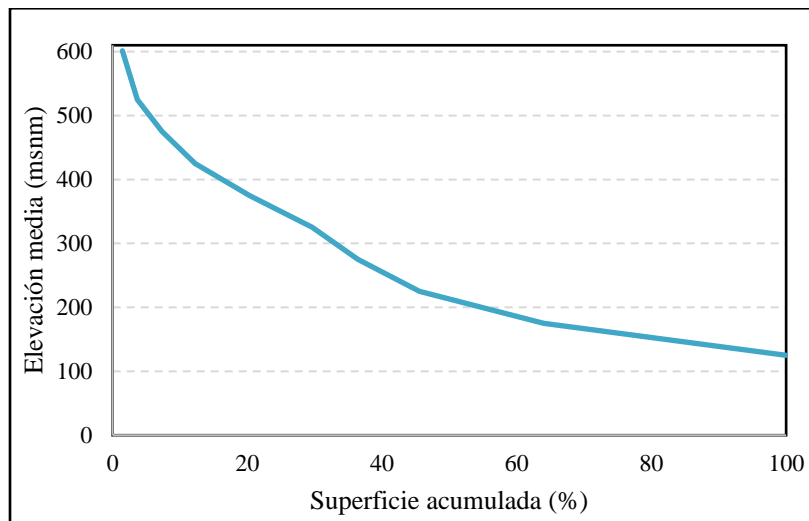
Aunado a esto el índice de forma que presentan las cuencas es bajo lo que determina que sus tendencias a concentrar intensidades de precipitaciones son menores, que otra cuenca de misma área con un índice mayor (Villón, 2004).

La altitud mediade las cuencas de estudio se calculó mediante curvas hipsométricas, en donde la según muestra la figura 54 la cuenca alta del río Tempisque se encuentra en una fase de vejez, al igual que la cuenca del río Tempisquito (ver anexo 8), esto tomando de referencia lo mencionado por Guerra & González, (2002).



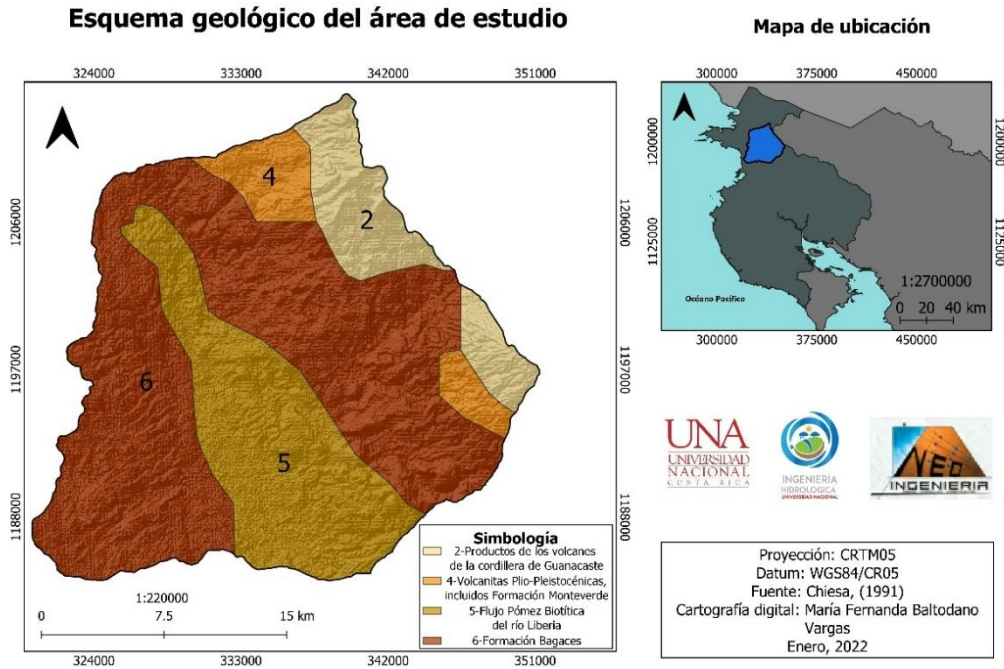
**Figura 54.** Curva hipsométrica de la parte alta de la cuenca del río Tempisque  
**Fuente:** Elaboración propia, (2022)

Por otro lado, según este mismo análisis la cuenca del río Irigaray se encuentra en una fase de equilibrio (madurez) esto se puede observar en la figura 55, las cuencas de río Tizate y Los Ahogados también se encuentran dentro de esta clasificación (ver anexos 6 y 7).



**Figura 55.** Curva hipsométrica de la cuenca del río Irigaray  
**Fuente:** Elaboración propia, (2022).

## 6.4.2. Geología del área de estudio



**Figura 56.** Esquemas geológicos del área de estudio  
**Fuente:** Chiesa, (1991)

Según la revisión bibliográfica se pudieron obtener esquemas geológicos de la zona de estudio, los cuales se digitalizaron según la información del esquema geológico de la Cordillera de Guanacaste (Chiesa, 1991). En la zona de estudio se presentan cuatro de los esquemas, los cuales son:

Productos de los volcanes de la cordillera, volcanitas Plio-Pleistocénicas, incluidos Formación Monteverde, Flujo Pómez Biotítica del río Liberia y Formación Bagaces.

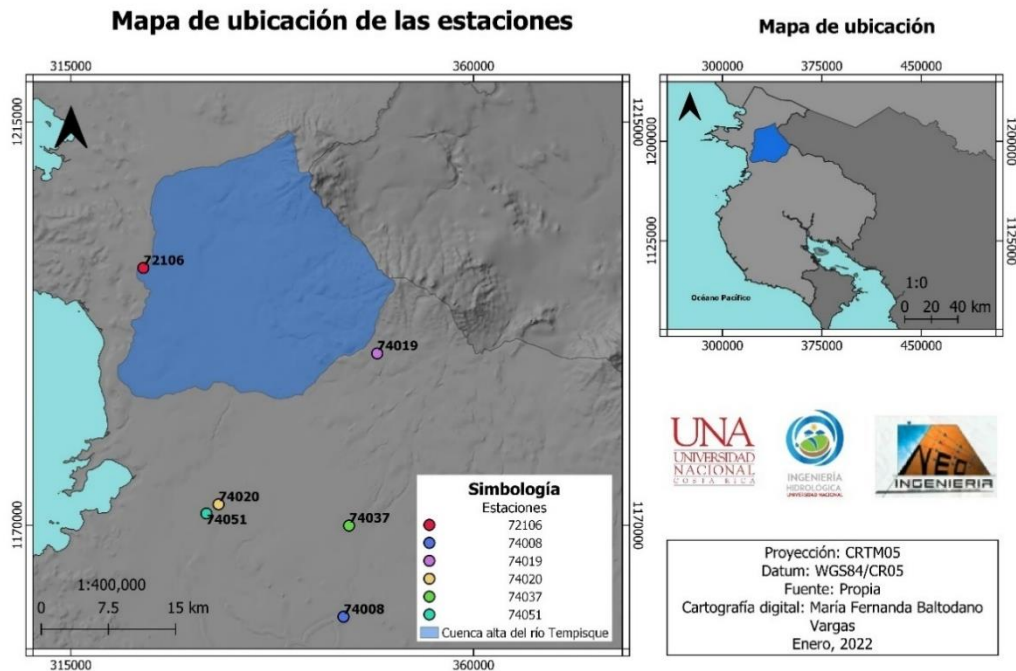
Cada uno de ellos presenta un tipo de roca diferente que cuenta con un coeficiente de almacenamiento. Las rocas de la Cordillera Volcánica y la Meseta Volcánica de Santa Rosa se dividen en tres formaciones: Bagaces, que está “sobreyacida” por las tobas de la formación Liberia y el tercero rocas volcánicas, las cuales en su mayoría corresponden a andesitas (Dengo, 1962; citado por Zamora *et al*, 2003). En cuanto a la formación Monteverde se indica que su tipo de roca corresponde a lavas (Civelli *et al*, 2005).

Además de lo anterior, las formaciones Bagaces y Liberia corresponden a tobas, mientras que los productos de los volcanes de la cordillera y la formación Monteverde corresponden a lavas, ya que la andesita es un tipo de lava. Por tal motivo el coeficiente de almacenamiento que se va a utilizar es el mismo para los dos tipos de roca. Según Gómez (1987); citado por Ramírez, (2007) es 0,1 (ver anexo 9); sin

embargo, como este estudio de referencia se encuentra en la localidad de Barba, para ser conservadores se utilizan 0,08 hasta que se realicen los estudios correspondientes.

#### 6.4.3. Información hidrometeorológica

Se obtuvo información sobre precipitación promedio mensual de seis estaciones: Hacienda Guachipelín, Pelón de la Bajura, Aeropuerto Liberia Oeste 07, Llano Grande de Liberia, Santa Rosa (Parque Nacional) y finca Las Huacas. Estas corresponden a las estaciones más cercanas al área de estudio y con mayor consistencia y extensión de la información. La distribución espacial de estas se puede observar en la Figura 57.

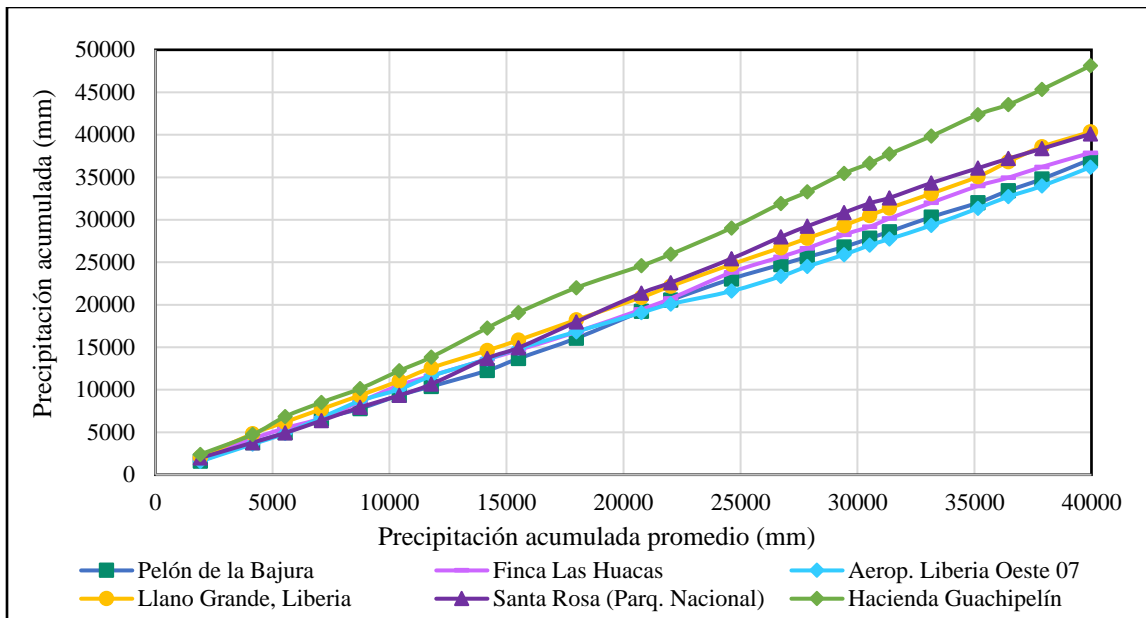


**Figura 57.** Mapa de ubicación de las estaciones.

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

#### 6.4.4. Análisis de consistencia de doble masa.

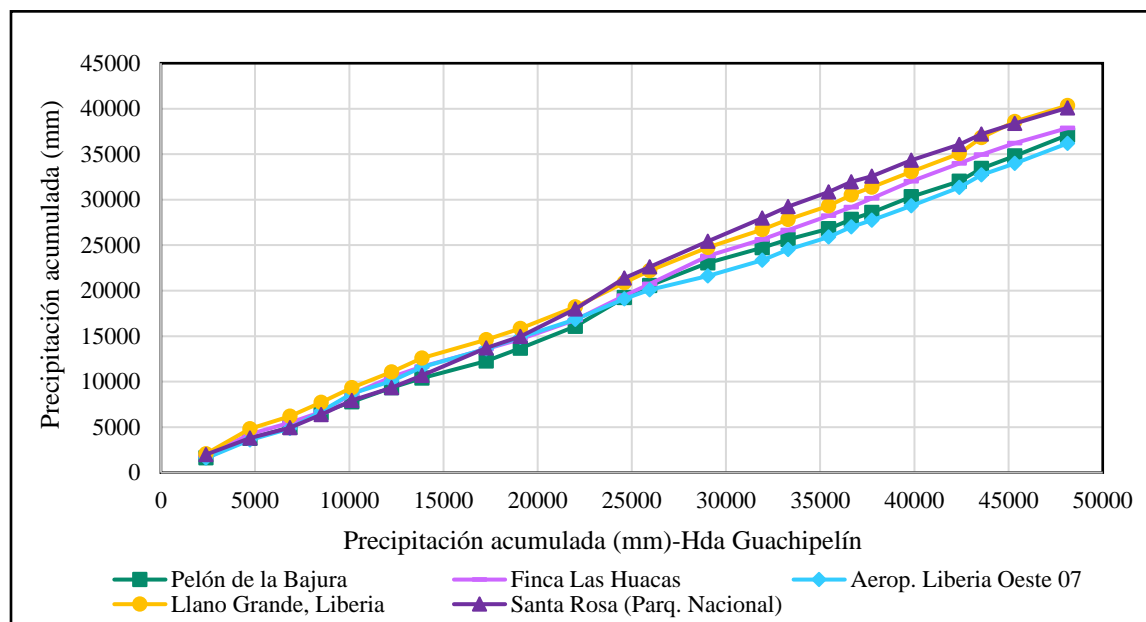
Para este estudio en todas las estaciones se utilizó un registro histórico de precipitación de 1998-2020. Inicialmente se ploteó la información de precipitación acumulada con respecto al promedio de la precipitación acumulada, tal y como se muestra en la figura 58, en la que se puede observar que la estación que menos quiebres o saltos presenta es la correspondiente a Hacienda Guachipelín. Por ello se determinó que esta será la estación índice. Cabe recalcar que esta estación es la que en el nivel espacial se encuentra más cercana al área de estudio.



**Figura 58.** Análisis de doble masa.

**Fuente:** Elaboración propia (2021), a partir de datos del IMN e ICE.

Además de lo anterior se plotó nuevamente información, esta vez la referente a la precipitación acumulada de cada estación frente a la precipitación acumulada de la estación índice, la cual, como se pudo observar en la figura anterior, es la estación de la hacienda Guachipelín (ver figura 59).



**Figura 59.** Análisis de doble masa según la estación índice.

**Fuente:** Elaboración propia (2021) a partir de datos del IMN e ICE.

**Tabla 17.** Resultados del análisis estadístico de identificación de salto

Estación	Período		N	Media	Desviación estándar	T <sub>c</sub>	T <sub>t</sub>	F <sub>c</sub>	F <sub>t</sub>	Se debe corregir
Finca Las Huacas	1	1998-2007	118	141.79	175.39	0.39	1.96	1.18	1.22	No
	2	2007-2020	158	133.78	161.50					
Pelón de la Bajura	1	1998-2010	152	146.41	163.83	1.42	1.96	0.77	1	No
	2	2010-2020	124	119.70	143.55					
Llano Grande	1	1998-2007	118	153.99	196.73	0.65	1.96	1.63	1.25	Sí
	2	2007-2020	158	140.33	154.15					
Aeropuerto Liberia	1	1998-2007	118	142.19	172.38	1.01	1.96	1.41	1.22	Sí
	2	2007-2020	158	122.84	145.36					
Santa Rosa	1	1998-2007	118	152.03	216.62	0.49	1.96	1.41	1.22	Sí
	2	2007-2020	158	140.21	182.68					

**Fuente:** Elaboración propia (2021) a partir de datos del IMN e ICE.

Según el análisis de la tabla 17 se determinó que la información de series de precipitación de tres de las cinco estaciones debía corregirse, por lo que en las tres estaciones correspondientes a Llano Grande, Aeropuerto de Liberia y Santa Rosa se procedió a la corrección del primer período de estas tomando en cuenta lo mencionado por Mejía, (2001), el cual indica que es recomendable no alterar la información de años más recientes; esto debido a que si se requiriera se puede hacer una inspección y conocer el estado de operación y conservación de este.

#### 6.4.5. Completación de datos.

Para la completación de los datos faltantes de las seis estaciones en cuestión se realizaron regresiones lineales de todas las estaciones con respecto a todas las estaciones, a fin de obtener parejas con el coeficiente de correlación múltiple más alto. En las tablas 18 y 19 se presentan los resultados de las parejas XY que presentaron este coeficiente más alto por mes.



**Tabla 18.** Correlaciones entre las seis estaciones del estudio

Mes	X	Y	Coefficiente de correlación múltiple (r)	Coefficiente de determinación (r <sup>2</sup> )
<b>Enero</b>	Finca Las Huacas	Pelón de La Bajura	1.00	1.00
	Llano Grande	Aeropuerto	0.44	0.19
	Santa Rosa	Finca Las Huacas	0.18	0.03
	Santa Rosa	Llano Grande	0.84	0.70
	Santa Rosa	Hacienda Guachipelín	0.40	0.16
<b>Febrero</b>	Pelón de La Bajura	Finca Las Huacas	0.20	0.04
	Llano Grande	Pelón de La Bajura	0.35	0.12
	Llano Grande	Aeropuerto	0.73	0.53
	Aeropuerto	Hacienda Guachipelín	0.70	0.48
	Santa Rosa	Llano Grande	0.91	0.83
<b>Marzo</b>	Finca Las Huacas	Pelón de La Bajura	0.75	0.56
	Pelón de La Bajura	Finca Las Huacas	0.75	0.56
	Pelón de La Bajura	Hacienda Guachipelín	0.75	0.56
	Aeropuerto	Llano Grande	0.72	0.52
	Aeropuerto	Santa Rosa	0.82	0.66
	Santa Rosa	Aeropuerto	0.82	0.66
<b>Abril</b>	Pelón de La Bajura	Hacienda Guachipelín	0.88	0.77
	Llano Grande	Aeropuerto	0.98	0.97
	Aeropuerto	Finca Las Huacas	0.75	0.56
	Aeropuerto	Llano Grande	0.98	0.97
	Hacienda Guachipelín	Pelón de La Bajura	0.88	0.77
<b>Mayo</b>	Finca Las Huacas	Pelón de La Bajura	0.55	0.30
	Pelón de La Bajura	Finca Las Huacas	0.55	0.30
	Pelón de La Bajura	Santa Rosa	0.51	0.26
	Llano Grande	Aeropuerto	0.83	0.68
	Aeropuerto	Llano Grande	0.83	0.68
	Aeropuerto	Hacienda Guachipelín	0.51	0.26
<b>Junio</b>	Finca Las Huacas	Pelón de La Bajura	0.84	0.70
	Pelón de La Bajura	Finca Las Huacas	0.84	0.70
	Pelón de La Bajura	Santa Rosa	0.65	0.43
	Pelón de La Bajura	Hacienda Guachipelín	0.84	0.70
	Llano Grande	Aeropuerto	0.77	0.59
	Aeropuerto	Llano Grande	0.77	0.59

Fuente: Elaboración propia (2021) a partir de datos del IMN e ICE.

**Tabla 19.** Correlaciones entre las seis estaciones del estudio

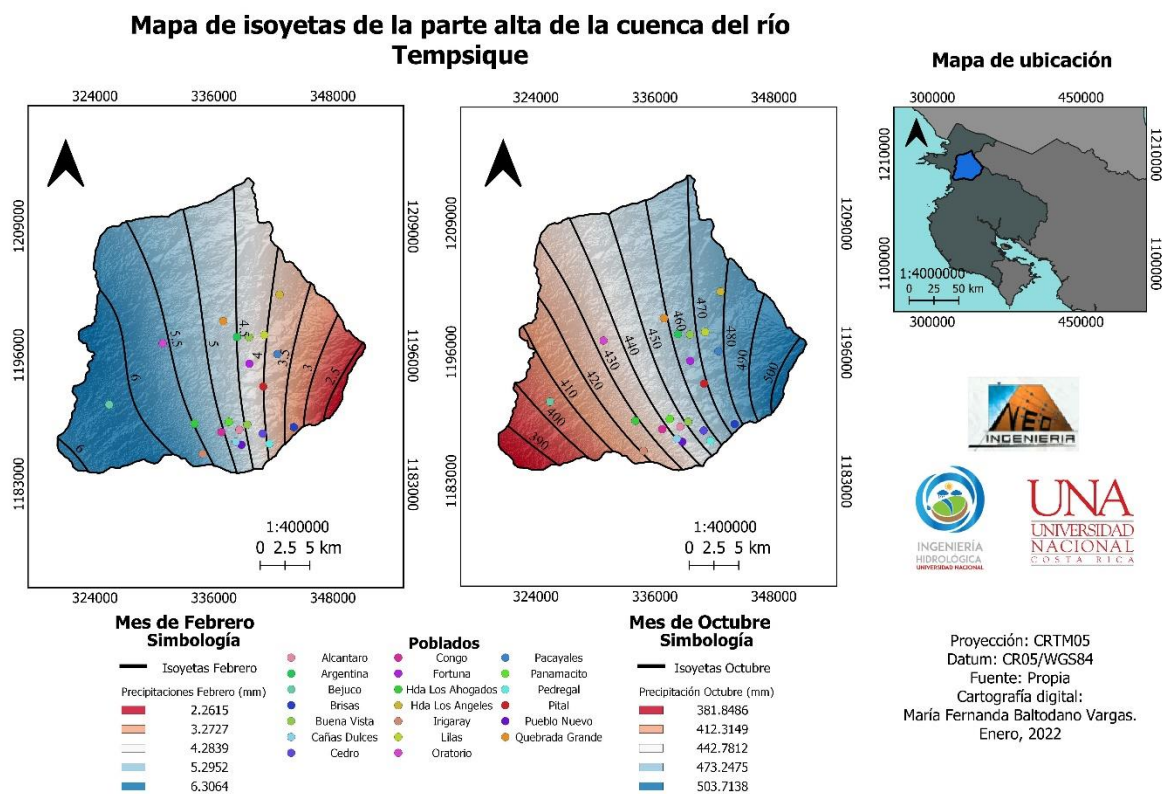
Mes	X	Y	Coefficiente de correlación múltiple (r)	Coefficiente de determinación (r <sup>2</sup> )
Julio	Pelón de La Bajura	Finca Las Huacas	0.74	0.54
	Pelón de La Bajura	Llano Grande	0.91	0.83
	Pelón de La Bajura	Santa Rosa	0.83	0.69
	Llano Grande	Pelón de La Bajura	0.91	0.83
	Aeropuerto	Hacienda Guachipelín	0.74	0.55
	Hacienda Guachipelín	Aeropuerto	0.74	0.55
Agosto	Pelón de La Bajura	Llano Grande	0.84	0.71
	Llano Grande	Aeropuerto	0.68	0.46
	Santa Rosa	Pelón de La Bajura	0.90	0.81
	Santa Rosa	Hacienda Guachipelín	0.96	0.93
	Hacienda Guachipelín	Finca Las Huacas	0.89	0.79
	Hacienda Guachipelín	Santa Rosa	0.96	0.93
Septiembre	Finca Las Huacas	Pelón de La Bajura	0.87	0.76
	Finca Las Huacas	Hacienda Guachipelín	0.71	0.50
	Pelón de La Bajura	Finca Las Huacas	0.87	0.76
	Pelón de La Bajura	Santa Rosa	0.81	0.66
	Llano Grande	Aeropuerto	0.92	0.84
	Aeropuerto	Llano Grande	0.92	0.84
Octubre	Llano Grande	Aeropuerto	0.93	0.87
	Aeropuerto	Llano Grande	0.93	0.87
	Santa Rosa	Pelón de La Bajura	0.55	0.31
	Santa Rosa	Hacienda Guachipelín	0.94	0.88
	Hacienda Guachipelín	Finca Las Huacas	0.72	0.52
	Hacienda Guachipelín	Santa Rosa	0.94	0.88
Noviembre	Finca Las Huacas	Pelón de La Bajura	0.73	0.53
	Finca Las Huacas	Hacienda Guachipelín	0.90	0.81
	Llano Grande	Aeropuerto	0.86	0.75
	Aeropuerto	Llano Grande	0.86	0.75
	Aeropuerto	Santa Rosa	0.73	0.53
	Hacienda Guachipelín	Finca Las Huacas	0.90	0.81
Diciembre	Aeropuerto	Finca Las Huacas	0.87	0.75
	Aeropuerto	Pelón de La Bajura	0.04	0.00
	Aeropuerto	Llano Grande	0.89	0.80
	Aeropuerto	Santa Rosa	0.91	0.83
	Aeropuerto	Hacienda Guachipelín	0.91	0.83

**Fuente:** Elaboración propia (2021) a partir de datos del IMN e ICE.

Tomando en cuenta los resultados de las correlaciones presentadas en la tabla anterior se procedió a realizar la completación de datos faltantes en las seis estaciones. Para el resultado del coeficiente de correlación ( $r$ ) se recomienda que sea superior a 0.6 (Rafael, 2008); sin embargo, no debe tomarse dogmáticamente porque este puede ser menor (Aparicio, 1999). En este caso se hicieron algunas excepciones y se completaron datos con correlaciones menores a lo recomendado, ya que no se podía aplicar otra metodología de completación de datos debido a la distribución espacial de las estaciones.

#### 6.4.6. Precipitación media de la cuenca

El cálculo de la precipitación media se realizó en la cuenca alta del río Tempisque y en las cuencas de menor área que se delimitaron previamente (Tempisquito, Irigaray, Ahogados y Tizate); esto para los doce meses del año según la información hidrometeorológica previamente procesada, lo cual se puede observar en la Figura 60. Se utilizó la interpolación Kriging a fin de obtener la distribución espacial de la lluvia en las cuencas de estudio para el período de estudio 1998-2020.

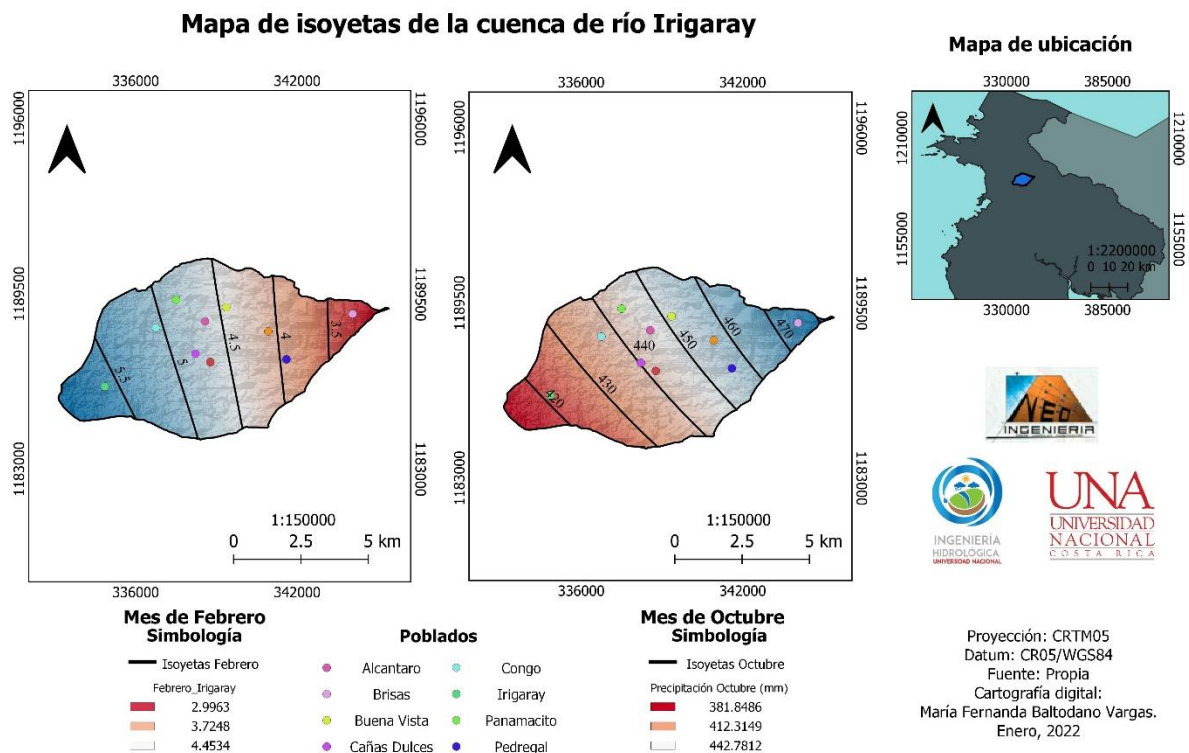


**Figura 60.** Mapa de isoyetas de la parte alta de la cuenca del río Tempisque de Febrero y Octubre.  
**Fuente:** Elaboración propia (2022).

En todas las cuencas en estudio se coincide en que el mes más lluvioso es octubre y el mes más seco a febrero. Como se puede observar en la figura 60 en el mes de octubre en la cuenca de la parte alta

del Río tempisque presenta precipitaciones de gran magnitud en el Sector este, por el poblado de Pacayales. Dichas precipitaciones varían en un rango de entre 480 a 500 mm, estas precipitaciones se reducen a un rango medio entre 460 – 420 mm en la zona Noreste – Suroeste de la cuenca entre los poblados Buena Vista y Oratorio. Finalmente, en la parte baja de la cuenca, en el sector oeste, por el poblado Bejuco, las precipitaciones alcanzan rangos de 410 – 390 mm.

En cuanto a mes más seco correspondiente a febrero las precipitaciones en el sector este por el poblado de Pacayales aumentaron de 3.5 a 4 mm, con un rango medio de 4.5 a 5,5 mm en el sector Noreste-Sureste entre Buena Vista y Oratorio y en el sector oeste por Bejuco las lluvias son de 6 mm.



**Figura 61.** Mapa de isoyetas de la cuenca del río Irigaray de Febrero y Octubre.

**Fuente:** Elaboración propia, (2022).

En la cuenca del río Irigaray según la figura 61 en el mes de octubre presenta precipitaciones de gran magnitud en el Sector este, entre los poblados de Brisas a Buena Vista. Dichas precipitaciones varían en un rango de entre 470 a 450 mm, estas precipitaciones se reducen a un rango medio entre 440 – 430 mm en la zona Noreste – Suroeste de la cuenca entre los poblados Alcantaro y Congo. Finalmente, en la parte baja de la cuenca, en el sector oeste por Irigaray, las precipitaciones alcanzan rangos de 430 – 420 mm.

En el mes de febrero las precipitaciones en el sector este por los poblados de Brisas a Buena Vista aumentaron de 3.5 a 4 mm, con un rango medio de 4.5 a 5 mm en el sector Noreste-Sureste entre Alcantaro y Congo y en el sector oeste por Irigaray las lluvias son de 5.5 mm.

En el caso de la cuenca del río Los Ahogados, tal y como se muestra en el anexo 3 en el sector oeste se presentan lluvias de varían entre los 500 a 480 mm, con un rango medio entre la zona este (Pacayales) y oeste (Argentina) de la cuenca el rango se reduce de 470 a 460 mm, finalmente en la parte oeste las precipitaciones son de 450 a 440 mm. Para el mes de Febrero en el sector este se presentan lluvias de oscilan entre 3 a 3.5 mm, con un rango medio entre mm a la zona este (Pacayales) y oeste (Argentina) de la cuenca el rango aumenta de 4 a 4.5 mm, finalmente en la parte oeste las precipitaciones son de 5 mm.

Para la cuenca del río Tizate en el mes de octubre según el anexo 4 en el sector oeste se presentan lluvias de oscilan los 500 a 480 mm, con un rango medio entre la zona este y oeste de la cuenca el rango se reduce a 460 a 450 mm, finalmente en la parte oeste las precipitaciones son de 440 mm. Para el mes de Febrero en el sector este se presentan lluvias de varían de 2.5 a 3.5 mm, con un rango medio entre a la zona este y oeste de la cuenca el rango aumenta de 4 a 4.5 mm, finalmente en la parte oeste las precipitaciones son de 5 mm.

En la cuenca del río Tempisquito para el mes de octubre según el anexo 5 en el sector oeste se presentan lluvias de oscilan los 470 a 450 mm, con un rango medio entre la zona este y oeste por el poblado de Oratorio el rango se reduce a 440 a 420 mm, finalmente en la parte oeste las precipitaciones varían de 410 a 390 mm. Para el mes de Febrero en el sector este se presentan lluvias de varían de 4.5 a 5 mm, con un rango medio entre a la zona este y oeste por el poblado de Oratorio el rango aumenta de 5.5 a 6 mm, finalmente en la parte oeste por Bejuco las precipitaciones son de 6 mm.

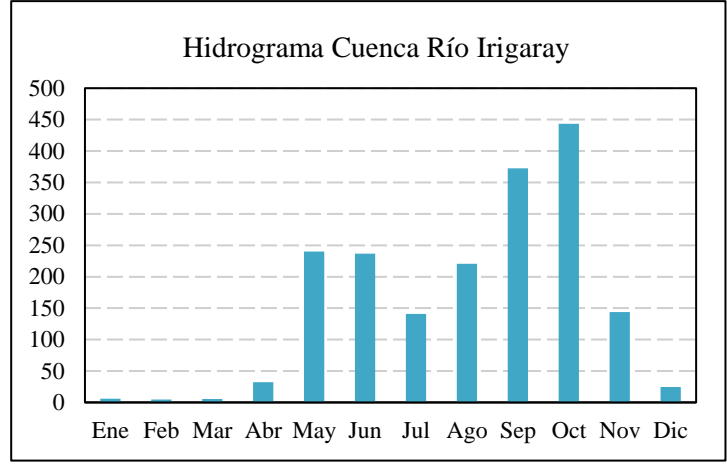
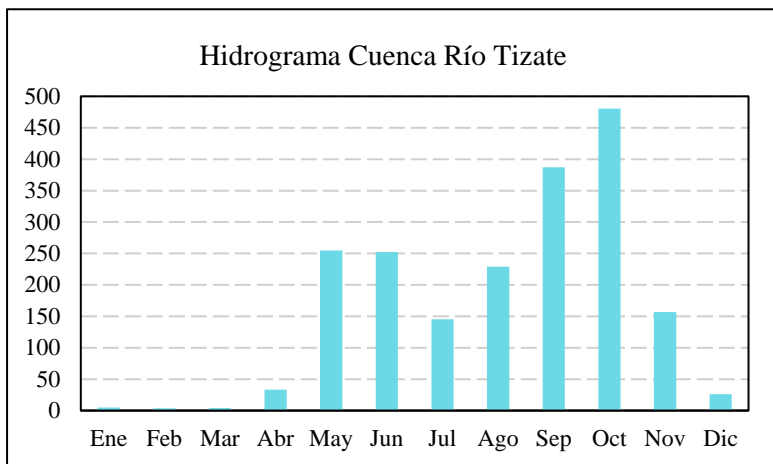
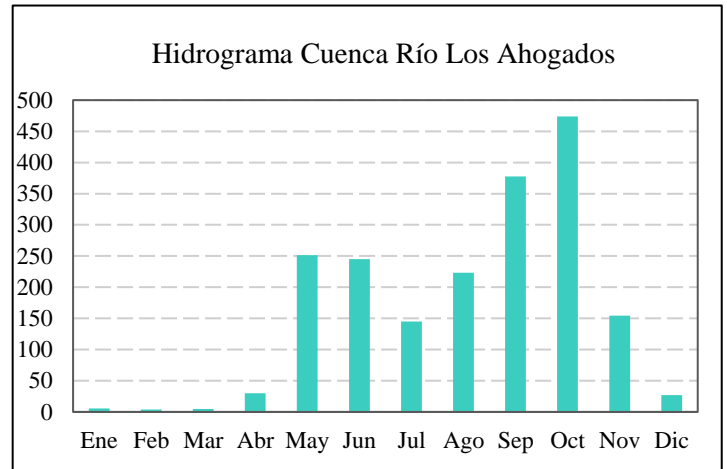
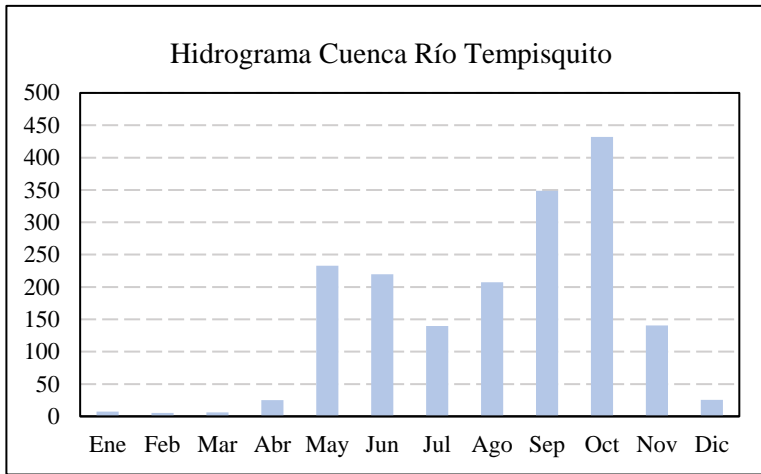
El resultado de la aplicación de la metodología de isoyetas para el cálculo de la precipitación media en todas las cuencas para los doce meses se puede observar en la tabla 20. A su vez se muestran en esta misma tabla la sumatoria total de precipitación en el año de las cuencas. La cuenca del río Tizate fue la que presentó precipitaciones anuales mayores, lo que coincide con que esa zona cuenta con las elevaciones más altas.

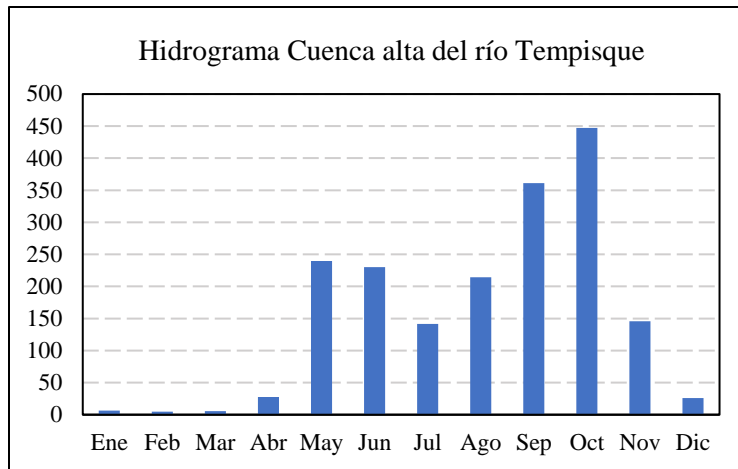
**Tabla 20.** Precipitación media anual de las cuencas.

Variable	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Suma (mm/año)
<b>Cuenca Río Los Ahogados</b>	5.75	3.97	4.61	30.03	251.54	244.96	145.01	223.34	377.55	473.65	154.35	26.74	1941.51
<b>Cuenca Río Tizate</b>	4.99	3.37	4.18	33.10	254.83	252.17	145.17	228.99	387.03	480.57	156.53	26.02	1976.95
<b>Cuenca Río Irigaray</b>	6.09	4.64	5.56	32.19	240.04	236.61	141.00	220.63	372.64	443.24	143.71	24.58	1870.92
<b>Cuenca Río Tempisquito</b>	7.25	5.50	5.96	25.07	233.03	219.61	139.89	207.17	348.66	432.16	140.64	25.71	1790.65
<b>Cuenca alta del río Tempisque</b>	6.60	4.88	5.46	27.61	239.86	229.94	141.63	214.10	360.99	447.01	145.49	25.87	1849.44

**Fuente:** Elaboración propia, (2021), a partir de datos del IMN e ICE.

Con la información anteriormente presentada en la tabla 20 se realizaron los hidrogramas de lluvia por cuenca, correspondiente al periodo del 1998-2020.





**Figura 62.** Hidrogramas de las cuencas de estudio.  
**Fuente:** Elaboración propia, (2021).

Como se puede observar en las figuras anteriores, todos los hidrogramas cumplen el mismo patrón como se mencionó con anterioridad se recalca nuevamente que el mes de octubre corresponde al mes más lluvioso y febrero el más seco. Los resultados obtenidos en los hidrogramas presentan coherencia con los meses más secos y húmedos característicos del Régimen Pacífico.

#### 6.4.7. Cálculo de caudales mediante transposición de caudales

Tomando en cuenta la información de precipitación media anual por cuenca y sus respectivas áreas, se realizó la conversión de agua de lluvia en agua escorrentía. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 21.** Caudales de las cuencas de estudio

Cuencas	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
Cuenca del río Los Ahogados	8.630
Cuenca del río Tizate	3.399
Cuenca del río Irigaray	2.907
Cuenca del río Tempisquito	19.737
Cuenca alta del río Tempisque	35.144

**Fuente:** Elaboración propia (2021) a partir de datos del IMN e ICE.

- Aforos

Los resultados de los caudales obtenidos al realizar los aforos se pueden observar en la tabla 22, en la que en comparación con metodología de transposición de caudales se puede observar que resultaron mayores los caudales en comparación con los caudales obtenidos mediante el aforo. En octubre la diferencia corresponde a 63% de diferencia y en el mes de noviembre es de 15%. Esto puede deberse al espacio temporal de la información, ya que uno de los resultados se obtuvo mediante registros históricos de precipitación que son de 1998 hasta el 2020, mientras que los aforos fueron realizados en el año 2021. También se le puede atribuir eso al ancho del cauce cuando se realizaron los aforos, ya que por accesibilidad y seguridad se realizó en un punto en donde el ancho del cauce no era tan grande. A pesar de lo antes descrito, esta metodología transposición de caudales permite obtener caudales de una manera más rápida, tomando en cuenta únicamente la precipitación media de la cuenca y el área de esta, que es una buena opción para cuando se requiera obtener la variable de caudal sin realizar un análisis específico como un estudio hidráulico de una cuenca.

**Tabla 22.** Caudales de la cuenca del río Irigaray de los meses de octubre y noviembre

Mes	Caudal (m <sup>3</sup> /s) Transposición de caudales	Caudal (m <sup>3</sup> /s) Aforo
<b>Octubre</b>	0.689	0.256
<b>Noviembre</b>	0.223	0.19

**Fuente:** Elaboración propia (2021) a partir de datos del IMN e ICE.



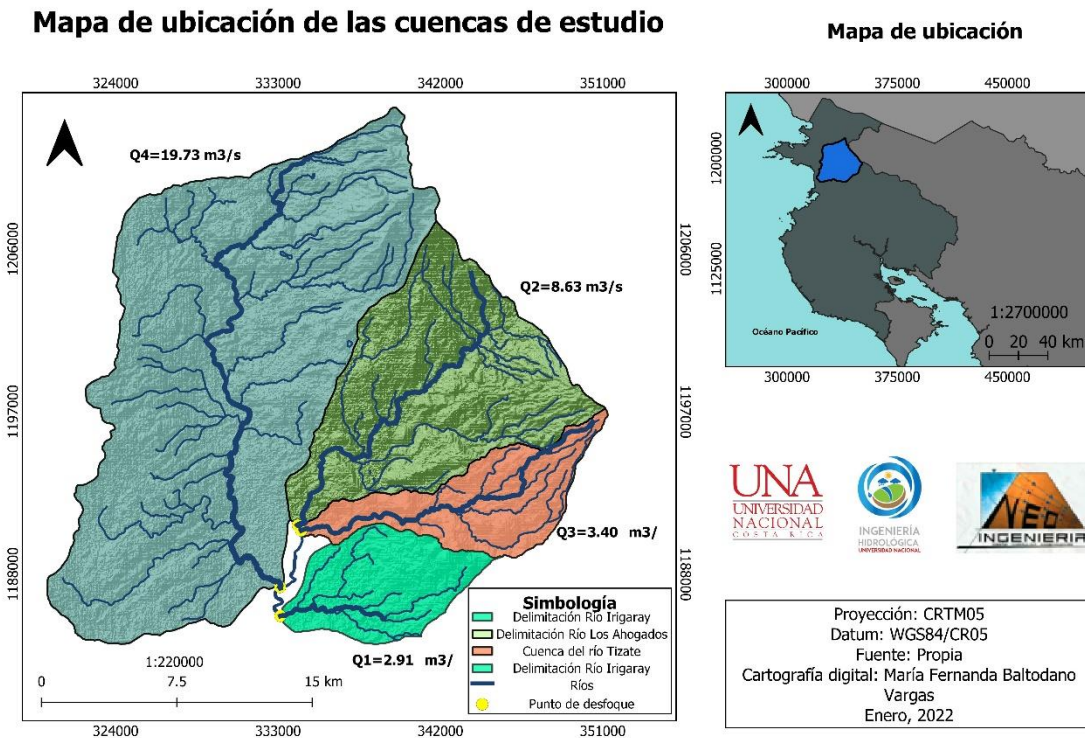
**Figura 63.** Toma de aforos en el río Irigaray

**Fuente:** Elaboración propia, (2021).



### 6.4.8. Potencial hídrico

Parte importante del potencial hídrico es determinar la evolución del caudal en la cuenca alta del río Tempisque hasta desfogar en las coordenadas 332976.754 E y 1185594.159 N. Tomando en cuenta la tabla 21 que se presentó anteriormente se encuentran los caudales correspondientes a cada una de las cuencas de interés, en las que se determinó que la sumatoria de las cuencas de río Los Ahogados (Q2) y Río Tizate (Q3) presentan una diferencia de 7.708 m<sup>3</sup>/s con respecto al caudal de la cuenca del río Tempisquito (Q4), y al ser mayor el caudal de esta última cuenca lo que representa es un aporte. Por otra parte, la diferencia en el caudal de la suma de la cuenca del río Irigaray (Q1), el río Los Ahogados (Q2), el Río Tizate (Q3) y el río Tempisquito (Q4), con respecto a la cuenca alta del río Tempisque (Q total), corresponde a 0.470 m<sup>3</sup>/s, que es el caudal de Q total mayor, que representa una pérdida de caudal. Lo anterior se puede observar en la figura 64.



**Figura 64.** Esquemas geológicos del área de estudio  
 Fuente: Elaboración propia, (2022).

**Tabla 23.** Diferencia de caudales de las cuencas de estudio.

Cuencas	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Diferencia (m <sup>3</sup> /s)	Situación
<b>Q4</b>	19.737	7.708	Aporte
<b>Q1 y Q2</b>	12.029		
<b>Q1, Q2, Q3 y Q4</b>	34.674	0.470	Pérdida
<b>Q total</b>	35.144		

Fuente: Elaboración propia, (2022).

Aunado a lo anterior se determinan las velocidades de infiltración y permeabilidad en los tramos que no se delimitaron, ya que en estos se presentan las pérdidas y los aportes del análisis anterior, lo cual puede observarse en la tabla 24.

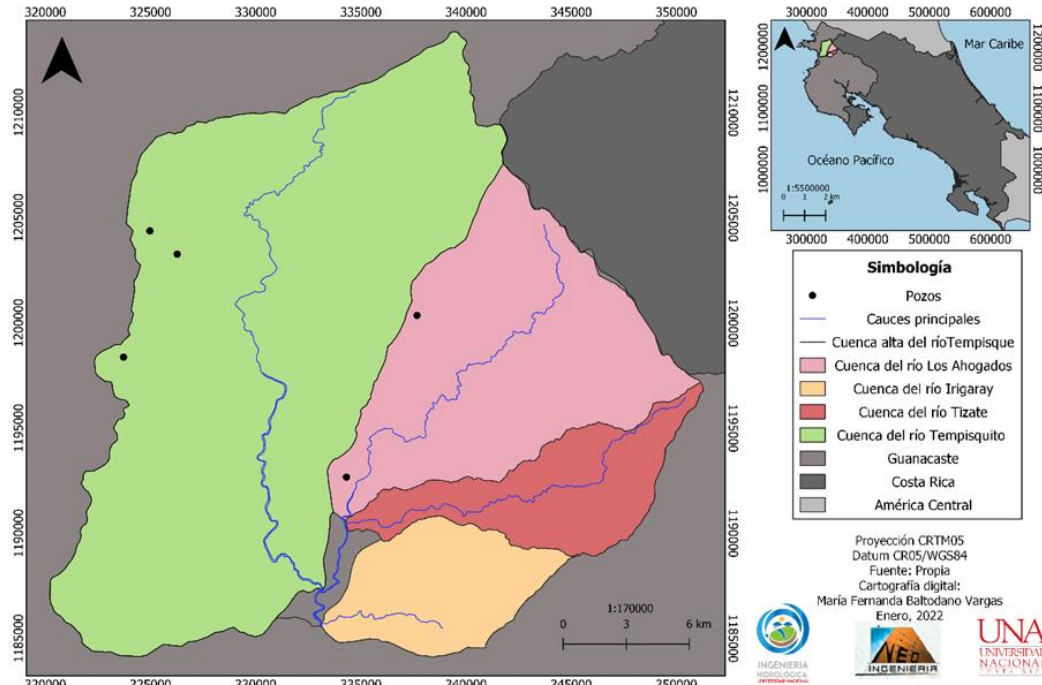
**Tabla 24.** Valores de velocidades de permeabilidad e infiltración.

Nombre del cauce	Longitud del cauce (m)	Ancho del cauce (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Velocidad (m/s)	Velocidad (m/día)	
Tramo del río Los Ahogados	4506	25	112650	0.00006843	5.912	<b>V de permeabilidad</b>
Tramo del río Tempisque	2672	31	81546.1202	0.00000577	0.498	<b>V de infiltración</b>

Fuente: Elaboración propia (2022).

#### *i. Oferta hídrica subterránea*

Para el cálculo de abatimiento se analizó la distribución espacial de los pozos de los que tenían información del nivel estático y dinámico del agua, en donde por cuencas se calculaba la media geométrica del abatimiento de los pozos con los que se encontraban dentro de la cuenca. Según la figura 65, en el caso de las cuencas del río Tizate e Irigaray no contaban con pozos en ellas, pero se utilizó la media geométrica correspondiente a la cuenca del río Los Ahogados.



**Figura 65.** Mapa de distribución espacial de los pozos con información disponible.

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

El dato del coeficiente de almacenamiento corresponde a 0.08, según lo mencionado en el apartado de geología de la zona. Con respecto a lo anterior, se procedió a realizar el cálculo del volumen del acuífero en cada cuenca, lo cual se puede observar en la tabla 25.

**Tabla 25.** Potencial hídrico subterráneo de las cuencas de estudio

Cuenca de estudio	Área (m <sup>2</sup> )	Abatimiento (m)	Coefficiente de almacenamiento	Volumen (m <sup>3</sup> )
Los Ahogados	140176000	5.357	0.08	60077543.2
Tizate	54223847.54	5.357	0.08	23239609.8
Irigaray	49008257.28	5.357	0.08	21004278.1
Tempisquito	347602359.5	9.142	0.08	254231568.0
Cuenca alta del río Tempisque	599263635	7.383	0.08	353933263.8

**Fuente:** Elaboración propia (2021).

Al no contar con hidrogramas de agua subterránea, ya que en la zona no se monitorea la variación del agua subterránea en un determinado tiempo, se utilizaron los hidrogramas de lluvia presentados anteriormente, basándose en la relación de agua superficial-agua subterránea, en donde estudios como el

de Rafael, (2008), demuestran que el agua de lluvia tiene un desfase de tiempo de alrededor de dos meses en recargar al acuífero.

Según la información procesada se muestra que el potencial hídrico subterráneo del área de influencia de la ASADA de Buena Vista corresponde a 104321431.100 m<sup>3</sup>.

*ii. Oferta hídrica superficial*

Con respecto al potencial hídrico superficial de las cuencas en cuestión se convirtió el caudal en m<sup>3</sup>, lo cual se puede observar en la tabla 26.

**Tabla 26.** Potencial hídrico superficial por cuenca

	Q (m3/s)	Volumen (m3)
<b>Los Ahogados</b>	8.63	272153164.16
<b>Tizate</b>	3.40	107197714.43
<b>Irigaray</b>	2.91	91690715.32
<b>Tempisquito</b>	19.74	622434584.20
<b>Cuenca alta del río Tempisque</b>	35.14	1108303513.66

Fuente: Elaboración propia (2022).

Según la información resultante del análisis del potencial hídrico, las cuencas de influencia de la ASADA de Buena Vista (cuencas Los Ahogados, Tizate e Irigaray) cuentan en total con un potencial hídrico superficial de 471041593.910 m<sup>3</sup>

**6.2. Principales hallazgos**

1. Según recopilación de información y pláticas con el administrador de la ASADA, indicó que esta pasó de tener registros en físico, a la incorporación del sistema electrónico en el año 2019, lo que llegó a mejorar sustancialmente la gestión de los datos operativos de la ASADA, como por ejemplo los consumos mensuales de los abonados y los aforos de las fuentes de abastecimiento.

Esto no representa afectaciones en la realización de los objetivos planteados, ya que ninguno habla específicamente de la gestión de información de la ASADA. En cuanto a las prefactibilidades sí puede representar una afectación en la parte técnica, dado que el contar con registros cortos de consumos y aforos puede llegar a aumentar la incertidumbre de los resultados, o que estos discrepen un poco de la realidad. El diseño metodológico no se ve afectado por esta situación, ya que se enfoca más bien en el uso de la información con la que se cuenta, Por otra parte, la ética profesional no se ve afectada por este hallazgo, debido a que más bien se reconoce y trabaja con la falta de información

**2.** Con base en el trabajo de campo se logró confirmar que existen limitaciones en la explotación de la naciente actual, lo que limita la expansión de fuentes de abastecimiento para el acueducto; esto debido a que la actual naciente, conocida como Las Imágenes, se encuentra ubicada en terrenos privados, por lo que el aprovechamiento actual y futuro de la naciente depende del actual dueño registral de la hacienda Las Imágenes. Esta situación pone en riesgo la sostenibilidad del servicio de acueducto, por lo que la ASADA recientemente identificó una nueva naciente que está en proceso de inscripción.

Este hallazgo en el nivel de objetivos no afecta en lo absoluto el cumplimiento de estos, debido a que se trabajará con la situación actual de la producción de las fuentes. En cuanto a prefactibilidades tampoco se reconoce una afectación en torno a la expansión o no de la fuente. Con respecto al diseño metodológico y a la ética profesional no se ven afectados por este hallazgo, ya que no se presenta la necesidad de realizar ningún cambio enfocado en la expansión o no expansión de la fuente de abastecimiento.

**3.** Con base en el trabajo de campo y a pláticas con el Fontanero, se determinó que el acueducto de Buena Vista cuenta con dos tanques de almacenamiento de 22m<sup>3</sup> cada uno que actualmente no cumplen con ninguna funcionalidad, debido a que no se cuenta con una elevación adecuada; por lo tanto, estos tanques no proporcionan agua a la comunidad.

Dicho hallazgo no presenta afectaciones en el logro de los objetivos, ni prefactibilidades, ya que no se requirió realizar ningún cambio en estos por estar funcionando actualmente los tanques. Con respecto al diseño metodológico y a la ética profesional tampoco se presentan afectaciones que requieran que se realicen cambios en estos.

**4.** La topografía que se utilizó para realizar el modelo hidráulico se basó en curvas de nivel cada 10m del IGN, dado que la ASADA no contaba con un levantamiento topográfico detallado de los sistemas y para este proyecto no se contaba con los recursos necesario para realizar uno detallado. El uso de esta topografía contribuye a la incertidumbre con la topografía real de la topología de la red de los sistemas de acueductos de Buena Vista y de El Cedro, lo que en el proceso presentó problemas en cuanto a la asignación de elevaciones en los nodos.

Este hallazgo no implica afectaciones en torno al cumplimiento de los objetivos planteados, el diseño metodológico y la ética profesional; sin embargo, en cuanto a las prefactibilidades de nivel técnico sí tiende al aumento de la incertidumbre de los resultados obtenidos.

**5.** Se determinó que la información hidrológica y subterránea eran escasas en el área de influencia de la ASADA, por cual se optó por trabajar en la parte del potencial hídrico superficial y subterránea

regionalmente en una parte alta del río Tempisque. Esto lo que permitió fue el aprovechamiento de información de variables sobre lugares un poco más alejados del área de influencia directa al estudio e interpolarlos y aprovechar esa información.

Este hallazgo en cuanto a los objetivos y a la ética profesional no tuvo afectaciones, no obstante, en el nivel de prefactibilidades, en este caso la técnica sí, ya que el uso de información de otros lugares, si bien es una adecuada opción para cuando no se cuenta con información en el área de estudio, esto puede acarrear incertidumbres en los resultados. Con respecto al diseño metodológico sí se presentaron afectaciones ya que se tuvo que modificar este, por ejemplo, en cuanto a la realización de interpolaciones de información y al uso de bibliografía de referencia para la obtención de resultados.

### **Discusión de los objetivos planteados**

Con el fin de lograr el cumplimiento del objetivo general del proyecto, “Evaluar la red de abastecimiento y el potencial hídrico del área de influencia de la ASADA de Buena Vista a fin de que se garantice un adecuado manejo a futuro de las aguas en la zona de estudio”, se plantearon cinco objetivos específicos:

El primer objetivo específico se cumplió en tanto se demuestra, en el apartado de resultados de hidráulica, que se realizaron modelos del estado actual de los sistemas de acueductos de Buena Vista y El Cedro. Esto se logró mediante el procesamiento de información recopilada de la ASADA y en giras de campo.

El segundo objetivo se cumplió a cabalidad para los dos acueductos que presenta la ASADA de Buena Vista, porque con base en registros de aforos y procesamiento de consumos de los abonados se hizo un balance hídrico en un escenario actual y otro “a futuro”, con la finalidad de determinar si el recurso hídrico con el que se cuenta es suficiente para abastecer la demanda.

El tercer objetivo que se planteó se cumplió también, dado que, por medio de la modelación de los sistemas de ambos acueductos a un horizonte de 20 años, en el que, con base en eso, se realizaron propuestas de mejora para la ASADA mediante el análisis de los resultados obtenidos.

El cuarto objetivo se logró también mediante el análisis de información obtenida de bibliografía e interpolaciones que se realizaron, debido a que en la zona se presentaba falta de información. El potencial hídrico se estableció para el área de influencia directa e indirecta de la ASADA.

El quinto y último objetivo se logró mediante el procesamiento de información hidrometeorológica del período de 1998 al 2020, en el que, al igual que en el potencial hídrico subterráneo este análisis se hizo para el área de influencia directa e indirecta de la ASADA.

### **Discusión del diseño metodológico planteado**

El diseño metodológico que se planteó para el cumplimiento de los objetivos de este estudio se basó en la obtención de resultados que funcionen como línea base para futuros estudios en la zona de influencia. El diseño se enfocó en la hidráulica e hidrología, por lo cual cada una de estas se dividió en tres partes y se pensó en que se iniciara desde lo más básico, que en este caso corresponde a la recopilación de información, estimación de parámetros y resultados esperados, por lo que se espera que se logre una adecuada generación de información.

# **Capítulo VII - Conclusiones y recomendaciones**

Este capítulo muestra todas los hallazgos y aprendizajes más relevantes de la realización de este proyecto, se presentarán conclusiones y recomendaciones en función de los hallazgos y objetivos



## 7.1. Conclusiones

### ○ Conclusiones en función de los hallazgos

1. Debido al cambio en cuanto a registrar la información ya no en papel, en físico, sino mediante el uso de un sistema electrónico, hubo pérdida de cierta información, por ejemplo, la referente a registros de aforos considerados en el presente estudio, lo que impidió que se realizaran los respectivos análisis de la relacionada con el cálculo de la dotación y de la producción de las fuentes de abastecimiento.
2. El hecho de que no se permita expandir el caudal que se extrae de esta fuente de abastecimiento pone en riesgo la sostenibilidad del acueducto, ya que en el futuro no se contará con agua suficiente para atender la demanda ante el aumento poblacional, por lo que se buscará una nueva fuente que mejore el panorama futuro en términos de disponibilidad de agua.
3. El sistema de acueducto de la ASADA de Buena Vista cuenta con dos tanques de almacenamiento los cuales actualmente no se encuentran en funcionamiento, lo que representa  $44\text{m}^3$  de volumen de almacenamiento del agua de las nacientes.
4. El uso de la topografía del IGN para la obtención de resultados de este proyecto produce un aumento en la incertidumbre respecto de los datos, ya que este no es detallado.
5. El ampliar la distribución espacial de la zona de influencia por falta de información eso implica posibles aumentos en la incertidumbre en cuanto a los resultados obtenidos.

### ○ Conclusiones en función de los objetivos

1. Actualmente el sistema de acueducto de la ASADA de Buena Vista presenta deficiencia por presiones en ciertos sectores, por lo que para mejorar la eficiencia de este, se propusieron mejoras en su diseño original, , tal es el aumento del diámetro de estas en cinco de los modelos realizados, también el diseño de una tubería paralela a la que va desde la naciente a aguas abajo, ya que en el diseño original, esta tubería funciona como tubería de distribución y conducción antes de almacenar el agua, también la implementación de válvulas reductoras de presión cerca a la naciente a fin de mantener una presión adecuada en los nodos de consumo.
2. De acuerdo con el análisis de balance hídrico de oferta y demanda con la información de la ASADA se determinó que esta cuenta con un déficit de -0.41 actualmente, lo que demuestra que este recurso que no da abasto para suplir las demandas actuales y por tanto el panorama a futuro es desalentador.
3. Según estimaciones de proyección en base a información del INEC, se determinó que para el 2040 la ASADA tendrá un crecimiento de alrededor de 93 abonados, lo cual representaría un déficit de

-1.53, en cuanto al acueducto de El Cedro, el panorama es similar, ya que actualmente presentan un déficit de -0.31 y a 20 años este se prevé que aumente a -0.45. de esta manera se recalca la preocupación de los miembros de la ASADA en la búsqueda de nuevas fuentes.

4. Se determinó que el área de influencia directa (río Los Ahogados, Tizate e Irigaray) cuenta con un potencial hídrico subterráneo de 104321431.100 m<sup>3</sup> y el área indirecta cuenta con 353933263.800 m<sup>3</sup> y esta disponibilidad se cuenta como una reserva temporal en los meses de lluvia, que según a los hidrogramas corresponden a siete meses, de mayo a noviembre.
5. Se determinó que el área de influencia directa (río Los Ahogados, Tizate e Irigaray) cuenta con un potencial hídrico superficial de 471041593.910 m<sup>3</sup> y el área indirecta cuenta con 1108303513.660 m<sup>3</sup>.

## **7.2. Recomendaciones**

### **○ Recomendaciones en función de los hallazgos**

1. Se recomienda mantener los registros de información relevante de la ASADA en físico y también en los archivos de la computadora, ya que así se logrará contar con un respaldo de información que es crucial a la hora de realizar estudios concernientes al diagnóstico del acueducto y para tener el debido control de la información.
2. Se recomienda a los miembros de la Junta Directiva de la ASADA de Buena Vista realizar todos los estudios pertinentes para la inscripción de la fuente, además de que esto se haga en conjunto con personeros de la ORAC para que ellos cuenten con una guía del proceso.
3. Se recomienda la reubicación o eliminación de los tanques para un mejor aprovechamiento de ellos.
4. Se recomienda realizar un levantamiento topográfico en la zona de estudio para reducir la incertidumbre en cuanto a las elevaciones en el modelo, ya que son determinantes para el cálculo de información significativa.
5. En vista del faltante de información respecto de la zona de estudio se recomienda realizar estudios hidrogeológicos acerca de la parte alta de la cuenca del río Tempisque y en las subcuencas de esta. A su vez, la realización de perforaciones de exploración, pruebas de bombeo en verano e invierno, realizar campañas de monitoreo de pozos y la determinación de parámetros hidrodinámicos del acuífero.

○ **Recomendaciones en función de los objetivos**

1. Se recomienda el aumento del diámetro en cinco de los modelos realizados, también el diseño de una tubería paralela a la que va desde la naciente a aguas abajo, ya que, en el diseño original, esta tubería funciona como tubería de distribución y conducción antes de almacenar el agua, también la implementación de válvulas reductoras de presión cerca a la naciente a fin de mantener una presión adecuada en los nodos de consumo.
2. Se recomienda mantener actualizada la información de consumos de los abonados en la ASADA a fin de realizar balances hídricos periódicamente.
3. Se recomienda que se siga actualizando los estudios demográficos para el crecimiento poblacional en bases al sistema de control de la ASADA.
4. Se recomienda la implementación de Data Loggers para la obtención de información de la variación del nivel freático, campañas de monitoreo, inventario de pozos, también realizar los estudios geológicos para la obtención de información hidrodinámica real requerida para llevar a cabo este tipo de estudios.
5. Se recomienda colocar estaciones hidrométricas en las cuencas de estudio para obtener registros históricos más robustos, seguir con el monitoreo del clima en la zona.

## Referencias bibliográficas

- AyA. (2001). Normas para el Diseño de Proyectos de Agua Potable. Recuperado de:  
[http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm\\_texto\\_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=47113&nValor3=109666&strTipM=TC](http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=47113&nValor3=109666&strTipM=TC)
- AyA. (2017). Norma Técnica para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable de Saneamiento y Pluvial. Recuperado de:  
<https://www.aya.go.cr/Noticias/Documents/Norma%20dise%C3%B1o%20y%20construccion%20sistemas%20agua,%20saneamiento%20y%20pluvial.pdf>
- AyA. (2019). Manual de uso de la calculadora de balance hídrico para ASADAS (Versión 1). Recuperado de:  
<https://www.aya.go.cr/ASADAS/documentacionAsadas/Manual%20Calculadora%20Balance%20Hidrico.pdf>
- Aparicio, M., (1992). Fundamentos de hidrología superficial. 1992, Editorial Limusa, S.A. de C.V.
- Atahualpa, L. (2016). Evaluación de la capacidad hidráulica de la red de distribución del acueducto de San Francisco de León Cortés. Costa Rica.
- Asesoría Técnica Municipal S.A., (ASTEMUNI) (2016). Proyecto de Fortalecimiento del Programa de Turismo en Áreas Silvestres Protegidas BID-TURISMO. Recuperado de:  
[http://www.sinac.go.cr/ES/transprncia/Planificacin%20y%20Gestin%20BID/Gesti%C3%B3n%20Sostenible%20del%20Turismo%20a%20nivel%20Municipal/Municipalidad%20de%20Liberia/Instrumento%20Financiero\\_Ley%20de%20Impuesto%20de%20las%20Actividades%20Econ%C3%B3micas.pdf](http://www.sinac.go.cr/ES/transprncia/Planificacin%20y%20Gestin%20BID/Gesti%C3%B3n%20Sostenible%20del%20Turismo%20a%20nivel%20Municipal/Municipalidad%20de%20Liberia/Instrumento%20Financiero_Ley%20de%20Impuesto%20de%20las%20Actividades%20Econ%C3%B3micas.pdf)
- Bejarano, E., (2013). Diagnóstico del acueducto de Santa Cruz y propuestas de mejora.

- Barquero, G., (2019). Análisis hidrológico de cauces de la cuenca del río Tempisque involucrados en el proyecto abastecimiento de agua para la cuenca media del río Tempisque y comunidades costeras (PAACUME). Recuperado de: [https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/11244/analisis\\_hidrologico\\_cauces\\_cuenca\\_rio\\_tempisque.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/11244/analisis_hidrologico_cauces_cuenca_rio_tempisque.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Bateman, A., (2007). Hidrología básica y aplicada. Recuperado de: <https://www.upct.es/~minaees/hidrologia.pdf>
- Carvajal, Á., (2002). Teorías y Modelos: Formas de representación de la realidad. Comunicación, año/vol. 12, número 001. Instituto Tecnológico de Costa Rica pp. 1-14.
- Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias (CNE), (s.f). Amenazas de origen natural cantón de Liberia. Recuperado de: [https://www.cne.go.cr/reduccion\\_riesgo/mapas\\_amenazas/mapas\\_de\\_amaneza/guanacaste/Liberia%20-%20descripcion%20de%20amenazas.pdf](https://www.cne.go.cr/reduccion_riesgo/mapas_amenazas/mapas_de_amaneza/guanacaste/Liberia%20-%20descripcion%20de%20amenazas.pdf)
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), (2007). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Diseño de Redes de Distribución de Agua Potable, México. Recuperado de: [https://sswm.info/sites/default/files/reference\\_attachments/CONAGUA%20s.f.a.%20Dise%C3%B1o%20de%20redes%20de%20distribuci%C3%B3n%20de%20agua%20potable.pdf](https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/CONAGUA%20s.f.a.%20Dise%C3%B1o%20de%20redes%20de%20distribuci%C3%B3n%20de%20agua%20potable.pdf)
- Comisión Estatal de Agua Potable y Alcantarillado (2003). Proyecto ejecutivo del sistema de agua potable para 10 localidades de la margen derecha del río San Pedro, Región de las Haciendas. Recuperado de: <http://sinat.semarnat.gob.mx/dgiraDocs/documentos/nay/estudios/2003/18NA2003HD102.pdf>
- Castillo, S., (2009). Evaluación de la dotación para el diseño de acueductos y alcantarillados para municipios colombianos tomando como base búsqueda el municipio de Muzo. Colombia. Recuperado de: [https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1169&context=ing\\_civil](https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1169&context=ing_civil)
- Chereque, W., (1989). Hidrología para estudiantes de ingeniería civil. Perú. Recuperado de: <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/28689>

- Cotler H., Garrido A., Mondragón R., Díaz A. (2007). Delimitación de cuencas hidrográficas de México, a escala 1:250,000, INEGI-INE-CONAGUA. Documento técnico. México. 35 pp.
- Consorcio Pomca Quindío. (2018). Plan de ordenación y manejo de la cuenca del río La Vieja. Recuperado de: [https://www.cvc.gov.co/sites/default/files/Planes\\_y\\_Programas/Planes\\_de\\_Ordenacion\\_y\\_Manejo\\_de\\_Cuencas\\_Hidrografica/La%20Vieja%20-%20POMCA%20en%20Ajuste/Fase%20Diagnostico/7\\_CapituloI\\_Diagnostico\\_Morfometria.pdf](https://www.cvc.gov.co/sites/default/files/Planes_y_Programas/Planes_de_Ordenacion_y_Manejo_de_Cuencas_Hidrografica/La%20Vieja%20-%20POMCA%20en%20Ajuste/Fase%20Diagnostico/7_CapituloI_Diagnostico_Morfometria.pdf)
- Centro de Formación de la Cooperación Española en La Antigua Guatemala, 2017 (Aecid), (2017). Informe La importancia de las aguas subterráneas en la gestión integrada de los recursos hídricos: aplicaciones prácticas en proyectos de cooperación internacional para el desarrollo. Recuperado de: [https://interconecta.aecid.es/Gestin%20del%20conocimiento/relatoria\\_igme\\_web.pdf](https://interconecta.aecid.es/Gestin%20del%20conocimiento/relatoria_igme_web.pdf)
- Chiesa, S., (1991). El flujo de pómez biotítica del río Liberia (Guanacaste) Costa Rica, América Central. v. Geol. Amér. Central, 13:73-84, 1991
- Civelli, G., Locati, U., Bigioggero, B., Chiesa, S., Alvarado, G., & Mora, G., (2005). Geología de la hoja Tierras Morenas. Revista Geológica de América Central, 33: 99-110, 2005.
- Camino, M., Bó, M., Cionchi, J., Del Río, J., de Armentia, A., & De Marco, S., (2018). Estudio morfométrico de las cuencas de drenaje de la vertiente sur del sudeste de la provincia de Buenos Aires. *Revista Universitaria de Geografía*, 27(1)
- Campos Aranda, D. (1992). Procesos del Ciclo Hidrológico. San Luis de Potosí: Editorial Universitaria Potosina.
- Díaz, L., & Alarcon, J., (2018). Estudio hidrológico y balance hídrico para determinar la oferta y la demanda de agua de la cuenca de la Quebrada Niscota para un acueducto interveredal en Nunchía, Casanare. Colombia. Recuperado de: <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/15989/1/Proyecto%20Final.pdf>
- Dourojeanni, A., & Izquierdo, L. (1978). Estudio de los parámetros geomorfológicos de una cuenca. *Boletín Técnico; N° 2*.

- Gentes, I. (2010). Sostenibilidad de los acueductos comunales en Costa Rica. *yAmbiente yAmbiente*, 59, 5.
- Guzmán, I., & Calvo, J., (2012). Recursos hídricos de la Cuenca Alta del Río Tempisque, Costa Rica (Nota técnica). *Revista Tecnología En Marcha*, 25(4), pág. 63–70. <https://doi.org/10.18845/tm.v25i4.620>
- Guerra, F., & González, J., (2002). Caracterización morfométrica de la cuenca de la quebrada La Bermeja, San Cristóbal, Estado Táchira, Venezuela. *Geoenseñanza*, 7(1-2),88-108. [fecha de Consulta 26 de Febrero de 2022]. ISSN: 1316-6077. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=36070208>
- Gómez, E., (2005). Análisis de disponibilidad del recurso hídrico para uso domiciliario en el Cantón de Orotina y propuesta de una guía para un plan de gestión. Recuperado de: <https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/245/Proyecto%20de%20Graduaci%C3%B3n.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Global Water Partnership, (2011). Contribuyendo al desarrollo de una Cultura del Agua y la Gestión Integral del Recurso Hídrico. Perú. Recuperado de: [https://www.gwp.org/globalassets/global/gwpsam\\_files/publicaciones/varios/cuenca\\_hidrologica.pdf](https://www.gwp.org/globalassets/global/gwpsam_files/publicaciones/varios/cuenca_hidrologica.pdf)
- Garay, D., & Gabriel, J., (2018). Delimitación Hidrográfica y Caracterización Morfométrica de la Cuenca del Río Anzulón. Recuperado de: [https://inta.gob.ar/sites/default/files/inta\\_delimitacion\\_y\\_caracterizacion\\_de\\_la\\_cuenca\\_del\\_rio\\_anzulon\\_1.pdf](https://inta.gob.ar/sites/default/files/inta_delimitacion_y_caracterizacion_de_la_cuenca_del_rio_anzulon_1.pdf)
- Gaspari, F. J, Rodríguez Vagaría, A. M., Senisterra, G. E., Denegri, G.; Delgado, M. I. & Besteiro, S. (2012). Caracterización morfométrica de la cuenca alta del río Sauce Grande, Buenos Aires, Argentina. *Revista Electrónica del Comité de Medio Ambiente. AUGMDOMUS*, 4, 143-158.
- Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC), (2018). Estimaciones y Proyecciones de Población 1950 - 2050. Recuperado de: <http://www.inec.go.cr/buscador?&&&buscar=proyecciones&page=2>

- Instituto Nacional de Estadística y Censos, (2011). Censo de la población de Costa. San José, Costa Rica.  
Recuperado de: <http://www.inec.go.cr/Web/Home/pagPrincipal.aspx>
- Instituto de Desarrollo Rural (Inder), (2014). Caracterización del Territorio Inder Liberia-La Cruz Costa Rica. Recuperado de: <https://www.inder.go.cr/liberia-la-cruz/Caracterizacion-Territorio-Liberia-LaCruz.pdf>
- Ibáñez, S., Moreno, H. & Gisbert, J. (2011). Morfología de las cuencas hidrográficas. Recuperado de <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/10782/Morfolog%C3%ADa%20de%20una%20cuenca.pdf>
- López, R. (2003). Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados. (2da Ed.). Bogotá: Alfaomega.
- Luna, E., & Lavado, W., (2015). Evaluación de métodos hidrológicos para la completación de datos faltantes de precipitación en estaciones de la cuenca Jetepeque, Perú. Revista Tecnológica ESPOL – RTE, Vol. 28, N. 3, 42-52, (Noviembre 2015).
- Legarda, L., & Viveros, L., (1996). La importancia de la hidrología en el manejo de cuencas hidrográficas. Recuperado de: <https://revistas.udenar.edu.co/index.php/rfacia/article/view/1163/1398>
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, (2010). Política Nacional para la Gestión Integral del Recurso Hídrico. Colombia. Recuperado de: [https://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Presentaci%C3%B3n\\_Pol%C3%ADtica\\_Nacional\\_-\\_Gesti%C3%B3n\\_libro\\_pol\\_nal\\_rec\\_hidrico.pdf](https://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Presentaci%C3%B3n_Pol%C3%ADtica_Nacional_-_Gesti%C3%B3n_libro_pol_nal_rec_hidrico.pdf)
- Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2014). Reglamento técnico del sector de Agua potable y Saneamiento básico Ras. Bogotá D.C.: Título B. Recuperado de: <https://www.minvivienda.gov.co/sites/default/files/documentos/titulob-030714.pdf>
- Monge, E., Paz, L., & Ovares, C. (2013). Transparencia y Rendición de Cuentas en las ASADAS, Manual para las Asociaciones Administradoras de Sistemas de Acueductos y Alcantarillados Sanitarios (ASADAS) de Costa Rica. *Centro de Derecho Ambiental y de los Recursos Naturales, Costa Rica.*
- Mejía, A. (2001). Hidrología aplicada. *CIP. FIA. UNALM. Lima. Perú. Pag, 69.*



- Ortíz, G., (2006). EL GOLPE DE ARIETE EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE. Recuperado de: [http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_2611\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2611_C.pdf)
- Ordoñez, M., & Quisnancela, K., (2013). Automatización del Banco de Pérdidas del Laboratorio de Turbomaquinaria de la Facultad De Mecánica. Recuperado de: <http://dspace.esPOCH.edu.ec/bitstream/123456789/2961/1/15T00546.pdf>
- Ordoñez, J. (2011). Aguas Subterráneas—Acuíferos. Recuperado de [https://www.gwp.org/globalassets/global/gwpsam\\_files/publicaciones/varios/aguas\\_subterranas.pdf](https://www.gwp.org/globalassets/global/gwpsam_files/publicaciones/varios/aguas_subterranas.pdf)
- Piedra, V. (2017). División Territorial Administrativa de la República de Costa Rica. Primera edición – San José, Costa Rica: Imprenta Nacional, 2017.
- Pérez, W., (2016). Clasificación de acuíferos mediante la determinación de parámetros hidráulicos en el abanico aluvial de Ibagué Tolima.
- Poder Ejecutivo, (2020). Reglamento de las Asociaciones Administradoras de Sistemas de Acueductos y Alcantarillados comunales (N° 42582-S-MINAE). Recuperado de: [http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm\\_texto\\_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=92344&nValor3=122228&strTipM=TC](http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=92344&nValor3=122228&strTipM=TC)
- Poder Ejecutivo, (2009). Reglamento a la Ley de Declaratoria del Servicio de Hidrantes como Servicio Público y Reforma de Leyes Conexas, N° 8641 del 11 de Junio de 2008. Recuperado de: [www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm\\_texto\\_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=65477&nValor3=76521&strTipM=TC](http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?param1=NRTC&nValor1=1&nValor2=65477&nValor3=76521&strTipM=TC)
- Rafael, E., (2008). Efectividad de la recarga inducida del acuífero del valle del río chillón con fines de aprovechamiento de las aguas superficiales y subterráneas. Perú
- Rafael, E., (2019), Evaluación de la Capacidad de Abastecimiento del Acueducto del Rosario de Naranjo para el desarrollo habitacional Provivienda del Rosario de Naranjo.
- Ramírez, R (2007). Recarga Potencial del Acuífero Colima y Barva, Valle Central, Costa Rica

Rodríguez, O. (2001). Estudio Hidrometeorológico de la Cuenca del Río Tempisque, Guanacaste. Recuperado de: [https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/2616/Informe\\_Final.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/2616/Informe_Final.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Rodríguez, O. (2001). Estudio Hidrometeorológico de la Cuenca del Río Tempisque, Guanacaste. Recuperado de: [https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/2616/Informe\\_Final.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/2616/Informe_Final.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Ramos, (2021). Antecedentes de la ASADA de Buena Vista

Solano, J., & Villalobos, R., (2000). Regiones y subregiones climáticas de Costa Rica. San José: Instituto Meteorológico Nacional. Recuperado de: <https://www.imn.ac.cr/documents/10179/20909/Regionalizaci%C3%B3n+clim%C3%A1tica+de+Costa+Rica>

SETENA (2016). Resolución Comisión Plenaria Proyectos de Muy Bajo Impacto, N° 2373-2016-SETENA. Recuperado de: <http://www.setena.go.cr/Downloads/documentos/Normativa/RES-2373-2016.pdf>

Sapag, N., Sapag, R., & Sapag, J. (2014). Preparación y evaluación de proyectos. Mc Graw Hill Interamericana.

Salazar, K., (2017). Diagnóstico del sistema de abastecimiento de agua de consumo de Ciudad de los Niños y elaboración de una propuesta de diseño.

UEN, Gestión de ASADAS., (2017). Protocolo para la Integración Fusión de ASADAS. Recuperado de: <https://www.aya.go.cr/ASADAS/documentacionAsadas/Protocolo%20integracion-fusion%20ASADAS.pdf>

Villón, M. (2004). Hidrología. *Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago.*

- Vílchez, F., Ruíz, D., Sancho, F., Bolaños, C., Hernández, R., & Guevara, S., (2012). Manual Informativo Aspectos básicos para la gestión de las nuevas Juntas Directivas de las ASADAS. Recuperado de: <https://www.aya.go.cr/ASADAS/documentacionAsadas/Aspectos%20B%C3%A1sicos%20de%20las%20ASADAS.pdf>
- Vargas, É., & Marín, A., (2016). Costa Rica demanda una gestión integral del recurso hídrico: Escenario Latinoamericano y la realidad país. Recuperado de: <https://www.scielo.sa.cr/pdf/is/v17n35/2215-2458-is-17-35-00095.pdf>
- Vividea, E., (2018). Propuesta de mejora del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad indígena de Amubri del Cantón de Talamanca-Costa Rica.
- Winter, T., Harvey, J., Franke, O., & Alley, W., (1998). Ground Water and Surface Water a Single Resource. U.S. Geological Survey Circular 1139. Recuperado de: <https://pubs.usgs.gov/circ/circ1139/pdf/circ1139.pdf>
- Zamora, N., Méndez, J., Barahona, M., & Sjöbohm, L., (2003). Volcano - estratigrafía asociada al campo de domos de Cañas Dulces, Guanacaste, Costa Rica. Revista Geológica de América Central, 30: 41-58, 2004

## Anexos.

### Anexo 1. Acta de aceptación del proyecto por parte de la Junta Directiva de la ASADA Buena Vista.

Monge, al ser las seis y cinco minutos posterior meridiano, del 17 de junio del 2021. Artículo primero: se da inicio con la presencia de Otoniel Monge Molina, Victor Martínez Martínez, Mayli Morales Martínez y Rolando Ramos Jiménez por parte de la junta y María Ocampo como invitada. Artículo segundo. Se comienza la reunión conversando con María Ocampo para Gestionar una nueva fuente de agua la cual se captará en propiedad que se encuentra a cargo de su familia, vemos entre ambas partes las posibilidades y circunstancias que se pueden dar o requerir para realizar la gestión correspondientes. Queda pendiente otra reunión virtual entre ella, nosotros y Director del departamento de aguas. Acabada la conversación se retira de la reunión María Ocampo siguiendo con otros puntos de la agenda. Artículo tercero. Se ratifica en esta acta el acuerdo de cooperar con María Fernanda, estudiante de la Universidad Nacional, sede Liberia para brindar la información necesaria para realizar su investigación en nuestro acueducto, realizada esa reunión el día 20 de mayo del 2021. Artículo Cuarto. Mediante el dialogo entre los presentes acordamos autorizar la peja a Roni Ortiz Miranda, la cual saldrá a nombre de Feliziana Dela O, hasta que presente planos a su nombre. Artículo Quinto, esta junta acuerda realizar las reuniones los segundos jueves de cada mes, a partir de las 5:15pm en adelante. Se cierra la sesión al ser las ocho y cuarenta y uno posterior meridiano.

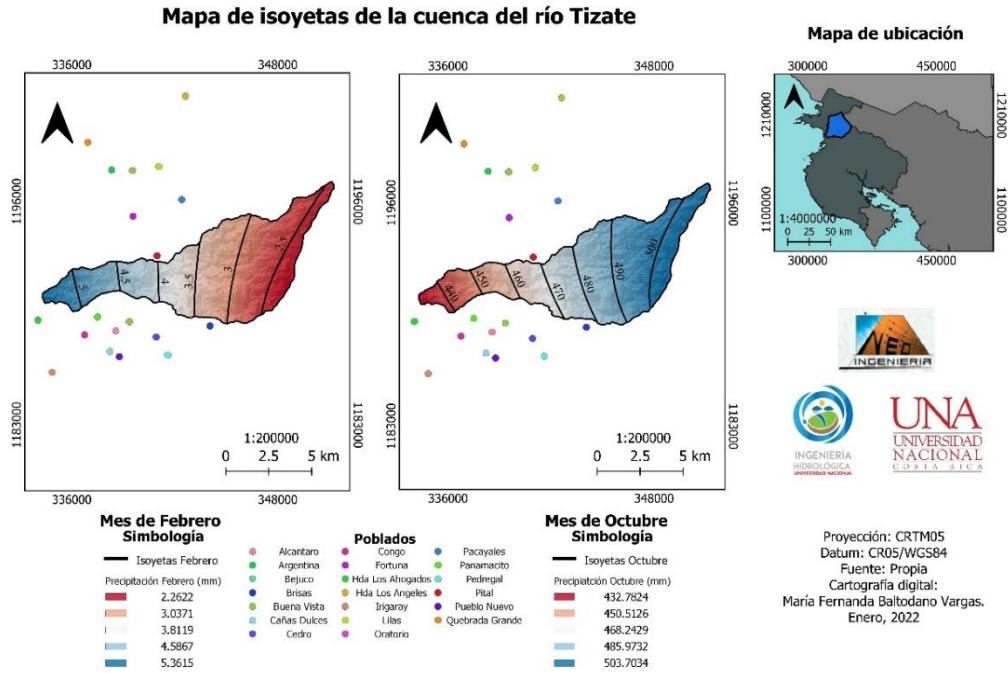
**Fuente:** Elaboración propia (2021).

### Anexo 2. Clasificación de tamaños de cuencas.

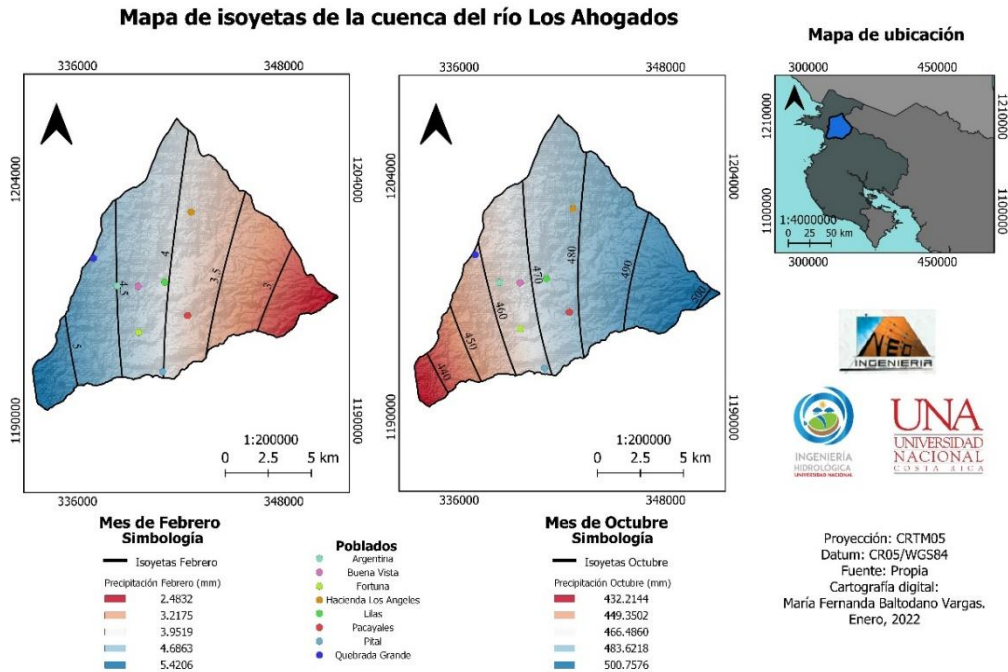
Rangos de áreas (Km <sup>2</sup> )	Clasificación
< 25	Microcuenca
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia-pequeña
500 a 2500	Intermedia-grande
2500 a 5000	Grande
> 5000	Muy grande

**Fuente:** Campos Aranda (1992).

**Anexo 3. Mapa de isoyetas de la cuenca del río Tizate de Febrero y Octubre.**

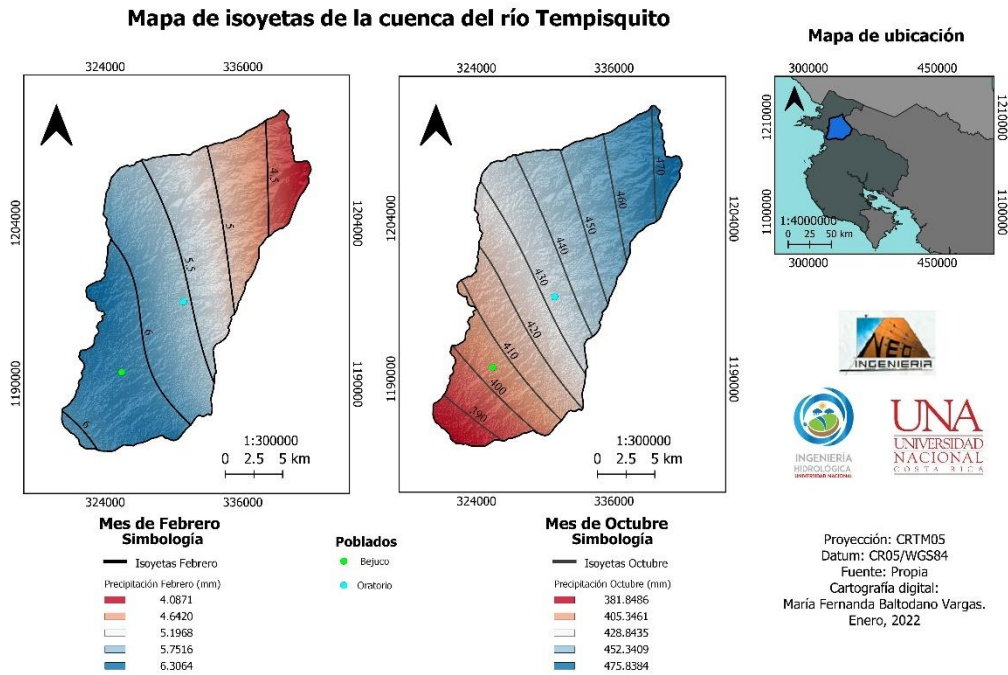


**Anexo 4. Mapa de isoyetas de la cuenca del río Los Ahogados de Febrero y Octubre.**



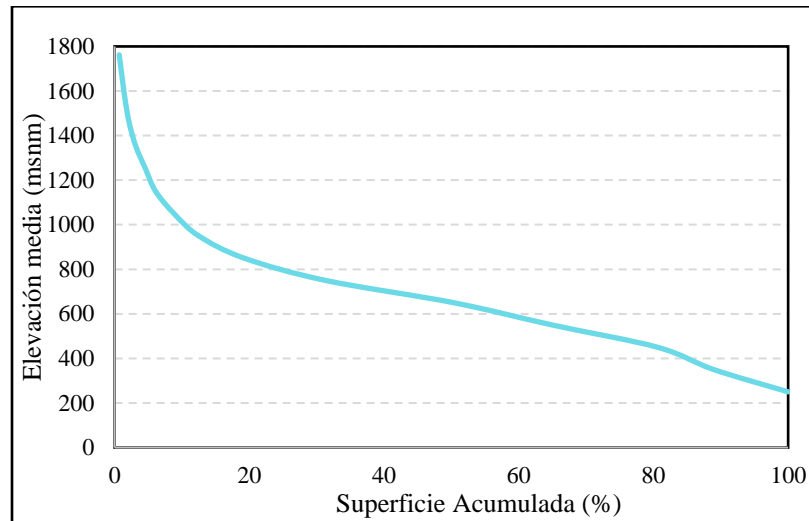
Fuente: Elaboración propia, (2022).

**Anexo 5.** Mapa de isoyetas de la cuenca del río Tempisquito de Febrero y Octubre.



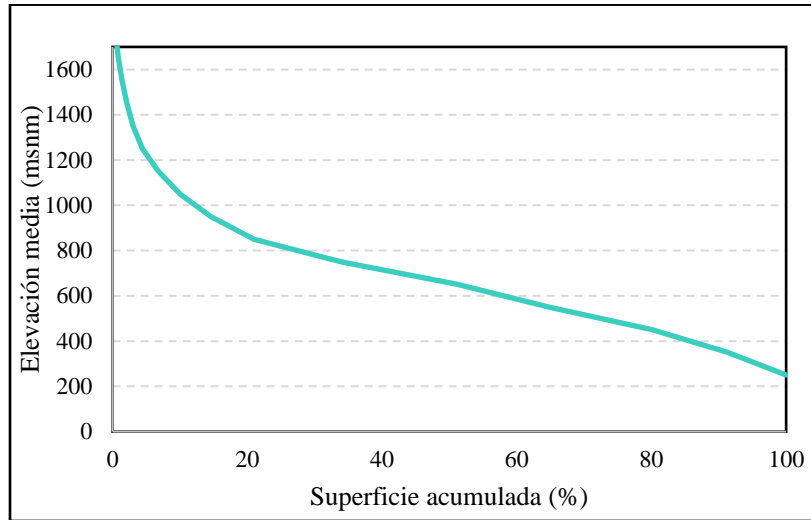
**Fuente:** Elaboración propia, (2022).

**Anexo 6.** Curva hipsométrica de la cuenca del río Tizate



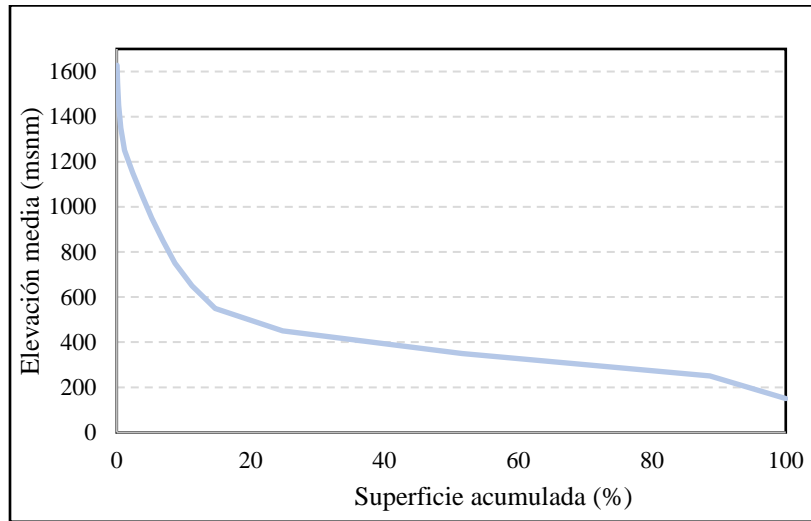
**Fuente:** Elaboración propia, (2022)

**Anexo 7.** Curva hipsométrica de la cuenca del río Los Ahogados



**Fuente:** Elaboración propia, (2022)

**Anexo 8.** Curva hipsométrica de la cuenca del río Tempisquito



**Fuente:** Elaboración propia, (2022)

**Anexo 9.** Características Hidráulicas de las Formación Hidrogeológica Barba

<b>Parámetro</b>	<b>Valores</b>
Tipo de litología	Lavas y depósitos de tobas de permeabilidad aparentemente baja.
Permeabilidad (metros por día)	1 m/d-10 m/d
Espesor Saturado	100 m 50 en promedio
Transmisividad	100-500 m <sup>2</sup> /día
Coefficiente de Almacenamiento	0.1
Producción de manantiales	5-20 l/s
Producción por pozo	5-10 l/s

**Fuente:** Gómez (1987); citado por Ramírez, (2007).