

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN PARA LA CAPTACIÓN  
DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO EL RETORNO, GUAVIARE**



**HAROLD SANTIAGO MOLINA SOLANO – CÓD. 560489**

**SERGIO STEVENS ORTIZ BELTRÁN – CÓD. 560488**

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN RECURSOS HÍDRICOS  
BOGOTÁ D.C – 2020**

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN PARA LA CAPTACIÓN  
DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO EL RETORNO, GUAVIARE**



**HAROLD SANTIAGO MOLINA SOLANO – CÓD. 560489**

**SERGIO STEVENS ORTIZ BELTRÁN – CÓD. 560488**

**Trabajo de grado para obtener el título de Especialista en Recursos Hídricos**

**ASESOR: MARÍA FERNANDA ACERO FONSECA**

**INGENIERA CIVIL**

**MSC. RECURSOS HÍDRICOS**

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN RECURSOS HÍDRICOS**

**BOGOTÁ D.C – 2020**



## Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Colombia (CC BY-NC-ND 2.5)

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

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

### Usted es libre de:



Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra

### Bajo las condiciones siguientes:



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



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



**Sin Obras Derivadas** — No se puede alterar, transformar o generar una obra derivada a partir de esta obra.

## TABLA DE CONTENIDO

|  |    |
|--|----|
| Introducción .....   | 14 |
| 1 Generalidades .....  | 15 |
| 1.1 Línea de Investigación .....   | 15 |
| 1.2 Planteamiento del Problema .....   | 15 |
| 1.2.1 Antecedentes del Problema .....  | 16 |
| 1.2.2 Pregunta de Investigación .....  | 17 |
| 1.2.3 Variables del Problema .....   | 17 |
| 1.3 Justificación .....  | 17 |
| 1.4 Objetivos .....  | 19 |
| 1.4.1 Objetivo General .....   | 19 |
| 1.4.2 Objetivos Específicos .....  | 19 |
| 1.5 Cronograma .....   | 20 |
| 1.6 Presupuesto .....  | 21 |
| 2 Marcos de Referencia .....   | 24 |
| 2.1 Marco Conceptual .....   | 24 |
| 2.2 Marco Teórico .....  | 30 |
| 2.2.1 Captación .....  | 30 |
| 2.2.2 Transporte de Agua: Aducciones y Conducción .....  | 34 |
| 2.2.3 Especificaciones de Diseño de la Línea de Conducción: Desarenador –<br>Planta de Tratamiento ..... | 36 |
| 2.2.3.1 Diseño Hidráulico de la Tubería .....  | 36 |
| 2.2.3.2 Desarenador o Pretratamiento .....   | 38 |
| 2.3 Marco Jurídico .....   | 40 |
| 2.4 Marco Geográfico .....   | 41 |
| 2.5 Marco Demográfico .....  | 42 |
| 3 Metodología .....  | 45 |
| 3.1.1 Fases del Trabajo de Grado .....   | 45 |
| 3.1.2 Fase Conceptual .....  | 45 |
| 3.1.3 Fase de Planeación y Diagnóstico .....   | 47 |
| 3.1.4 Fase de Análisis para la Optimización .....  | 48 |

|         |   |    |
|---------|---|----|
| 3.1.5   | Fase de Diseño .....  | 48 |
| 3.2     | Instrumentos o Herramientas Utilizadas .....                      | 49 |
| 3.3     | Población y Muestra .....   | 50 |
| 3.4     | Alcances y Limitaciones.....                                      | 50 |
| 4       | Productos a Entregar .....  | 51 |
| 5       | Diagnóstico del Sistema .....                                     | 52 |
| 5.1     | Generalidades del Sistema de Acueducto .....                      | 52 |
| 5.1.1   | Descripción del Prestador del Servicio de Acueducto .....         | 52 |
| 5.1.2   | Descripción General del Sistema de Acueducto .....                | 52 |
| 5.2     | Diagnóstico de la Fuente de Abastecimiento Actual.....            | 54 |
| 5.2.1   | Concesión de Aguas .....  | 54 |
| 5.3     | Diagnóstico de Captación .....                                    | 55 |
| 5.4     | Diagnóstico de la Línea de Aducción.....                          | 60 |
| 5.5     | Proyecciones de Población y Dotación en Horizonte de Diseño ..... | 62 |
| 5.5.1   | Análisis de Población .....                                       | 62 |
| 5.5.2   | Metodología para la Proyección de Población .....                 | 62 |
| 5.5.2.1 | Método Aritmético .....   | 63 |
| 5.5.2.2 | Método Geométrico .....   | 63 |
| 5.5.2.3 | Método Exponencial .....  | 64 |
| 5.5.3   | Estimación de la Población .....                                  | 65 |
| 5.5.4   | Tendencias de Crecimiento.....                                    | 66 |
| 5.5.5   | Proyección de la Población .....                                  | 67 |
| 5.5.6   | Análisis de Oferta y Demanda.....                                 | 68 |
| 5.5.6.1 | Dotaciones y Pérdidas .....                                       | 68 |
| 5.5.6.2 | Coeficientes Máximos Diario y Horario .....                       | 70 |
| 5.5.6.3 | Demanda .....   | 70 |
| 5.5.7   | Capacidad Instalada y Requerida .....                             | 73 |
| 6       | Análisis de Alternativas.....                                     | 76 |
| 6.1     | Análisis Hidrológico .....  | 76 |
| 6.1.1   | Manantial de Caño Bonito -Alternativa No 1 .....                  | 80 |
| 6.1.2   | Manantial de Caño Trueno – Alternativa No 2 .....                 | 80 |
| 6.1.3   | Caño Grande - Alternativa No 3 .....                              | 81 |
| 6.1.4   | Hidrografía y Morfometría de las Cuencas .....                    | 82 |

|         |   |     |
|---------|---|-----|
| 6.1.4.1 | Parámetros de la Forma .....  | 85  |
| 6.1.4.2 | Parámetros del Relieve .....  | 88  |
| 6.1.4.3 | Parámetros Asociados a la Red de Drenaje .....                                | 91  |
| 6.1.5   | Características Climatológicas e Hidrológicas de las Fuentes Analizadas ..... | 94  |
| 6.1.5.1 | Precipitación .....   | 95  |
| 6.1.5.2 | Evapotranspiración Potencial (ETP) .....                                      | 98  |
| 6.1.5.3 | Escorrentía Superficial .....   | 102 |
| 6.1.5.4 | Oferta Hídrica .....  | 103 |
| 6.2     | Análisis Hidráulico .....   | 108 |
| 6.2.1   | Periodo de Diseño y Caudales de Diseño .....                                  | 108 |
| 6.2.2   | Localización de la Tubería .....  | 109 |
| 6.2.3   | Presiones, Diámetros y Válvulas .....   | 110 |
| 6.2.3.1 | Alternativa N° 1 .....  | 112 |
| 6.2.3.2 | Alternativa N° 2 .....  | 115 |
| 6.2.3.3 | Alternativa N°3 .....   | 119 |
| 6.3     | Análisis de Impacto Ambiental .....   | 121 |
| 6.4     | Análisis Económico .....  | 125 |
| 6.4.1   | Costos Alternativas N° 1 .....  | 127 |
| 6.4.2   | Costos Alternativas N° 2 .....  | 128 |
| 6.4.3   | Costos Alternativas N° 3 .....  | 130 |
| 6.5     | Análisis Social .....   | 135 |
| 6.6     | Selección de la Alternativa .....   | 136 |
| 7       | Diseños Definitivos .....   | 140 |
| 7.1     | Diseño de la Estructura de Captación .....                                    | 140 |
| 7.1.1   | Bocatoma .....  | 140 |
| 7.1.2   | Componentes de la Bocatoma .....  | 141 |
| 7.1.3   | Factores Poblacionales de Diseño .....  | 142 |
| 7.1.4   | Parámetros de Diseño .....  | 143 |
| 7.1.4.1 | Caudal de Diseño .....  | 143 |
| 7.1.5   | Cálculo de los Elementos de la Bocatoma .....                                 | 144 |
| 7.1.5.1 | Diseño de la Presa .....  | 144 |
| 7.1.5.2 | Diseño del Canal de Aducción .....  | 145 |

|          |  |     |
|----------|--|-----|
| 7.1.5.3  | Diseño de la Rejilla de Captación .....                              | 147 |
| 7.1.5.4  | Determinación de los Niveles del Agua en el Canal de Aducción<br>150 |     |
| 7.1.5.5  | Diseño de la Cámara de Recolección.....                              | 153 |
| 7.1.5.6  | Diseños de los Muros de Contención .....                             | 156 |
| 7.1.5.7  | Cálculo del Caudal de Excesos .....                                  | 159 |
| 7.1.6    | Análisis de los Resultados – Diseños de la Bocatoma.....             | 162 |
| 7.2      | Diseño de la Estructura de Desarenador .....                         | 167 |
| 7.2.1    | Desarenador .....  | 167 |
| 7.2.2    | Componentes del Desarenador .....                                    | 167 |
| 7.2.3    | Factores Poblacionales de Diseño .....                               | 168 |
| 7.2.4    | Parámetros de Diseño.....  | 170 |
| 7.2.4.1  | Caudal de Diseño .....   | 170 |
| 7.2.4.2  | Temperatura del Agua .....   | 170 |
| 7.2.4.3  | Viscosidad Cinemática del Agua .....                                 | 171 |
| 7.2.4.4  | Clasificación del Diámetro de la partícula.....                      | 171 |
| 7.2.4.5  | Peso Específico de las Partículas.....                               | 172 |
| 7.2.4.6  | Altura Mínima y Máxima .....   | 172 |
| 7.2.4.7  | Cálculo de los Parámetros de Sedimentación .....                     | 173 |
| 7.2.4.8  | Periodo de Retención Hidráulico .....                                | 173 |
| 7.2.4.9  | Volumen del Tanque.....  | 175 |
| 7.2.4.10 | Área Superficial del Tanque.....                                     | 176 |
| 7.2.4.11 | Dimensiones Largo y Ancho del Desarenador.....                       | 176 |
| 7.2.4.12 | Carga Hidráulica Superficial.....                                    | 178 |
| 7.2.4.13 | Velocidad de Sedimentación de la Partícula Crítica .....             | 178 |
| 7.2.4.14 | Velocidad Horizontal .....   | 179 |
| 7.2.4.15 | Número de Unidades .....   | 180 |
| 7.2.5    | Cálculo de los Elementos del Desarenador .....                       | 180 |
| 7.2.5.1  | Vertedero de Salida .....  | 180 |
| 7.2.5.2  | Pantalla de Salida.....  | 182 |
| 7.2.5.3  | Distancia al Vertedero de Salida.....                                | 182 |
| 7.2.5.4  | Pantalla de Entrada .....  | 182 |
| 7.2.5.5  | Distancia a la Cámara de Aquietamiento.....                          | 182 |

|         |   |     |
|---------|---|-----|
| 7.2.5.6 | Almacenamiento de Lodos .....                         | 183 |
| 7.2.5.7 | Cámara de Aquietamiento .....                         | 185 |
| 7.2.5.8 | Rebose de la Cámara de Aquietamiento .....            | 186 |
| 7.2.6   | Análisis de Resultados – Diseño del Desarenador ..... | 188 |
| 7.3     | Diseño de la Línea de Aducción .....                  | 191 |
| 7.3.1   | Válvulas de Ventosa.....                              | 193 |
| 7.3.2   | Válvulas de Purga .....                               | 194 |
| 7.3.3   | Resultados de la modelación .....                     | 194 |
| 7.3.4   | Sobre presión y Golpe de Ariete .....                 | 195 |
| 8       | Análisis de Resultados .....                          | 199 |
| 9       | Conclusiones y Recomendaciones .....                  | 202 |
| 10      | Bibliografía .....                                    | 204 |



## LISTA DE TABLAS

|  | Pág. |
|--|------|
| TABLA 1. CRONOGRAMA GENERAL .....  | 20   |
| TABLA 2. COSTOS DE LOS EQUIPOS.....  | 21   |
| TABLA 3. COSTOS DE LAS SALIDAS DE CAMPO. ....  | 21   |
| TABLA 4. COSTOS DE PERSONAL. ....  | 22   |
| TABLA 5. COSTOS POR PUBLICACIONES.....   | 22   |
| TABLA 6. COSTOS POR MATERIALES.....  | 22   |
| TABLA 7. COSTOS TOTALES.....   | 23   |
| TABLA 8. FACTOR DE FORMAS DE REJILLAS.....   | 31   |
| TABLA 9. PRINCIPALES NORMAS REGULATORIAS EN EL DESARROLLO DE UN SISTEMA DE<br>ACUEDUCTO .....                    | 41   |
| TABLA 10. DISTRIBUCIÓN DE POBLACIÓN POR SEXO .....   | 42   |
| TABLA 11. DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN POR SEXO Y GRUPOS DE EDAD .....   | 43   |
| TABLA 12. PRESIONES EN DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN ACTUAL. ....  | 61   |
| TABLA 13. INFORMACIÓN HISTÓRICA DE LA POBLACIÓN - ÁREA URBANA .....  | 65   |
| TABLA 14. TASAS DE CRECIMIENTO INTERCENSAL POBLACIONAL .....   | 66   |
| TABLA 15. PROYECCIÓN DE POBLACIÓN.....   | 67   |
| TABLA 16. DOTACIÓN NETA MÁXIMA POR HABITANTE SEGÚN LA ALTURA SOBRE EL NIVEL<br>DEL MAR DE LA ZONA ATENDIDA ..... | 69   |
| TABLA 17. COEFICIENTES MÁXIMOS DIARIO Y HORARIO .....  | 70   |
| TABLA 18. CAUDALES DE DISEÑO .....   | 70   |
| TABLA 19. PROYECCIÓN DE LA DEMANDA PARA EL MUNICIPIO DE EL RETORNO .....   | 72   |
| TABLA 20. CAPACIDAD DEL COMPONENTE DE CAPTACIÓN PARA EL ACUEDUCTO DEL<br>MUNICIPIO EL RETORNO .....              | 72   |
| TABLA 21. CAPACIDAD INSTALADA Y REQUERIDA PARA LA CAPTACIÓN.....   | 73   |
| TABLA 22. CAPACIDAD INSTALADA Y REQUERIDA PARA LA LÍNEA DE ADUCCIÓN .....  | 74   |
| TABLA 23. PARÁMETROS BÁSICOS – MANANTIAL DE CAÑO TRUENO .....  | 85   |
| TABLA 24. PARÁMETROS BÁSICOS – MANANTIAL DE CAÑO BONITO .....  | 85   |
| TABLA 25. PARÁMETROS BÁSICOS – CAÑO GRANDE .....   | 86   |
| TABLA 26. FORMA DE LAS CUENCAS .....   | 86   |
| TABLA 27. CLASIFICACIÓN DE LA FORMA DE LA CUENCA .....   | 87   |
| TABLA 28. COEFICIENTE DE COMPACIDAD.....   | 88   |
| TABLA 29. ANÁLISIS DE PENDIENTES EN LAS CUENCAS DE ESTUDIO .....   | 90   |
| TABLA 30. RANGOS DE PENDIENTES .....   | 90   |
| TABLA 31. DENSIDAD DE DRENAJES.....  | 92   |
| TABLA 32. VALORES INTERPRETATIVOS DE LA DENSIDAD DE DRENAJE .....  | 92   |
| TABLA 33. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN DE LAS CUENCAS.....  | 93   |
| TABLA 34. PENDIENTES Y TIEMPO DE CONCENTRACIÓN .....   | 94   |
| TABLA 35. DATOS PLUVIOMÉTRICOS UTILIZADOS EN EL ESTUDIO (MM).....  | 95   |
| TABLA 36. RESULTADOS DEL BALANCE HÍDRICO A LARGO PLAZO.....  | 103  |
| TABLA 37. ESTIMACIÓN DE CAUDALES POR DIFERENTES MÉTODOS .....  | 107  |
| TABLA 38. PROFUNDIDADES MÍNIMAS A COTA CLAVE DE LA TUBERÍA .....   | 109  |

|  |     |
|--|-----|
| TABLA 39. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE LA ALTERNATIVA No 1.....          | 114 |
| TABLA 40. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE LA ALTERNATIVA No 2.....          | 118 |
| TABLA 41. RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DE LA ALTERNATIVA No 3.....          | 121 |
| TABLA 42. INTERSECCIÓN DE LOS TRAZADOS SOBRE DRENAJES NATURALES .....      | 124 |
| TABLA 43. FACTORES DE ECONOMÍA ESCALA (B) EN ACUEDUCTO. ....               | 125 |
| TABLA 44. FUNCIONES DE COSTOS COMPONENTES SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO....   | 126 |
| TABLA 45. COSTOS POR METRO DEL SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA.....    | 127 |
| TABLA 46. ANÁLISIS DE COSTOS DE INVERSIÓN ALTERNATIVA No 1. ....           | 128 |
| TABLA 47. COSTOS POR METRO DEL SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA.....    | 129 |
| TABLA 48. ANÁLISIS DE COSTOS DE INVERSIÓN ALTERNATIVA No 2. ....           | 129 |
| TABLA 49. COSTOS POR METRO DEL SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA.....    | 130 |
| TABLA 50. ANÁLISIS DE COSTOS DE INVERSIÓN ALTERNATIVA No 3. ....           | 131 |
| TABLA 51. FACTORES RELEVANTES .....  | 131 |
| TABLA 52. COSTOS DE MANTENIMIENTO Y REPOSICIÓN DE LA ALTERNATIVA No 3..... | 132 |
| TABLA 53. VALORES ESTIMADOS DE MANTENIMIENTO PROYECTADOS A 25 AÑOS.....    | 133 |
| TABLA 54. MATRIZ DE PRIORIZACIÓN - SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS .....         | 137 |
| TABLA 55. COMPONENTES DE LA BOCATOMA.....                                  | 141 |
| TABLA 56. FACTORES POBLACIONALES DE DISEÑO .....                           | 142 |
| TABLA 57. CAUDALES DE DISEÑO .....   | 143 |
| TABLA 58. PARÁMETROS DISEÑO DE LA REJILLA .....                            | 148 |
| TABLA 59. PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA REJILLA .....                         | 150 |
| TABLA 60. PARÁMETROS DE DISEÑO - NIVELES DEL AGUA EN EL CANAL DE ADUCCIÓN  | 151 |
| TABLA 61. PARÁMETROS DE DISEÑO - CÁMARA DE RECOLECCIÓN .....               | 156 |
| TABLA 62. PARÁMETROS DE DISEÑO - CAUDAL DE EXCESOS .....                   | 159 |
| TABLA 63. ZONAS DEL DESARENADOR .....                                      | 167 |
| TABLA 64. FACTORES POBLACIONALES DE DISEÑO .....                           | 169 |
| TABLA 65. CAUDALES DE DISEÑO .....   | 170 |
| TABLA 66. VISCOSIDAD CINEMÁTICA DEL AGUA.....                              | 171 |
| TABLA 67. CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES EN SUSPENSIÓN.....               | 172 |
| TABLA 68. CLASIFICACIÓN DEL DESARENADOR DE ACUERDO A SU GRADO .....        | 174 |
| TABLA 69. NÚMERO DE HAZEN ( $V_s/V_o$ ) .....                              | 175 |
| TABLA 70. COEFICIENTE DE PÉRDIDAS DE ACCESORIOS. ....                      | 194 |
| TABLA 71. GOLPE DE ARIETE Y SOBRE PRESIÓN EN LA TUBERÍA. ....              | 197 |

## LISTA DE FIGURAS

Pág.

|  |     |
|--|-----|
| FIGURA 1. FACTOR DE FORMAS. RAS 2000, TITULO B, NUMERAL 4.4.5.3 .....                                      | 31  |
| FIGURA 2. DISTRIBUCIÓN DE POBLACIÓN POR SEXO. CENSO NACIONAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA .....                 | 43  |
| FIGURA 3. PIRÁMIDE POBLACIONAL MUNICIPIO EL RETORNO .....  | 44  |
| FIGURA 4. FASES DEL TRABAJO DE GRADO .....   | 45  |
| FIGURA 5. ENFOQUES DE LA INVESTIGACIÓN. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN. ....                              | 46  |
| FIGURA 6. METODOLOGÍA EMPLEADA EN EL DIAGNÓSTICO.....  | 47  |
| FIGURA 7. ESQUEMA SISTEMA DE ACUEDUCTO - MUNICIPIO EL RETORNO .....  | 54  |
| FIGURA 8. ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN.....   | 55  |
| FIGURA 9. SISTEMA DE ANCLAJE BOCATOMA FLOTANTE. ....   | 56  |
| FIGURA 10. SISTEMA DE BOMBEO.....  | 56  |
| FIGURA 11. CURVA DE PRODUCCIÓN - BOMBA No 1.....   | 57  |
| FIGURA 12. CURVA DE PRODUCCIÓN - BOMBA No 2.....   | 58  |
| FIGURA 13. MODELO HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE BOMBEO EXISTENTE. ....   | 58  |
| FIGURA 14. DATOS DE PRESIÓN Y CAUDAL – SISTEMA DE BOMBEO ACTUAL .....                                      | 59  |
| FIGURA 15. LÍNEA DE IMPULSIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO .....   | 60  |
| FIGURA 16. FALLAS EN LA LÍNEA DE ADUCCIÓN.....   | 62  |
| FIGURA 17. COMPORTAMIENTO DEL CRECIMIENTO POBLACIONAL.....   | 68  |
| FIGURA 18. IDENTIFICACIÓN PRELIMINAR DE FUENTES ALTERNAS .....   | 79  |
| FIGURA 19. FUENTES DE ABASTECIMIENTO PRESELECCIONADAS .....  | 79  |
| FIGURA 20. LOCALIZACIÓN ESPACIAL DEL MANANTIAL DE CAÑO BONITO.....   | 80  |
| FIGURA 21. LOCALIZACIÓN ESPACIAL DEL MANANTIAL DE CAÑO TRUENO.....   | 81  |
| FIGURA 22. HIDROGRAFÍA DE LA CUENCA DE CAÑO GRANDE .....   | 81  |
| FIGURA 23. MODELO DE ELEVACIÓN DIGITAL DEL MANANTIAL DE CAÑO TRUENO .....                                  | 83  |
| FIGURA 24. MODELO DE ELEVACIÓN DIGITAL DEL MANANTIAL DE CAÑO BONITO.....                                   | 84  |
| FIGURA 25. SUPERFICIE DE LA CUENCA DE CAÑO GRANDE.....   | 84  |
| FIGURA 26. FRECUENCIA DE ALTITUDES EN LA MICROCUENCA DEL MANANTIAL DEL CAÑO TRUENO .....                   | 89  |
| FIGURA 27. FRECUENCIA DE ALTITUDES EN LA MICROCUENCA DEL MANANTIAL DEL CAÑO BONITO .....                   | 89  |
| FIGURA 28. CURVA HIPSOMÉTRICA MANANTIAL CAÑO TRUENO.....   | 90  |
| FIGURA 29. CURVA HIPSOMÉTRICA MANANTIAL CAÑO BONITO.....   | 90  |
| FIGURA 30. LOCALIZACIÓN DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS. ....   | 95  |
| FIGURA 31. DISTRIBUCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN EN LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS .....                         | 96  |
| FIGURA 32. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA PRECIPITACIÓN EN LA MICROCUENCA DEL CAÑO BONITO Y CAÑO TRUENO. .... | 97  |
| FIGURA 33. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA PRECIPITACIÓN EN LA CUENCA CAÑO GRANDE.....                         | 98  |
| FIGURA 34. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA ETP EN LAS MICROCUENCAS DEL CAÑO BONITO Y CAÑO TRUENO.....          | 101 |

|   |     |
|---|-----|
| FIGURA 35. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA ETP EN LA ZONA DE LA CUENCA DEL CAÑO GRANDE .....                    | 102 |
| FIGURA 36. RENDIMIENTO HÍDRICO DISPONIBLE EN CONDICIONES DEL AÑO TÍPICO SECO. ....                          | 105 |
| FIGURA 37. AFORO (MÉTODO EMPÍRICO) EN CAÑO TRUENO - MONSERRATE .....  | 106 |
| FIGURA 38. AFORO (MÉTODO EMPÍRICO) EN CAÑO BONITO - CERRITOS .....  | 107 |
| FIGURA 39. TRAZADOS PROPUESTOS PARA EL ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS. ....                                       | 112 |
| FIGURA 40 MODELO GENERAL DE ALTERNATIVA 01. ....  | 113 |
| FIGURA 41. PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO ALTERNATIVA No 1. ....   | 113 |
| FIGURA 42. DIÁMETROS UTILIZADOS EN ALTERNATIVA 01.....  | 114 |
| FIGURA 43 MODELO GENERAL DE ALTERNATIVA 02. ....  | 116 |
| FIGURA 44. PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO ALTERNATIVA No 2. ....   | 116 |
| FIGURA 45. DIÁMETROS UTILIZADOS EN ALTERNATIVA 02.....  | 117 |
| FIGURA 46. PERFIL LONGITUDINAL DEL TERRENO ALTERNATIVA No 3. ....   | 117 |
| FIGURA 47 MODELO GENERAL DE ALTERNATIVA No 3.....   | 120 |
| FIGURA 48. DIÁMETROS UTILIZADOS EN ALTERNATIVA No 3. ....   | 120 |
| FIGURA 49. INTERFERENCIA DE LOS TRAZADOS SOBRE ECOSISTEMAS .....  | 123 |
| FIGURA 50. COMPONENTES DE LA BOCATOMA .....   | 142 |
| FIGURA 51. VISUALIZACIÓN DEL ALCANCE DEL FILO SUPERIOR E INFERIOR A TRAVÉS DE LA REJILLA DE CAPTACIÓN ..... | 147 |
| FIGURA 52. CANAL DE ADUCCIÓN.....   | 151 |
| FIGURA 53. ESQUEMA CÁMARA DE RECOLECCIÓN .....  | 154 |
| FIGURA 54. TRAMO DE ADUCCIÓN, BOCATOMA AL DESARENADOR .....   | 155 |
| FIGURA 55. CURVAS IDF ESTACIÓN SAN JOSÉ DEL GUAVIARE. ....  | 157 |
| FIGURA 56. COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA EN ÁREAS RURALES.....  | 158 |
| FIGURA 57. CAPTACIÓN A TRAVÉS DE LA REJILLA AL CANAL DE ADUCCIÓN. ....                                      | 162 |
| FIGURA 58. VISTA EN PLANTA DE LA REJILLA DE CAPTACIÓN .....   | 163 |
| FIGURA 59. VISTA EN PERFIL DEL CANAL DE ADUCCIÓN .....  | 163 |
| FIGURA 60. CORTE TRANSVERSAL DE LA CÁMARA DE RECOLECCIÓN.....   | 164 |
| FIGURA 61. VERTEDERO DE EXCESOS EN LA CÁMARA DE RECOLECCIÓN. ....   | 164 |
| FIGURA 62. VISTA EN PLANTA DE LA BOCATOMA DE FONDO.....   | 165 |
| FIGURA 63. CORTE A DE LA BOCATOMA DE FONDO .....  | 166 |
| FIGURA 64. CORTE B DE LA BOCATOMA DE FONDO .....  | 166 |
| FIGURA 65. ESQUEMA DE LAS ZONAS DEL DESARENADOR .....   | 168 |
| FIGURA 66. VISTA EN PLANTA DEL DESARENADOR .....  | 189 |
| FIGURA 67. CORTE LATERAL DEL DESARENADOR .....  | 190 |
| FIGURA 68. CORTE TRANSVERSAL DEL DESARENADOR .....  | 190 |
| FIGURA 69. LÍNEA DE ADUCCIÓN - FUENTE CAÑO BONITO. ....   | 191 |
| FIGURA 70. DIÁMETROS, COTAS Y VÁLVULAS DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN DEFINITIVA. ....                             | 192 |
| FIGURA 71. PRESIONES, VELOCIDADES Y LOCALIZACIÓN DE VÁLVULAS DE CORTE. ....                                 | 195 |
| FIGURA 72. PERFIL LONGITUDINAL DE LAS PRESIONES SOBRE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN. .                               | 195 |

## LISTA DE GRAFICAS

Pág.

|  |     |
|--|-----|
| GRAFICA 1. CONSOLIDADO DE LOS COSTOS DE INVERSIÓN .....      | 133 |
| GRAFICA 2. COSTOS DE MANTENIMIENTO DE LAS ALTERNATIVAS. .... | 134 |

## INTRODUCCIÓN

El abastecimiento de agua siempre comprende retos de ingeniería; si bien Colombia goza de una alta oferta hídrica, las condiciones topográficas, geológicas, ambientales y características propias del fluido, limitan la construcción de sistemas para el suministro de agua potable. El departamento del Guaviare se caracteriza por un relieve plano, con ligeros depósitos de material que forman las zonas altas de las cuencas; por sus características geomorfológicas se detallan drenajes muy dinámicos en la sabana oriental, además de la localización de sus municipios no favorece técnicamente los sistemas de abastecimiento por gravedad, como es el caso del municipio de El Retorno; obligando a abastecerse por sistemas de bombeo, incrementando los costos operativos; además se suman las condiciones económicas y la carencia de vías de acceso en condiciones favorables para la movilización lo que incrementa el costo de los materiales e insumos para la puesta en marcha de un sistema de acueducto.

En búsqueda de una solución para mitigar los costos se realizó un diagnóstico técnico operativo del sistema de captación; una vez identificados las falencias del componente, se procedió a la formulación de las alternativas para la optimización de la captación del sistema de acueducto, las cuales se analizaron bajo una matriz de caracteres comparativa para determinar la solución más viable contemplando criterios: hidrológicos, hidráulicos, longitud y material, terrenos inestables, acceso, interferencia de servicios, accidentes naturales, inversión inicial, mantenimiento, vulnerabilidad, impactos ambientales, permisos ambientales y percepción social. Este análisis se realizará a 3 fuentes ubicadas en el departamento del Guaviare, la primera denominada Caño Bonito la cual se encuentra próxima a la localidad de Cerritos; está localizada al occidente del casco urbano del municipio a una distancia de 15.2 Km; la segunda, cuyo nombre es Caño Trueno localizada al noroccidente del área urbana sobre la vereda Monserrate en jurisdicción con el municipio de San José del Guaviare, se encuentra a una distancia de 16.6 Km; y la tercera, nombrada Caño Grande, esta fuente es la que se está utilizando actualmente para la captación del recurso hídrico y se encuentra al noreste del municipio a una distancia de 1.05 Km.

Una vez se haya seleccionado la alternativa más favorable con base en los análisis mencionados anteriormente, con el fin de dar solución a la problemática que afecta actualmente a la comunidad del municipio El Retorno, se realizarán los diseños correspondientes a modo de prefactibilidad de los componentes contemplados según el resultado obtenido a través de la matriz de priorización. Cada uno de estos diseños constará de cálculos precisos y a detalle para garantizar su funcionamiento hidráulico teniendo en cuenta las recomendaciones establecidos en la Resolución 0330 de 2017 y el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS.

# 1 GENERALIDADES

## 1.1 LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Gestión y tecnología para la sostenibilidad de las comunidades.

## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Según estudios realizados por la Gobernación del Guaviare en el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico establece deficiencias en la prestación de los servicios públicos domiciliarios, el cual es alarmante el atraso que presenta la zona rural y algunas localidades urbanas en el abastecimiento de agua potable y digna para la población del Guaviare, a sabiendas que es una zona afectada y vulnerable al conflicto armado. El agua potable es un recurso fundamental para el desarrollo de la vida, y en general para el desarrollo socio económico de una sociedad. De acuerdo con las cifras obtenidas de los análisis de los estudios realizados anteriormente, los cascos urbanos de los municipios y las zonas rurales del Departamento del Guaviare, no se les suministra agua apta para con el consumo humano, puesto que, según los indicadores de continuidad, la prestación del servicio es deficiente ya que presentan ausencia y debilidad en las operaciones de los sistemas de acueducto; además de la presencia de pérdidas de agua no controladas en el sistema y el uso irracional del recurso.<sup>1</sup>

El municipio El Retorno es una de las cabeceras municipales que presentan deficiencia en la prestación del servicio de suministro de agua potable, una de las principales dificultades, es la configuración de la localización de la población, en donde más del 80% de la población total se ubica en zona rural de difícil acceso, situación que desfavorece la prestación de servicios públicos, pues el costo de las inversiones para el área de acueducto y alcantarillado son elevados en comparación con obras de inversión en localidades más cercanas a la zona central del país, ocasionando que los recursos municipales sean insuficientes en atención con los servicios básicos a la población. En el casco urbano del municipio se realiza la prestación del suministro de agua potable bajo un sistema de bombeo por energía eléctrica convencional, esto desfavorece la prestación del servicio, dado que los costos de operación superan los ingresos obtenidos por la empresa de servicios públicos, lo que ha generado la vulnerabilidad del servicio y la no continuidad en el suministro de agua potable, lo cual fomenta a la comunidad a abastecerse de fuentes alternas, no aptas para el consumo humano, promoviendo enfermedades como las EDAS.

---

<sup>1</sup> GOBERNACIÓN DEL GUAVIARE. "Estudios previos para la contratación del proceso de selección del Concurso de Méritos Abierto CMA 011 de 2019". San José del Guaviare. 2019. Pag 4.

### 1.2.1 ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

El municipio El Retorno, cuenta con un sistema de acueducto por bombeo, construido y entregado en el año 2007; sin embargo, hasta el año 2008 se entregó la prestación del servicio a la Administración Pública Cooperativa Servir AAA; esta se ha visto limitada en la continuidad de la prestación del servicio en donde según los datos reportados por la empresa y por la evaluación integral de prestadores de la superintendencia de servicios públicos domiciliarios, en el cual el prestador registró utilidades operacionales por \$70.45 millones en la vigencia 2012 y pérdidas operacionales por \$114,60 millones en el 2013, lo que refleja un detrimento en la condición operacional; esta tendencia se ha venido reflejando los años consecuentes, en donde los costos por los sistemas de bombeo son los de mayor magnitud en el balance presentado por el prestador. Conforme a los datos entregados por la Administración Pública Cooperativa Servir AAA al mes de agosto de 2019, el sistema de acueducto cuenta con una cobertura del 100% en redes y del 100% de los usuarios definidos en el área de prestación del servicio; sin embargo, solo al 88,24% de los usuarios se les cobra por consumo registrado con micromedición y el 11,76% restante, se les factura por consumo básico; lo que fomenta el incremento de la incertidumbre en el balance de consumos y la estimación de IANC, perjudicando los ingresos y la solidez financiera de la prestación del servicio.

Bajo el análisis de los aspectos financieros del prestador se consideró la información del Plan Único de Cuentas de las vigencias 2012 y 2013 reportada por el prestador en el Sistema Único de Información – SUI; las cifras entregadas por servicio en la vigencia del año 2012, mostraron que los servicios de alcantarillado y aseo presentaban condiciones que favorecían la operación en la prestación de estos servicios; sin embargo, ocurría todo lo contrario para la prestación del servicio de acueducto, el cual está a cargo del prestador, presentando cifras negativas lo cual se veía reflejado en el incremento de los costos y gastos de operación del sistema de captación y la disminución de los ingresos.<sup>2</sup>

En vista de la problemática en la prestación del servicio de acueducto, es necesario realizar un análisis para la optimización del sistema de abastecimiento de agua potable, que permita minimizar los costos operativos y garantizar la continuidad, calidad y cobertura en este servicio.

---

<sup>2</sup> SUPERINTENDENCIA DE SERVICIOS PÚBLICOS DOMICILIARIOS. "Evaluación integral de prestadores administración publico cooperativa SERVIR AAA administración pública cooperativa SERVIR AAA". Bogotá D.C.2014. Pág.10.



## **1.2.2 PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN**

¿Qué se puede implementar para optimizar el sistema de captación del acueducto en el municipio de El Retorno, de manera que se reduzcan los costos de operación y brindar el suministro de agua potable de manera continua a toda la población definida en el área de prestación del servicio?

## **1.2.3 VARIABLES DEL PROBLEMA**

La continuidad es una de las variables cuantitativas que intervienen en el desarrollo de la solución del problema, en donde se proyecta una prestación del servicio de manera permanente, así mismo, al modificar las condiciones en la prestación del servicio y la proyección de obras se debe garantizar la calidad en el agua suministrada, en conformidad con lo que se establece en la resolución 2115 de 2007.

En cumplimiento del objetivo y el alcance de este proyecto, la variable de mayor impacto son los costos operativos para garantizar el suministro de agua potable con un sistema eficiente y sostenible operacionalmente, con el propósito de garantizar una solidez financiera al prestador y así abastecer la población que se encuentra dentro del área de prestación de servicio de manera permanente y con un recurso hídrico de calidad.

## **1.3 JUSTIFICACIÓN**

El agua es uno de los recursos naturales más importantes del mundo, siendo este esencial para el desarrollo y sustento de la vida en la tierra. Se sabe que únicamente el 0,007% del agua que existe en el planeta es agua dulce, de los cuales el 0,5% de esta cantidad se encuentra en zonas y depósitos subterráneos y el 0,01% en aguas superficiales como ríos, lagos y/o lagunas<sup>3</sup>; sin embargo, no todos los países cuentan con acceso a este recurso, ya sea por el lugar donde se encuentran ubicados geográficamente o por el simple hecho de que no tienen las tecnologías, los insumos y el conocimiento para tratar el agua. Es por ello que actualmente, una de las problemáticas principales que existe a nivel mundial es el acceso limitado al agua potable, como lo indicó el Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia (UNICEF), más de 768 millones de personas no posee el privilegio de tener agua en sus casas para cubrir sus necesidades básicas; esto se debe a que estas personas carecen de ingresos económicos significativos generando pobreza extrema en estos lugares, y en otros casos, se encuentran ubicados en zonas

---

<sup>3</sup> ORGANIZACIÓN DE LAS NACIONES UNIDAS. "Agua – Asuntos que Importan". 2015.

rurales muy apartadas o incluso en barrios marginales<sup>4</sup>. En los casos en que se tiene acceso al recurso hídrico, en muchas ocasiones no es sometida a ningún tipo de tratamiento para su debida potabilización, es por ello que cerca de 3 millones de personas mueren por causa de enfermedades relacionadas con la calidad del agua; el 98% estas muertes se presentan en países en vías de desarrollo como Colombia<sup>5</sup>.

El acceso al agua potable es una de las mayores problemáticas que existen en el país, en donde el último registro del DANE detalla una cobertura del 92.3% para el balance del año 2016-2017 en cobertura de agua potable en el país, en donde cerca de 3,6 millones de personas aún no tienen acceso a agua potable; ahora bien, en la constitución colombiana define “Los servicios públicos son inherentes a la finalidad social del Estado. Es deber del Estado asegurar su prestación eficiente a todos los habitantes del territorio nacional. Los servicios públicos estarán sometidos al régimen jurídico que fije la ley, podrán ser prestados por el Estado, directa o indirectamente, por comunidades organizadas, o por particulares”<sup>6</sup>: conjuntamente en la Asamblea General de las Naciones Unidas reconoció “Reconociendo la importancia de disponer de agua potable y saneamiento en condiciones equitativas como componente esencial del disfrute de todos los derechos humanos”<sup>7</sup>. La carencia del acceso a agua potable fomenta la morbilidad y mortalidad a causa de enfermedades como la Enfermedad Diarreica Aguda (EDA); en donde según los datos del Consejo Nacional de Política Económica y Social República de Colombia, en el CONPES 3810 el departamento del Guaviare se encuentra entre los once (11) departamentos con más mortalidad por EDA. Ahora bien, en el municipio del Retorno se abastece de agua potable, aparentemente de calidad; no obstante, no hay continuidad en el servicio y los costos elevados en la operación del sistema genera vulnerabilidad en la prestación del servicio, fomentando el escenario en el cual no se pueda seguir brindando el servicio de calidad a toda la población definida en el área de prestación del servicio.

Con base a lo anterior, es indispensable realizar un estudio técnico que permita establecer las medidas correctivas para garantizar una prestación eficiente del servicio de suministro de agua potable; por consiguiente se debe realizar un diagnóstico técnico operativo del sistema de captación, para estimar las falencias en la infraestructura y operación; una vez se consolide el diagnostico, este permitirá realizar el análisis de alternativas para la optimización del sistema de abastecimiento de agua potable. Para llevar a cabo lo mencionado anteriormente es necesario aplicar los conocimientos adquiridos en el postgrado “Recursos Hídricos” por el cual se está desarrollando dicho estudio, además, cabe resaltar que, al término de este proyecto, los resultados obtenidos generarán alternativas que mejoren la prestación del servicio de agua de forma continua por medio de la

---

<sup>4</sup> BANCO MUNDIAL – DESARROLLO INTERNACIONAL. “Panorama General del Agua”. 2019.

<sup>5</sup> FUNDACIÓN AQUAE. “Principales Datos del Agua en el Mundo”. 2018.

<sup>6</sup> ASAMBLEA NACIONAL CONSTITUYENTE. “Constitución Política de Colombia. Bogotá D.C. 1991”. Artículo 365.

<sup>7</sup> ASAMBLEA GENERAL DE LAS NACIONES UNIDAS. “Resolución 64/292.2010” Pág. 2.

optimización realizada al componente de captación del sistema de acueducto reduciendo los costos de operación y así mismo beneficiando a los habitantes del municipio al proporcionar agua potable.

## **1.4 OBJETIVOS**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL**

- Realizar el diagnóstico y la propuesta de optimización para la captación del sistema de acueducto del municipio El Retorno en el Departamento de Guaviare, para garantizar la continuidad, calidad y cobertura en el servicio de suministro de agua potable.

### **1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar visitas a campo para hacer el levantamiento de información de la estructura de captación del sistema de acueducto y las falencias en su operación.
- Elaborar un diagnóstico técnico operativo del sistema de captación del acueducto bajo los criterios de la normativa colombiana en el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico.
- Generar alternativas de optimización del sistema de captación del acueducto en el municipio de El Retorno.
- Realizar los diseños de las obras de optimización que resulten más favorables para el acueducto y el municipio.



## 1.6 PRESUPUESTO

Para la preparación y presentación del presupuesto se deben tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- **Equipos:**

Tabla 2. Costos de los equipos.

| EQUIPO   | JUSTIFICACIÓN  | VALOR TOTAL       |
|--|--|-------------------|
| Alquiler de GPS (GPSMap Garmin 64s) equipo cuenta con 24 canales GPS+GLONNAS | La Georreferenciación de los componentes del acueducto   | \$ 200,000        |
| Alquiler de caudalímetros Flujo Ultrasonico De Mano USF-100                  | La evaluación hidráulica de la capacidad de las tuberías | \$ 200,000        |
| <b>TOTAL</b>   |  | <b>\$ 400,000</b> |

Fuente: El estudio.

- **Salidas de campo:**

Tabla 3. Costos de las salidas de campo.

| LUGAR / NO. DE VIAJES                              | JUSTIFICACIÓN   | PASAJES    | ESTADÍA +VIATICOS | NO PERSONAS | TOTAL DÍAS | TOTAL               |
|--|---|------------|-------------------|-------------|------------|---------------------|
| Viaje al Municipio y Retorno                       | Recolección de información, con el prestador y al sistema de acueducto                                      | \$ 200,000 | \$ 100,000        | 2           | 3          | \$ 1,000,000        |
| Viaje al Municipio y Retorno                       | Validar la información del Diagnóstico y proyección de la optimización                                      | \$ 200,000 | \$ 100,000        | 2           | 2          | \$ 800,000          |
| Transporte al IGAC, DANE y asesorías por el tutor. | Los desplazamientos para la búsqueda, compra de información, así como radicar documentos en estas entidades | \$ 20,000  |                   |             |            | \$ 40,000           |
| <b>TOTAL</b>                                       |   |            |                   |             |            | <b>\$ 1,840,000</b> |

Fuente: El estudio.

- **Personal**

Tabla 4. Costos de personal.

| <b>INVESTIGADOR / EXPERTO/ AUXILIAR</b> | <b>FORMACIÓN ACADÉMICA</b> | <b>FUNCIÓN DENTRO DEL PROYECTO</b>           | <b>DEDICACIÓN Horas/semana</b> | <b>VALOR</b>     |
|---|----------------------------|--|--------------------------------|------------------|
| Fontanero                               | Secundaria                 | Acompañamiento en el recorrido del acueducto | 2 jornadas                     | \$ 70,000        |
| <b>TOTAL</b>                            |                            |  |                                | <b>\$ 70,000</b> |

Fuente: El estudio.

- **Publicaciones y patentes:**

Tabla 5. Costos por publicaciones

| <b>ÍTEM</b>               | <b>JUSTIFICACIÓN</b>  | <b>VALOR TOTAL</b> |
|---------------------------|---|--------------------|
| Presentación del Proyecto | Comprende los costos por la edición, impresión de documentos y anexos | \$ 100,000         |
| <b>TOTAL</b>              |   | <b>\$ 100,000</b>  |

Fuente: El estudio.

- **Materiales**

Tabla 6. Costos por materiales

| <b>MATERIALES</b>            | <b>JUSTIFICACIÓN</b>  | <b>VALOR TOTAL</b> |
|------------------------------|---|--------------------|
| Compra de fotografías aéreas | Ya que no se tienen planos a escalas menores a 1: 100.000 se necesita realizar una evaluación de fuentes superficiales con fotografías aéreas | \$ 70,000          |
| Compra de planchas del IGAC  | Compra de una plancha del IGAC para realizar las comparaciones con las fotografías y estimación del DEM                                       | \$ 35,000          |
| <b>TOTAL</b>                 |   | <b>\$ 105,000</b>  |

Fuente: El estudio.

A continuación, se consolida el presupuesto general para la elaboración de este trabajo.

Tabla 7. Costos totales

| <b>RUBROS</b>            | <b>VALOR TOTAL</b>  |
|--------------------------|---------------------|
| PERSONAL                 | \$ 70,000           |
| EQUIPOS                  | \$ 400,000          |
| SOFTWARE                 |                     |
| MATERIALES               | \$ 105,000          |
| SALIDAS DE CAMPO         | \$ 1,840,000        |
| PUBLICACIONES Y PATENTES | \$ 100,000          |
| <b>TOTAL</b>             | <b>\$ 2,515,000</b> |

Fuente: El estudio.

Los rubros totales mencionados en la tabla anterior (\$2.515.000) son asumidos directamente por parte de los autores de este documento.

## 2 MARCOS DE REFERENCIA

### 2.1 MARCO CONCEPTUAL

**Accesorios.** Son aquellos componentes que se encuentran en las tuberías como uniones, codos, tees, etc.

**Acometida de acueducto.** Es la conexión de la red de distribución con el registro de corte instalado el predio al cual se le suministra el agua.

**Aducción.** Es aquel componente encargado de transportar el agua cruda captada de la bocatoma, siendo está a flujo libre o a presión.

**Aeración.** Es un proceso mediante el cual se genera el paso de aire a través del agua con el fin de oxigenarla.

**Alcalinidad.** Es la capacidad que tiene el agua para neutralizar ácidos. La alcalinidad se mide en miligramos por litro y su fórmula química es  $\text{CaCO}_3$ .

**Almacenamiento.** Es aquella acción encaminada a almacenar cierta cantidad de volumen de agua con el fin de satisfacer las necesidades hídricas de los usuarios y la demanda contra incendios en horas pico.

**Bocatoma.** Es una obra hidráulica encargada de captar el agua de una fuente superficial y posteriormente ser conducida al sistema de acueducto.

**Borde libre.** Es el espacio determinado que se encuentra entre el nivel máximo del agua estimado por el sistema de rebose y el total de la altura del componente de almacenamiento.

**Calibración.** Consiste en el ajuste de los parámetros de un modelo matemático en la red. Este ajuste se realiza para mejorar la similitud entre el modelo y la red existente.

**Capacidad de almacenamiento.** Es el volumen que se retiene o guarda en un tanque o un embalse.<sup>8</sup>

**Capacidad de producción (en potabilización).** Es el caudal máximo que puede llegar a tratar una planta de potabilización.

**Capacidad hidráulica.** Es la capacidad total de un caudal que puede soportar una

---

<sup>8</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017. Artículo 256.



estructura hidráulica sin comprometer sus condiciones normales de operación.

**Captación.** Estructura hidráulica que toma el agua de una fuente de abastecimiento.

**Captación lateral.** Es un tipo de estructura de captación la cual se ubica en las orillas a una distancia considerable sobre el fondo, teniendo en cuenta el nivel mínimo del agua en épocas de sequía que permita captar el caudal de diseño.

**Captación sumergida.** Son estructuras de captación instaladas en el fondo de la fuente superficial.

**Captación flotante con elevación mecánica.** Son estructuras que se caracterizan por estar ubicadas sobre una balsa anclada al fondo o a una de las orillas de la fuente superficial.

**Captación de rejilla.** Se caracteriza por captar el agua de la fuente superficial por medio de una rejilla metálica localizada perpendicularmente a la dirección del flujo del cauce.<sup>9</sup>

**Caudal de diseño.** Es el caudal calculado al final del periodo de diseño con el cual se determinarán las capacidades de las estructuras del sistema, dispositivos y equipos.

**Caudal de incendio.** Es el caudal establecido para combatir las emergencias causadas por incendios.

**Caudal máximo diario (QMD).** Es el consumo máximo que se registra durante un periodo de 24 horas a través de un año.

**Caudal máximo horario (QMH).** Es el consumo máximo que se registra durante un periodo de una hora a través de un año.

**Caudal medio diario.** Es el consumo medio que se registra durante 24 horas el cual se obtiene a través del promedio de los consumos diarios por un periodo de un año.

**Cloración.** Es el proceso que realiza cuando se aplica cloro en una porción de agua con el fin de desinfectar o para oxidar compuestos no deseados.

**Coagulación.** Aglomeración de las partículas suspendidas en el agua por medio de un coagulante.

**Coagulantes.** Sustancias que inducen la aglomeración de partículas muy pequeñas

---

<sup>9</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017. Artículo 256.

que están suspendidas en el agua generando partículas más grandes y fáciles de sedimentar.

**Coefficiente de consumo máximo diario (K1).** Es un valor adimensional que se genera de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario del sistema de acueducto.

**Coefficiente de consumo máximo horario (K2).** Es un valor adimensional que se genera de la relación entre el caudal máximo horario y el máximo diario a lo largo de un periodo de un año.<sup>10</sup>

**Coliformes fecales.** Agentes bacterianos patógenos presentes en las heces fecales que poseen ciertas características bioquímicas y que funcionan como indicadores de contaminación fecal del agua.

**Color.** Propiedad física del agua que sirve para determinar las partículas coloidales y material suspendido en ella.

**Conducción.** Estructura por la cual se transporta el agua tratada a un tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

**Conducto.** Estructura hidráulica utilizada para transportar agua.

**Consumo.** Cantidad de agua usada por un usuario en un tiempo específico.

**Desarenador.** Estructura diseñada para remover arenas y sólidos en suspensión presentes en el agua por medio de la sedimentación.

**Desinfección.** Proceso por el cual se eliminan organismos patógenos presentes en el agua.<sup>11</sup>

**Diámetro.** Medida interna de una tubería circular.

**Dosificación.** Suministro de una sustancia química en el agua en dosis establecidas.

**Dotación bruta.** Cantidad mínima determinada para satisfacer las necesidades básicas de un habitante.

**Dotación neta.** Cantidad mínima determinada para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin tener en cuenta las pérdidas técnicas que sucedan en

---

<sup>10</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017. Artículo 256.

<sup>11</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017. Artículo 256.

el sistema de acueducto.

**Estación de bombeo.** Estructura diseñada para aumentar la presión del agua con el fin de transportar el recurso a componentes más elevados.

**Floculación.** Aglomeración de partículas generadas por la acción de agitación lenta.

**Fuente de abastecimiento de agua.** Depósito, cuerpo superficial o subterráneo que se usa en un sistema para abastecer a la población.

**Georreferenciar (Referenciación).** Ubicación de puntos estratégicos geográficamente previamente localizados.<sup>12</sup>

**Macromedición.** Sistema que sirve para registrar grandes caudales con el fin de totalizar la cantidad de agua que se transporta a diferentes zonas del sistema.

**Macromedidor.** Elemento que registra grandes caudales ubicados en puntos específicos del sistema de acueducto.

**MAGNA-SIRGAS.** Marco geocéntrico nacional de referencia – Sistema de referencia geocéntrico para las Américas.

**Mezcla lenta.** Agitación del agua de forma lenta junto con los coagulantes para ayudar a la formación de flóculos.

**Mezcla rápida.** Agitación del agua de forma violenta para generar dispersión inmediata de un agente químico en el agua.

**Micromedición.** Sistema de medición de la cantidad de agua consumida en un tiempo establecido por el usuario conectado a la red del sistema.

**Modelo hidráulico.** Formulación matemática que simula el comportamiento real de un componente hidráulico.

**Muestra puntual.** Muestra tomada en un momento lugar determinado.

**Optimización.** Conjunto de acciones destinadas a mejorar la eficiencia, eficacia y capacidad de un componente del sistema de acueducto, alcantarillado y/o aseo.<sup>13</sup>

**Pérdidas.** Es la diferencia que existe entre el volumen de agua que es introducido

---

<sup>12</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017.Artículo 256.

<sup>13</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017.Artículo 256.

al sistema y el que sale o es facturado.

**Pérdidas técnicas.** Es la sumatoria de todas las pérdidas técnicas generadas en la red de distribución, más las pérdidas en la línea de conducción y las pérdidas presentes en los tanques de almacenamiento.

**Pérdidas técnicas en la red de distribución.** Son las fugas de agua presentes en la red, estas pueden ser detectables y no detectables.

**Período de diseño.** Tiempo establecido para el cual se diseña un sistema de acueducto o sus componentes permitiendo satisfacer la demanda determinada para este periodo.

**Persona prestadora del servicio.** Son aquellas personas que, de acuerdo con la ley 142 de 1994, se encargan de prestar el servicio de un sistema a la comunidad.

**pH.** Potencial de hidrógeno del agua en moles por litro.

**Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP).** Conjunto de estructuras destinadas a tratar el agua cruda proveniente de la fuente captación por medio de procesos químicos, físicos e hidráulicos con el fin de cumplir con las normas de calidad del agua potable.

**Población de diseño.** Población proyectada que se espera atender por el proyecto teniendo en cuenta la cobertura y proyección de la demanda para el periodo de diseño determinado.

**Precipitación.** Es la cantidad de lluvia que cae en un lugar y tiempo determinado.

**Red de conducción.** Conjunto de tuberías que transporta el agua tratada hasta el tanque de almacenamiento o la red de distribución.

**Red de distribución.** Es el conjunto de accesorios, tuberías y estructuras encargadas de conducir el agua tratada desde un tanque de almacenamiento o directamente de la PTAP hasta las zonas de consumo.<sup>14</sup>

**Red Matriz.** Sección de la red de distribución la cual conforma la malla principal del servicio prestado a una población distribuyendo el agua proveniente de la línea de conducción, tanque de almacenamiento o planta de tratamiento a redes secundarias.

**Sectorización.** Se considera la división de la red de distribución en dos o más

---

<sup>14</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017. Artículo 256.

sectores de una localidad a la cual se le está suministrando el agua tratada a cada usuario.<sup>15</sup>

**Sedimentación.** Es el proceso mediante el cual las partículas suspendidas en el agua se decantan por gravedad llegando al fondo de la estructura de sedimentación.

**Sistema de acueducto.** Es el conjunto de elementos, accesorios, estructuras en donde su función principal es la captación del agua, su tratamiento, transporte, almacenaje y distribución final del recurso a los usuarios conectados al sistema.<sup>16</sup>

**Sistema de potabilización de agua.** Son los procesos unitarios que se utilizan para potabilizar el agua teniendo como objeto transformarla en apta para consumo humano.

**Tanque de almacenamiento.** Estructura del sistema de acueducto encargada de almacenar el agua tratada proveniente de la planta de tratamiento donde posteriormente será distribuida por la red de distribución hacia los usuarios.

**Tubería o tubos.** Hacen referencia al conjunto de elementos prefabricados de forma circular encargados de transportar el agua en el sistema de acueducto.<sup>17</sup>

**Tubería de impulsión.** Es aquella que se encuentra conectada a la salida de un equipo de bombeo.

**Tubería de succión.** Es aquella que se encuentra conectada a la entrada de un equipo de bombeo.

**Turbiedad.** Propiedad física óptica del agua que se basa en el reflejo de un haz de luz que rebota en las partículas suspendidas en el agua.

**Válvula.** Elemento o accesorio que tiene como finalidad controlar y/o regular el flujo del caudal y la presión del agua en una red<sup>18</sup>.

**Vida útil.** Es el tiempo determinado de un componente o estructura que estima su periodo de prestación del servicio.<sup>19</sup>

---

<sup>15</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017.Artículo 256.

<sup>16</sup> PALACIOS, Álvaro. "Acueductos, cloacas y drenajes". Caracas. Universidad Católica Andrés Bello, 2008. 255 páginas. Pág. 120.

<sup>17</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017.Artículo 256.

<sup>18</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017.Artículo 256.

<sup>19</sup> SALDARRIAGA, Juan. "Hidráulica de Tuberías". Bogotá. McGRAW-HILL, 1998. 564 páginas. Pág. 167.

## 2.2 MARCO TEÓRICO

### 2.2.1 CAPTACIÓN

Una estructura de captación se define por el tipo de la fuente “*En general, en los casos de captación de agua superficial se habla de bocatomas, mientras que la captación de aguas subterráneas se hace por medio de pozos*”<sup>20</sup>. A continuación, se relaciona los criterios de diseño mínimos para las posibles estructuras de derivación que se contemplaran en este proyecto.

- ***Inclinación de las rejillas***

Para el caso de utilizar rejillas en la estructura de captación de aguas superficiales, la rejilla debe cumplir con una inclinación entre 10% y 20% en dirección de aguas abajo. Para otros casos estructuras de captación, las rejillas deberán cumplir con una inclinación de 70° a 80° respecto al perfil horizontal de la bocatoma.

- ***Separación entre barrotes***

Para el caso de las estructuras de captación en ríos que presenten gravas gruesas, la separación entre barrotes deberá ser entre 75 mm y 150 mm; para los ríos que presentan gravas finas, la separación entre barrotes deberá ser entre 20 mm y 40 mm.

- ***Ancho de la rejilla***

El cálculo del ancho de la rejilla depende de la anchura total de la estructura de captación y el caudal mínimo de la fuente de abastecimiento.

- ***Velocidad del flujo en la rejilla***

Con el fin de evitar arrastre de materiales flotantes a través de la rejilla, la velocidad de flujo deberá ser inferior a 0.15 m/s.

- ***Pérdidas menores de la rejilla***

Las pérdidas menores de la rejilla deben conocerse, para ello, estas pérdidas se calculan de la siguiente forma:<sup>21</sup>

---

<sup>20</sup> CUALLA, Ricardo. “Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados”. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda Edición. 546 páginas. Pág. 87. Bogotá, 2010.

<sup>21</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y DESARROLLO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico – RAS Título B. 2010. Numeral 4.4.5. Pág. 70.

$$h_m = k_m \times \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

Donde:

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

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

hm = Altura de pérdidas menores (m).

km = Coeficiente de pérdidas menores (adimensional). km debe calcularse de la siguiente forma:

$$k_m = \beta \times \left(\frac{S}{b}\right)^{1.33} \quad (2)$$

Donde:

β = Factor de forma (adimensional).

S = Espesor de las barras (m).

b = Separación entre barras (m).

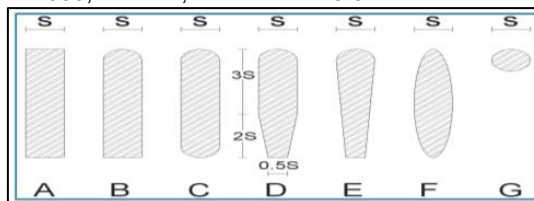
El factor de forma b se determina de acuerdo a la Tabla 8, en conjunto con la Figura 1.

Tabla 8. Factor de formas de rejillas

| Forma | A    | B    | C    | D     | E    | F    | G    |
|-------|------|------|------|-------|------|------|------|
| β     | 2.42 | 1.83 | 1.67 | 1.035 | 0.92 | 0.76 | 1.79 |

Fuente: RAS 2000, Título B, Numeral 4.4.5.3

Figura 1. Factor de formas. Ras 2000, Título B, Numeral 4.4.5.3



Fuente: RAS 2000, Título B, Numeral 4.4.5.

A continuación, se relacionarán los lineamientos mínimos que propone el Reglamento Técnico para el Sector de Agua, para las estructuras de captación que se proyectaran para la optimización del sistema de acueducto del municipio El Retorno.<sup>22</sup>

<sup>22</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y DESARROLLO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento

- **Captaciones de rejilla**

Si la estructura de captación posee una toma de rejilla, este diseño deberá contemplar los siguientes requisitos para su construcción:

1. La toma de rejilla deberá ser un pequeño muro ubicado de forma transversal a la corriente del cauce, contemplando una rejilla superior de captación la cual deberá permitir el ingreso del flujo del agua y a su vez limite la entrada de material sólido flotante.
2. La bocatoma deberá contener los siguientes elementos:
  - a) Una rejilla de captación ubicada de forma transversal a la dirección del flujo de la corriente.
  - b) Un canal de captación.
  - c) Una tubería o canal de conducción.
  - d) Una compuerta para regulación de los caudales.
  - e) Una cámara desarenadora.
3. La bocatoma, adicionalmente, deberá incluir un canal para los peces con el fin de no obstaculizar los pasos migratorios de estos.
4. La rejilla será elaborada en un material de hierro fundido, puede ser con perfiles o con barras paralelas entre sí, colocadas en el sentido del flujo de la corriente del cauce.
5. La separación libre entre perfiles o barras deberá ser de 20 mm a 50 mm.
6. La rejilla estará formada por secciones removibles con el fin de facilitar su limpieza.
7. El canal de captación deberá poseer una pendiente alta con el fin de impedir la sedimentación de arenas y material de arrastre.
8. El cálculo debe realizarse con teniendo en cuenta los lineamientos clásicos para las conducciones a superficie libre.
9. El ancho de la base del fondo del canal debe permitir las operaciones de limpieza mediante elementos manuales.
10. Por último, aguas arriba y aguas abajo del canal de captación se deberá construir una protección del talud en toda su longitud, el cual deberá tener un ancho que no sea menor de 3 m y una profundidad media de 0.6 m.<sup>23</sup>

- **Captaciones flotantes y captaciones móviles con elevación mecánica**

Si la estructura de captación del municipio tenga contemplado estructuras flotantes, se deberá tener en cuenta los siguientes requisitos para su construcción:

---

básico – RAS Título B. 2010. Numeral 4.4.5. Pág. 70.

<sup>23</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y DESARROLLO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico – RAS Título B. 2010. Numeral 4.5.4. Pág. 74.



1. La impulsión debe ser flexible con el fin de absorber todos los alargamientos debidos a las variaciones de nivel del agua en el río.
2. Si el equipo de bombeo y el filtro se encuentran ubicados en la misma plataforma, se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:
  - a) Las estaciones deberán ser diseñadas de acuerdo al tamaño y peso del equipo de bombeo.
  - b) Es recomendable el uso de bombas centrífugas por su menor tamaño, peso y costo inicial.
  - c) El diseño de la balsa deberá contener un amplio margen de seguridad de flotación para mejorar su estabilización. La balsa o elemento flotante debe anclarse en tres puntos, dos de los cuales deben ir en tierra firme o en bloques de concreto instalados en forma permanente en el lecho del río.
3. Si el equipo de bombeo únicamente se encuentra ubicado en una de las orillas el filtro en la balsa, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:
  - a) La bomba y el motor deberán estar ubicados por encima del nivel máximo del agua, esto se hace para que la altura de succión no sobrepase los límites recomendados cuando se generen los niveles de aguas mínimas, evitando problemas de cavitación.
  - b) Debe haber un dispositivo de ventilación en la cámara de bombeo que permita una correcta aireación en el lugar.
  - c) La balsa debe estar anclada de manera que se puedan evitar posibles desplazamientos laterales indeseados en esta.
4. En ambos casos el conducto de succión debe ser capaz de resistir sin deformaciones los esfuerzos de flexión a que pueda estar sometido.
5. La sumergencia del filtro debe adecuarse de modo que se evite la captación de desechos flotantes, algas u otros elementos que se encuentren en la superficie del agua, así como la posibilidad de aspirar agua turbia o con algún contenido de materia orgánica en descomposición desde el fondo del río en ciertas épocas del año<sup>24</sup>

- **Embalses**

Los embalses son obras que funcionan como presas a una escala menor, su función es atrapar el agua de un cauce y almacenarla por medio de un canal o una derivación de la fuente superficial; esta obra de ingeniería permite el aprovechamiento del recurso de una manera más eficiente debido al almacenamiento previo de este puede abastecer a la comunidad en épocas de

---

<sup>24</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y DESARROLLO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico – RAS Título B. 2010. Numeral 4.5.3. Pág. 73.

estiaje o sequía de manera prolongada sin ningún inconveniente<sup>25</sup>.

En el caso de que el sistema de captación incluya una obra de este tipo, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos para su construcción:

1. La cuenca deberá poseer un área y una cantidad de precipitación neta lo suficiente para proveer los caudales requeridos calculados previamente durante el periodo de diseño establecido.
2. La topografía del lugar donde se va a construir el embalse deberá contar con las elevaciones recomendadas, el suficiente almacenamiento determinado y el espacio para ubicar el vertedero de excesos; todo esto bajo el análisis de costo mínimo como se describe en el Título A del RAS: *“Aspectos generales de los sistemas de agua potable y saneamiento básico”*.
3. La geología del embalse debe poseer las siguientes características:
  - a) Proveer materiales necesarios para la construcción del embalse.
  - b) Debe poseer una capacidad suficiente y adecuada para una cimentación más segura del embalse y el canal de excesos.
  - c) Debe poseer la suficiente impermeabilidad de suelos con el fin de evitar la filtración por debajo del embalse; de lo contrario se deben tener en cuenta las medidas necesarias para mitigar las infiltraciones bajo el embalse.
4. Se deben evitar zonas donde la densidad de habitantes sea elevada, zonas boscosas y pantanosas, ríos y quebradas que posean alta turbidez durante la mayor parte del año.
5. El lugar donde se vaya a construir el embalse deberá estar lo más cerca posible al municipio en el cual se llevará a cabo el proyecto de abastecimiento del recurso.
6. Para evitar el crecimiento de la vegetación, es recomendable evitar las áreas inundadas de poca profundidad.
7. Dado que este tipo de obras requiere Licencia Ambiental en los términos del Decreto 2820 de 2010, deben revisarse los aspectos ambientales más relevantes a considerar.<sup>26</sup>

## **2.2.2 TRANSPORTE DE AGUA: ADUCCIONES Y CONDUCCIÓN**

Se define como los elementos que *“están compuestas por un conjunto de estructuras civiles, equipos, tuberías y accesorios, que se encargan de tomar el agua de manera directa o indirecta de la fuente de abastecimiento y la impulsan a*

---

<sup>25</sup> ARREGUÍN, Felipe. MURILLO, Rodrigo. “Inventario Nacional de Presas”. 2013. México. Tecnología y Ciencias del Agua. 7 páginas. Pág. 1.

<sup>26</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y DESARROLLO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico – RAS Título B. 2010. Numeral 4.5.8. Pág. 78.

*un reservorio (estanque) de almacenamiento o directamente a la red de distribución*<sup>27</sup>.

Una de las condiciones típicas de diseño se presenta en el *“caso que la captación por gravedad no sea posible debido a la topografía, entonces si se tiene que aplicar el método de bombeo. La desventaja principal de estas obras son las alturas de succión, ya que son limitadas; también es recomendable analizar el desnivel máximo entre la bomba y el nivel de bombeo, debido a que este debe ser pequeño”*.<sup>28</sup>

- **Línea de Aducción**

Las obras utilizadas para transportar el agua cruda captada a través de la bocatoma se denominan líneas de aducción, esto siempre y cuando sea un sistema por gravedad; en cambio, cuando se trata de un sistema por bombeo, los costos de operación, construcción y mantenimiento varían ya que poseen otra serie de factores que complican hallar el costo mínimo del diseño.<sup>29</sup>

- **Línea de Impulsión**

El transporte de aguas en zonas con topografía de tipologías planas generalmente se utiliza sistemas de bombeos que sitúan las líneas de impulsión. *“Esta tubería se sitúa inmediatamente después de la bomba. La tubería de este tramo será elegida tomando en cuenta factores tales como: diámetro económico, la presión estática, presión dinámica y la sobre presión, más conocida como golpe de ariete”*.<sup>30</sup>

- **Diámetro Mínimo**

La determinación del diámetro mínimo parte de un estudio comparativo técnico-económico, utilizando técnicas de optimización que permitan que el costo anual de la obra y el diseño sea lo más mínimo posible. También es recomendable analizar las presiones de trabajo, las velocidades que posee el flujo, la longitud de las líneas de aducción y conducción; y por último la estabilidad geotécnica de la zona correspondiente.

- **Velocidad Mínima**

La velocidad mínima establecida para las líneas de aducción y conducción debe ser

---

<sup>27</sup> KOUTOUDJIAN, Juan. “Estaciones de Bombeo, Operación y Mantenimiento”. 2005. Instituto de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Pág. 8.

<sup>28</sup> COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. “Obras de Captación Superficial”. México D.F. 2016. Pág. 36

<sup>29</sup> MARTINS, Carlos. MARTÍNEZ, José. “Diseño Óptimo de Líneas de Aducción por Bombeo”. 2015. La Habana, Cuba. Ingeniería Hidráulica y Ambiental. 14 páginas. Pág. 2.

<sup>30</sup> CUTZAL, José. “Diseño del Sistema de Agua Potable por Bombeo para la Colonia Romec y Diseño del Instituto de San José Chacayá, Sololá”. Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala. 1766 páginas. Pág. 19.

de 0.5 m/s, y para la velocidad máxima, esta no deberá sobrepasar los límites recomendados para el material empleado junto con sus accesorios de acuerdo al fabricante.

- **Presión**

En ningún caso la presión que debe soportar la tubería no deberá exceder los valores máximos permisibles recomendados por el fabricante de la tubería y sus accesorios (esto incluye la onda de sobrepresión que ocasiona el golpe de ariete); para la onda de subpresión, esta no deberá generar presiones manométricas menores a 10 m.c.a.

En los puntos más elevados de la topografía, se debe garantizar a modo de recomendación una presión dinámica mínima de cinco (5) metros teniendo como referencia la cota clave del dueto.<sup>31</sup>

### **2.2.3 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN: DESARENADOR – PLANTA DE TRATAMIENTO**

- **Línea de Conducción**

La conducción por bombeo se utiliza para impulsar el agua por una tubería que se encuentre en una elevación menor que los componentes posteriores, ya sea un desarenador, la PTAP o el tanque de almacenamiento elevado. Sin embargo, este tipo de conducción genera gastos extra de operación y mantenimiento por el hecho de contar con más equipos para su funcionamiento, adicionando el uso de energía eléctrica.<sup>32</sup>

#### **2.2.3.1 Diseño Hidráulico de la Tubería**

- **Ecuación de Darcy – Weisbach**

La ecuación elaborada por los ingenieros Henry Darcy y Julius Weisbach a finales de la década de los años 20, se basa en cálculos matemáticos y de la física clásica, siendo el modelo que describe de manera acertada las pérdidas de energía en la tubería. No obstante, siendo un modelo versátil, puede ser complementado por otras ecuaciones postuladas como los modelos de Prandtl-Von Kármán, Colebrook-White, Reynolds, entre otros.

---

<sup>31</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y DESARROLLO. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico – RAS Título B. 2010. Numeral 6.4.4.8. Pág. 155.

<sup>32</sup> EMCALI EICE ESP. "Norma Técnica de Impulsión y Transmisión de Agua". 2013. Cali, Colombia. 43 páginas. Pág. 28.

La siguiente ecuación es utilizada para determinar la pérdida de energía ocasionada por la fricción en una tubería:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (3)$$

En donde;

$h_f$  = pérdida de energía por fricción (m.c.a.)

$f$  = factor de fricción (adimensional)

$L$  = longitud de tubería (m)

$D$  = diámetro de la tubería (m)

$V$  = velocidad media (m/s)

$g$  = aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)<sup>33</sup>

Del análisis dimensional se puede demostrar que  $f$ , como factor de fricción, es dependiente del número de Reynolds ( $Re$ ), además de la rugosidad relativa ( $k_s/D$ ), sabiendo que  $k_s$  es la rugosidad absoluta de una tubería dependiendo del material de esta.

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{\rho VD}{\mu} \quad (4)$$

En donde  $\mu$  es la viscosidad absoluta del agua y  $\rho$  la densidad de la misma, dependientes de la temperatura<sup>34</sup>

El número de Reynolds depende y la rugosidad relativa varía de acuerdo con el tipo de flujo (régimen), sea este laminar o turbulento.

Para flujo laminar con  $Re < 2.000$ :

$$f = \frac{64}{Re} \quad (5)$$

Para flujo turbulento con  $Re > 4.000$  (ecuación de Colebrook-White):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{k_s}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (6)$$

La ecuación anterior no es explícita para  $f$ , lo cual hace que para su solución se tenga que recurrir a gráficas como el diagrama de Moody o, más recientemente, a

<sup>33</sup> ECK, Bradley. MEVISSEN, Martin. Quadratic approximations for pipe friction. 2015. Londres. 11 páginas. Pág. 2.

<sup>34</sup> HECHAVARRÍA, Jesús. "FORMULACIÓN MATEMÁTICA DEL DISEÑO DE REDES DE ABASTECIMIENTO. 2017. Guayaquil, Ecuador. Revista Científica ECOCIENCIA. 23 páginas. Pág. 3.

soluciones por métodos numéricos programables en un computador.<sup>35</sup>

### **2.2.3.2 Desarenador o Pretratamiento**

El objetivo del desarenador, como tal, es la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas. Este proceso puede incluir un pretratamiento como la sedimentación utilizando un coagulante para remover las partículas del tamaño de las arcillas o incluso más pequeñas, aglomerándolas y sedimentándolas a una velocidad mayor.

- **Número de Unidades**

Se recomienda que el sistema de desarenadores esté constituido por un mínimo de dos módulos que funcionen en paralelo. Esto permite una mayor flexibilidad en la operación cuando alguno de ellos esté fuera de servicio por razones de limpieza y mantenimiento.

- **Relación Longitud a Ancho**

El largo debe ser como mínimo 4 veces el ancho.

- **Velocidad**

La velocidad del flujo debe ser menor que 1/3 la velocidad crítica. La velocidad de sedimentación vertical de una partícula se debe calcular teniendo en cuenta la temperatura actual del agua y el peso específico de la partícula a sedimentar. Para la mayoría de los desarenadores, el peso específico de las partículas que serán removidas por este debe ser igual que 2.65 gr/cm<sup>3</sup>. Cuando se haya determinado la temperatura del agua, el peso específico de la partícula y su diámetro, se calculará la velocidad de sedimentación de acuerdo con la ecuación postulada por Stokes relacionada a continuación:

$$V_{s=} = \frac{(\rho_s - \rho) \times d^2 \times g}{18 \times \eta} \quad (7)$$

Donde:

Vs = Velocidad de sedimentación (m/s).

ps = Densidad de la partícula de arena (kg/m<sup>3</sup>).

pr = Densidad del agua (kg/m<sup>3</sup>).

d = Diámetro de la partícula de arena (m).

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

---

<sup>35</sup> MENON, Shashi. "Transmission Pipeline Calculations and Simulations Manual. ScienceDirect. 10 páginas. Pág. 2.

$\vartheta$  = Viscosidad cinemática del agua (m<sup>2</sup>/s)<sup>36</sup>

La ecuación de Stokes es válida siempre y cuando el número de Reynolds de la partícula sea inferior o igual a 1.0. El número de Reynolds de la partícula se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Re = \frac{V_s \times d}{\vartheta} \quad (8)$$

Donde:

Re = Número de Reynolds de la partícula (adimensional).

V<sub>s</sub> = Velocidad de sedimentación (m/s).

d = Diámetro de la partícula (m).

$\vartheta$  = Viscosidad cinemática del agua (m<sup>2</sup>/s)<sup>37</sup>

En caso que el número de Reynolds no cumpla la condición para la aplicación de la Ley de Stokes (Re<1), se debe realizar un reajuste al valor de la velocidad de asentamiento considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición (1<Re<10<sup>4</sup>).

Para este fin, se determina el coeficiente de arrastre C<sub>D</sub> de acuerdo con Ecuación (9), la cual sólo puede ser resuelta por iteración para la velocidad de asentamiento calculada según la Ecuación (4) hasta que la velocidad de asentamiento converja:

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \quad (9)$$

La velocidad de sedimentación de la partícula en la zona de transición se calcula mediante la Ecuación (10).

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} \times \frac{g}{C_d} \times (\rho_s - 1) \times d} \quad (10)$$

Una vez establecida la velocidad de asentamiento vertical de la partícula, la relación entre la velocidad horizontal de flujo en el desarenador y dicha velocidad de asentamiento debe ser inferior a 20. Adicionalmente la velocidad máxima horizontal debe ser de 0.25 m/s.<sup>38</sup> El diseño debe asegurar que todas las partículas

---

<sup>36</sup> DUECK, J. MINKOV, L.L. Non-stokesian sedimentation as applied to the analysis of the interaction of particles in a suspensión. {En línea}. {2012}. Netherlands. 2 páginas. Pág. 1.

<sup>37</sup> PANDEY, Kamlesh. KUMAR, V. Hydraulics of fluid flow in A single cohesive crack: A review of some basic concepts. {En línea}. {2014}. India. iManager. 15 páginas. Pág. 3.

<sup>38</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017. Artículo 55. Pág. 39.

sedimentables con diámetros superiores o iguales que 0.1 mm sean removidas por el desarenador. La eficiencia de este no puede ser inferior al 80%.

- **Periodo de Retención**

El tiempo de retención de las partículas muy finas no debe ser menor de 20 minutos<sup>39</sup>.

### **2.3 MARCO JURÍDICO**

La importancia del manejo y uso sostenible del recurso hídrico ha llevado al país a atravesar por diversos desarrollos normativos que buscan asegurar la sostenibilidad de este recurso mediante la realización de una gestión y un uso eficiente y eficaz, articulados al ordenamiento y uso del territorio y a la conservación de los ecosistemas que regulan la oferta hídrica.

Si bien desde antes de la Constitución Política de 1991, ya se contaba con una normativa nacional regulatoria del recurso hídrico, orientada principalmente por la Ley 23 de 1973; el Código Nacional de Recursos Naturales Renovables y de Protección al Medio Ambiente expedido por el Decreto Ley 2811 de 1974; y su Decreto Reglamentario 1541 de 1978, sobre aguas no marítimas; la expedición de esa Carta Constitucional, llamada también como la Constitución Ecológica, introdujo verdaderos cambios normativos que impactaron la visión que cómo Estado se tenía frente a las obligaciones y responsabilidad de las autoridades y los administrados en la gestión de los recursos naturales.

Esta nueva visión constitucional de la gestión ambiental fue el impulso de importantes desarrollos normativos tendientes a planificar la manera cómo se realizaban las acciones administrativas, políticas, económicas y financieras de manejo de nuestros recursos ambientales, empezando por la sistematización de las políticas y autoridades ambientales en el llamado Sistema Nacional Ambiental - SINA, conforme la estructura dada por la Ley 99 de 1993.

En ese marco político e institucional, en materia de gestión de recurso hídrico, se destacan la expedición de la reglamentación de la prestación de los servicios públicos domiciliarios, entre ellos los de acueducto y alcantarillado, mediante la Ley 142 de 1994; la Ley 373 de 1997, por la cual se establece el programa para el uso eficiente y ahorro del agua; la fijación de la Política Nacional para la Gestión Integral del Recurso Hídrico en marzo de 2010; y la norma que reglamentó los instrumentos para la planificación, ordenación y manejo de las cuencas hidrográficas y acuíferos, mediante el Decreto 1640 de 2012; en concordancia con el Decreto 2811 de 1974.

---

<sup>39</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017. Artículo 55. Pág. 39.



Tabla 9. Principales Normas Regulatorias en el Desarrollo de un Sistema de Acueducto

| <b>DISPOSICIÓN</b>   | <b>MATERIA</b>   |
|--|--|
| Constitución Política de Colombia de 1991                    | Contiene las normas fundamentales sobre el régimen de protección ambiental y de recursos naturales; así como de la prestación de los servicios públicos.   |
| Ley 23 de 1973   | Ley de facultades para expedir el Código Nacional de Recursos Naturales Renovables y de Protección al Medio Ambiente.  |
| Decreto Ley 2811 de 1974                                     | Código Nacional de Recursos Naturales Renovables y de Protección al Medio Ambiente.  |
| Decreto 1541 de 1978 (recopilado en el Decreto 1076 de 2015) | Régimen de las aguas no marítimas.   |
| Ley 99 de 1993   | Establece los fundamentos de la política ambiental colombiana; fija la estructura del Sistema Nacional Ambiental – SINA; crea el Ministerio de Medio Ambiente, hoy Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible; regula la Licencia Ambiental; y dicta pautas sobre tasas por el uso del agua. |
| Ley 142 de 1994  | Reglamentación la prestación de los servicios públicos domiciliarios, entre ellos los de acueducto y alcantarillado.   |
| Decreto 302 de 2000  | Contiene el conjunto de normas que regulan las relaciones que se generan entre la entidad prestadora de los servicios públicos de acueducto y alcantarillado y los suscriptores y usuarios, actuales y potenciales, del mismo.   |
| Decreto 1575 de 2007   | Por el cual se establece el sistema para la protección y control de la calidad del agua para consumo humano.   |
| Decreto 3930 de 2010   | Por el cual se reglamenta parcialmente el Título I de la Ley 9ª de 1979, así como el Capítulo II del Título VI - Parte III- Libro II del Decreto-ley 2811 de 1974 en cuanto a usos del agua y residuos líquidos y se dictan otras disposiciones.   |
| Decreto 1640 de 2012   | Reglamenta los instrumentos para la planificación, ordenación y manejo de las cuencas hidrográficas y acuíferos.   |
| Resolución 1207 de 2014                                      | Por la cual se adoptan disposiciones relacionadas con el uso de aguas residuales Tratadas.   |
| Decreto 1076 de 2015   | Decreto Único Reglamentario del Sector Ambiente y Desarrollo Sostenible.   |
| Resolución 631 de 2015                                       | Por la cual se establecen los parámetros y los valores límites máximos permisibles en los vertimientos puntuales a cuerpos de aguas superficiales y a los sistemas de alcantarillado público y se dictan otras disposiciones.  |
| Resolución 330 de 2017                                       | Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS.   |
| Resolución 650 del 2 de octubre de 2017                      | Adiciona el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS   |

Fuente: El estudio.

## 2.4 MARCO GEOGRÁFICO

El área de estudio del municipio de El Retorno comprende un territorio ubicado en la parte occidental del departamento de Guaviare en las coordenadas 2°19'54.32"N

y 72°37'41.15"W, este posee una extensión de 11.681 Km<sup>2</sup> a unos 245 m.s.n.m., correspondiente al 21% total del territorio departamental; además, está conformado administrativamente por la cabecera municipal, 3 centros poblados, 75 veredas y 5 resguardos indígenas.

El Retorno limita al norte con el municipio de San José del Guaviare, al Este con Calamar y al Oeste con el departamento del Guainía. Las tierras Guaviarenses con los actores naturales y ambientales están ubicadas geomorfológicamente en los tipos de relieve que por su poca inclinación (pendiente 0-3%), son muy poco vulnerables a la acción de los factores atmosféricos y a la actividad humana, como los orillares del plano de inundación y las terrazas de nivel bajo y medio del paisaje de planicie aluvial. El drenaje, en general, es bueno, pero hay sectores en los que es imperfecto y pobre; ocurren inundaciones, pero éstas nunca superan los tres meses de duración.

El suelo del municipio El Retorno, se conforma por terrazas antiguas, aluviones recientes y llanuras aluviales; de estos se resaltan la Sierra de Chiribiquete la cual hace parte del Parque Nacional Natural (PNN) Chiribiquete.

El Retorno está caracterizado por poseer un relieve plano-ondulado, además de presentar elevaciones máximas en el Cerro El Capricho y la Serranías la Lindosa, la cual posee colinas con alturas que oscilan entre 400 y 700 m.s.n.m.<sup>40</sup>

## 2.5 MARCO DEMOGRÁFICO

El municipio de El Retorno, al año 2018, posee 3.170 habitantes censados de acuerdo con la información suministrada del DANE en el área Urbana. Los datos presentados por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE) se clasifican por géneros (masculino y femenino) con el fin de tener claridad sobre el crecimiento de ambas variables. A continuación, se presenta el crecimiento de la población del municipio de El Retorno según los censos realizados en los años de 1993, 2005 y 2018.

Tabla 10. Distribución de Población por Sexo

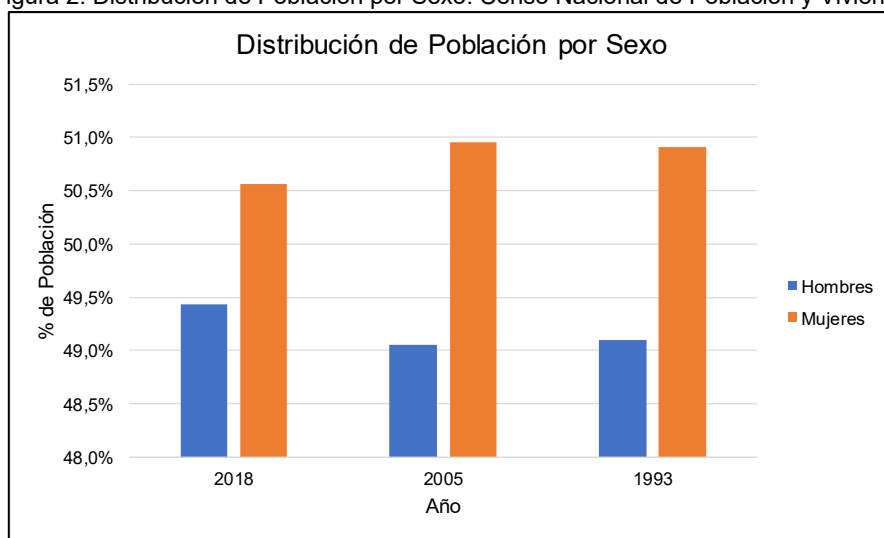
| AÑO  | HOMBRES | MUJERES |
|------|---------|---------|
| 2018 | 49,4%   | 50,6%   |
| 2005 | 49,0%   | 51,0%   |
| 1993 | 49,1%   | 50,9%   |

Fuente: Censo Nacional de Población y Vivienda. Censo Municipio El Retorno. Tomado de: <https://sitios.dane.gov.co/cnpv/#!/>

<sup>40</sup> ALCALDÍA DE EL RETORNO. "Plan de Desarrollo del Municipio de El Retorno". {En línea}. {2012}. 131 páginas. Pág. 17. Disponible en: [https://elretornoguaviare.micolombiadigital.gov.co/sites/elretornoguaviare/content/files/000044/2196\\_plandedesarrollo20122015\\_1.pdf](https://elretornoguaviare.micolombiadigital.gov.co/sites/elretornoguaviare/content/files/000044/2196_plandedesarrollo20122015_1.pdf)

De acuerdo con la Tabla 10, el municipio de El Retorno para el año 2018 establece que el 49,4% de población son hombres el cual corresponde a 1567 habitantes de este género, sin embargo, para las mujeres presenta un 50,6% correspondiente a 1603 de la población total. Si se observan los datos del año 2005 se puede afirmar que la población con respecto a los hombres era inferior comparada con la del año 2018, todo lo contrario, al caso de las mujeres. Para el año 1993 se evidencia un comportamiento similar al año 2018 donde los valores son muy similares, esto puede ser producto de la violencia que ha sufrido esta zona por parte de los grupos armados al margen de la ley generando desplazamiento en la comunidad hacia otros departamentos.

Figura 2. Distribución de Población por Sexo. Censo Nacional de Población y Vivienda



Fuente: <https://sitios.dane.gov.co/cnpv/#/>.

La información mencionada anteriormente se puede observar con mayor claridad en la Figura 2, allí se contempla un gráfico de barras agrupada el cual representa el aumento de la población en los años de 2018 y 1993, y para el año 2005 un decrecimiento.

En la Tabla 11 se relacionan las edades de ambos géneros (masculino y femenino) de los habitantes de El Retorno clasificados por rangos desde los 4 años hasta mayores de 80 años.

Tabla 11. Distribución de la Población por Sexo y Grupos de Edad

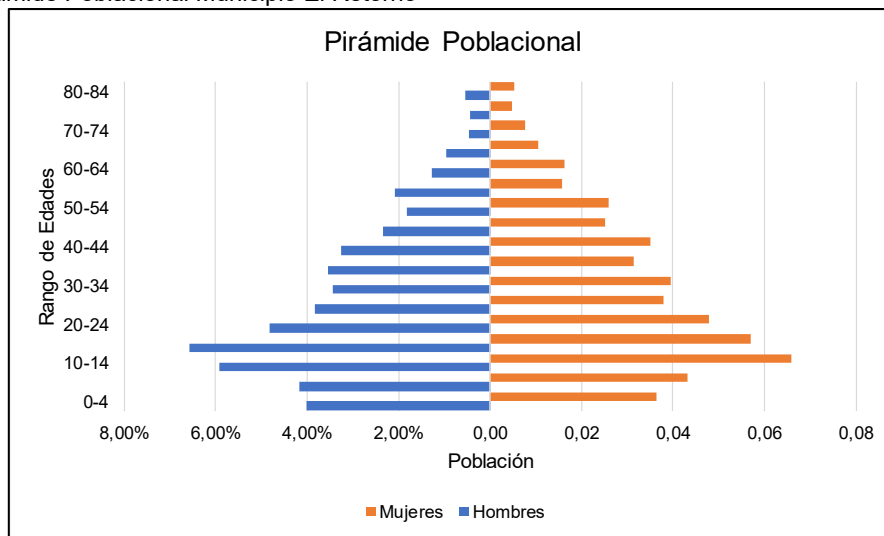
| GRUPOS DE EDAD | HOMBRES | MUJERES |
|----------------|---------|---------|
| 0-4            | 4,01%   | 3,63%   |
| 5-9            | 4,16%   | 4,32%   |
| 10-14          | 5,93%   | 6,59%   |

| GRUPOS DE EDAD | HOMBRES | MUJERES |
|----------------|---------|---------|
| 15-19          | 6,56%   | 5,71%   |
| 20-24          | 4,83%   | 4,79%   |
| 25-29          | 3,82%   | 3,79%   |
| 30-34          | 3,44%   | 3,94%   |
| 35-39          | 3,53%   | 3,15%   |
| 40-44          | 3,25%   | 3,50%   |
| 45-49          | 2,33%   | 2,52%   |
| 50-54          | 1,83%   | 2,59%   |
| 55-59          | 2,08%   | 1,58%   |
| 60-64          | 1,26%   | 1,64%   |
| 65-69          | 0,95%   | 1,04%   |
| 70-74          | 0,47%   | 0,76%   |
| 75-79          | 0,44%   | 0,47%   |
| 80-84          | 0,54%   | 0,54%   |

Fuente: Censo Nacional de Población y Vivienda. Censo Municipio El Retorno. Tomado de: <https://sitios.dane.gov.co/cnpv/#!/>.

De acuerdo con la Tabla 11, es correcto afirmar que existen más habitantes hombres entre los 10 y 19 años de edad, y respecto a las mujeres, se encuentran la mayoría entre los 5 y 14 años de edad, determinando una población poco longeva en donde la mayoría de edad alcanza los 60 y 70 años en cantidades supremamente bajas. Esta información se puede apreciar de manera más clara en la pirámide poblacional de la Figura 3.

Figura 3. Pirámide Poblacional Municipio El Retorno



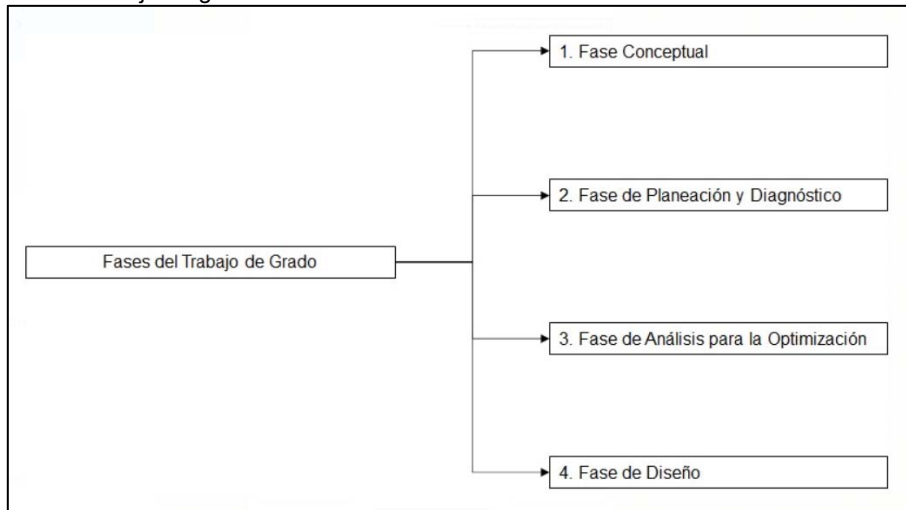
Fuente: <https://sitios.dane.gov.co/cnpv/#!/>

### 3 METODOLOGÍA

#### 3.1.1 FASES DEL TRABAJO DE GRADO

La investigación del trabajo de grado se llevará a cabo por medio de cuatro (4) fases en las cuales se desarrollará en orden cada aspecto del proyecto, estas fases son fundamentales puesto que cada una de ellas contendrá de manera más detallada y clara la información suministrada por parte de la Administración Pública Cooperativa Servir AAA, entidad encargada de prestar el servicio de acueducto, alcantarillado y aseo al municipio El Retorno. Las fases se dividen de la siguiente forma:

Figura 4. Fases del trabajo de grado



Fuente: El estudio.

#### 3.1.2 FASE CONCEPTUAL

En el transcurso de la historia de la ciencia, se han ido desarrollando diferentes corrientes de pensamiento, en las cuales se encuentran el empirismo, el positivismo, el materialismo dialéctico, el estructuralismo y la fenomenología; además de diversos marcos interpretativos como el constructivismo y el realismo, los cuales han dividido la búsqueda en diferentes rutas del conocimiento. No obstante, gracias a las diferentes premisas que se han sustentado desde el siglo anterior; siendo estas las bases principales de la investigación las cuales se polarizaron en 2: el enfoque cuantitativo y el enfoque cualitativo.<sup>41</sup>

El proyecto Diagnóstico y Propuesta de Optimización para la Captación del Sistema

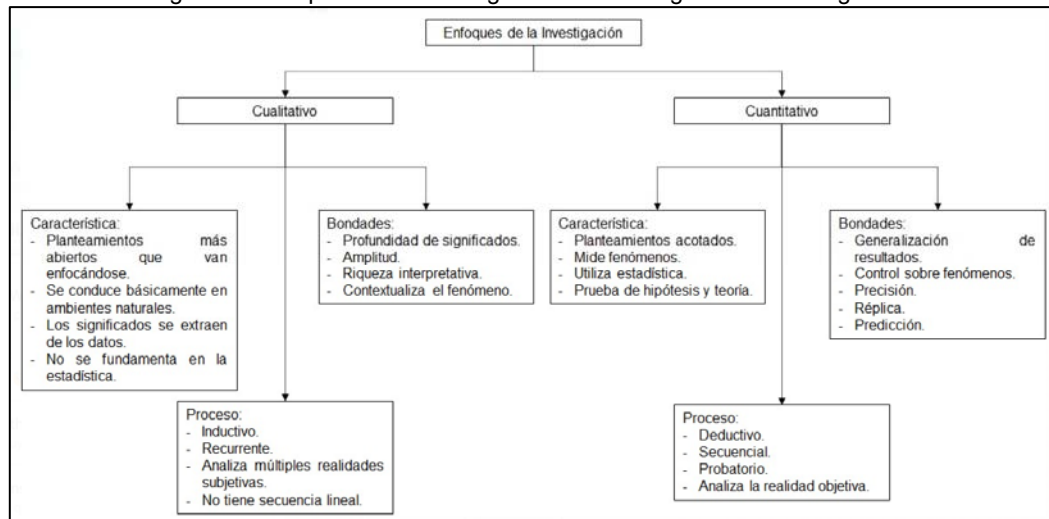
<sup>41</sup> HERNÁNDEZ SAMPIERI, Roberto. "Metodología de la Investigación". Sexta edición. Editorial: McGRAW-HILL. 2014. México D.F. 600 páginas. Pág. 4.

de Acueducto del Municipio El Retorno, Guaviare se llevará a cabo por medio de una investigación de tipo descriptiva, teniendo en cuenta que se realizará la descripción detallada de todos los componentes del sistema con el fin de generar alternativas en el diseño de las estructuras y fuente de captación para mejorar la prestación del servicio de agua potable a la comunidad.

El enfoque que tendrá esta investigación será mixto, ya que posee características cuantitativas y cualitativas en su contenido y desarrollo. Los enfoques cuantitativo, cualitativo y mixto contemplan posibles selecciones para confrontar problemas investigativos y terminan siendo igualmente valiosos. Estas son las mejores formas elaboradas por la humanidad que permiten investigar y generar conocimiento.<sup>42</sup> Este tipo de enfoque nos permite realizar planteamientos acotados necesarios obteniendo resultados precisos los cuales proporcionarán información detallada de la situación actual del sistema, al igual que una clara interpretación de los datos recopilados de fuentes primarias y secundarias en el transcurso de la investigación.

Un estudio cualitativo se basa primordialmente en sí mismo, al contrario de un estudio cuantitativo, el cual se basa en investigaciones realizadas anteriormente. El cualitativo se utiliza con el fin de que el investigador pueda crear y formar creencias propias basados en el objeto estudiado, el cual podría ser un grupo de personas o incluso un proceso particular; en cambio, el cuantitativo consolida las creencias elaboradas de una forma lógica de una teoría o un esquema, estableciendo con gran exactitud los patrones del conocimiento de una población o similar.<sup>43</sup>

Figura 5. Enfoques de la Investigación. Metodología de la Investigación.



Fuente: <http://observatorio.epacartagena.gov.co/wp-content/uploads/2017/08/metodologia-de-la-investigacion-sexta-edicion.compressed.pdf>.

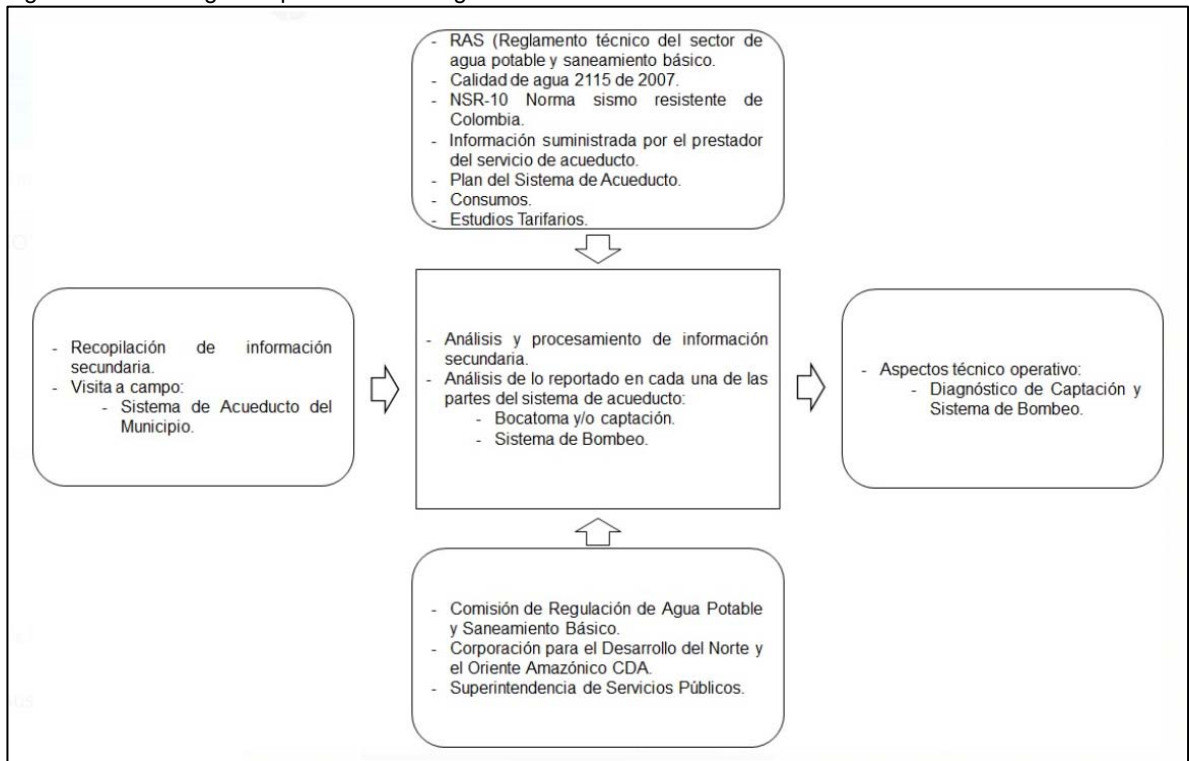
<sup>42</sup> HERNÁNDEZ SAMPIERI, Roberto. "Metodología de la Investigación". Sexta edición. Editorial: McGRAW-HILL. 2014. México D.F. 600 páginas. Pág. 2.

<sup>43</sup> HERNÁNDEZ SAMPIERI, Roberto. "Metodología de la Investigación". Sexta edición. Editorial: McGRAW-HILL. 2014. México D.F. 600 páginas. Pág. 10.

### 3.1.3 FASE DE PLANEACIÓN Y DIAGNÓSTICO

Una vez identificada la metodología de la investigación en la fase conceptual, se evaluará la metodología para la toma y procesamiento de la información; la cual tendrá como datos de entrada la información secundaria recopilada previamente a la salida de campo correspondiente a información primaria, una vez consolidada la información se realizará el análisis y procesamiento de ésta en donde tendremos dos variables de monitoreo y control, las cuales están definidas en toda la normativa y legislación que me regulen el diagnóstico y diseño de las obras que se proyecten, y las instituciones y organismo de control para el diseño, puesta en marcha y operación del sistema. A continuación, se ilustra la metodología mencionada anteriormente.

Figura 6. Metodología Empleada en el Diagnóstico.



Fuente: El estudio.

A partir de la información secundaria que se haya recopilado, se seleccionarán los datos más precisos para la elaboración del diagnóstico; una vez analizada la información se realizará la visita de campo al sistema de acueducto del municipio El Retorno determinando el estado de las siguientes estructuras:

- Bocatoma y/o captación
- Sistema de bombeo

Con base en la información primaria generada de la visita de campo al sistema junto con la información secundaria recopilada, serán procesadas minuciosamente determinando la estructura principal del diagnóstico técnico operativo, esta información se compone de estudios topográficos de la zona, estudios de catastro de redes y catastro de usuarios, proyección de la población para determinar los caudales de diseño (caudal medio diario, máximo diario y máximo horario), análisis de la calidad del agua cruda y tratada, estado actual de las vías de comunicación y acceso al municipio, micro y macromedición, sectorización y cobertura del servicio de acueducto a la comunidad de El Retorno.

Con la estructura del diagnóstico del sistema de acueducto; es necesario emplear métodos para el análisis de alternativas; en la cual prima la conveniencia tecnológica, es decir, la elección adecuada de la tecnología que ha de implementarse, tanto para los componentes y procesos en el abastecimiento de agua.

#### **3.1.4 FASE DE ANÁLISIS PARA LA OPTIMIZACIÓN**

En cualquier caso, es fundamental establecer un procedimiento racional, ordenado y, por supuesto lógico, a fin de hacer una adecuada evaluación de las alternativas que, por sus características, sean las más recomendables para determinada comunidad y, finalmente, elegir la que más conviene frente a los criterios establecidos previamente como factores determinantes; estos factores se determinaran con una matriz comparativa con una lista de criterios, diferenciados como “dominantes” y “recesivos”, con el propósito de hacer contraste entre los que deben tener un mayor peso o ponderación para este proyecto y aquellos cuya importancia, puede ser significativa con otro tipo de poblaciones o de proyectos, (p. ej. el bajo costo en la inversión inicial), pero que, en nuestro caso se desvanece frente a la necesidad de entregar una solución eficiente, al menor costo de inversión y que garantice la continuidad, calidad y cobertura en el servicio.

#### **3.1.5 FASE DE DISEÑO**

Luego de haber determinado las estructuras que se van a optimizar, es necesario realizar los diseños de estos componentes teniendo en cuenta las consideraciones establecidas en el artículo 21 “*Criterios de Diseño*” y artículo 22 “*Procedimiento General*”, contemplados en la Resolución 0330 de 2017. Haciendo énfasis en el artículo 22, se deben seguir unos pasos específicos previamente seleccionados de acuerdo a los diseños que se vayan a realizar; para el caso de la optimización del



componente de captación y sistema de bombeo, los pasos considerados son:

- Definición y localización de cada uno de los componentes del proyecto a diseños.  
En este proceso, por medio de los estudios básicos, el diseñador debe tener en cuenta esta información para identificar posibles limitaciones en el lugar donde se encuentra ubicada la zona del proyecto.
- Reconocimiento de campo.  
Se debe llevar a cabo los reconocimientos detallados de campo los cuales permitan obtener una visión más clara y directa de la situación de la zona de estudio del proyecto, además de las posibilidades que se le puedan dar a las soluciones de los problemas identificados.
- Selección de Alternativas.  
Con el fin de seleccionar la alternativa tecnológica de diseño más favorable, se deberá realizar una evaluación socioeconómica que genere un costo económico menor, teniendo en cuenta la inversión inicial, además de los costos de operación, costos administrativos y costos de mantenimiento en un horizonte de diseño de 25 años; también se deberán tener en cuenta los criterios establecidos en el artículo 14 “*Comparación de Alternativas y Selección de Alternativa Viable*” contemplada en la Resolución 0330 de 2017.
- Diseño hidráulico.  
Para el diseño hidráulico, es necesario incluir todos los cálculos, esquemas y modelaciones con el fin de definir las obras, teniendo en cuenta factores como diámetros, caudales, velocidades, especificaciones de materiales entre otros; los cuales permitan realizar un desempeño adecuado de los componentes del sistema a construir u optimizar.

De acuerdo con lo establecido en el artículo 21 “*Criterios de Diseño*”, se debe tener en cuenta los criterios de diseños aplicables a cada componente del sistema, donde también se deberán ajustar a lo definido en las normas de diseño de la entidad prestadora del servicio, si existen, y también a lo contenido en el Título 2 “*Requisitos Técnicos*” de la Resolución 0330 de 2017.

### **3.2 INSTRUMENTOS O HERRAMIENTAS UTILIZADAS**

Las herramientas que se utilizarán para el desarrollo del proyecto, se limitan estrictamente al componente lógico, en donde se tienen tres marcos de desarrollo; se iniciará con el diagnóstico del sistema de acueducto, a partir de este se proyectará un análisis de alternativas en función de las falencias o aspectos a mejorar en el sistema para mitigar la problemática ya evaluada. Una vez seleccionada la alternativa a implementar se realizarán los estudios y diseños para la formulación de las obras y procedimientos para solucionar el problema objeto de este estudio.

### **3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA**

Este estudio va dirigido a la empresa Administración Pública Cooperativa Servir AAA, al Plan Departamental de Aguas Guaviare y a la población beneficiaria del servicio de suministro de agua del acueducto del municipio el Retorno, Guaviare.

### **3.4 ALCANCES Y LIMITACIONES**

Respecto al alcance del proyecto, este se limitará al diagnóstico técnico de los componentes del sistema de acueducto; la evaluación a nivel de prefactibilidad de las alternativas de mejoramiento y el diseño de los componentes para la optimización del sistema de acueducto del Retorno.

Las limitaciones que se presentan para lograr el alcance del proyecto, es la carencia de información geográfica, ya que no se cuentan con levantamientos topográficos o planchas del IGAC con escalas menores a 1:25.000, por tanto, para la evaluación de líneas de conducción del fluido, serán a nivel de prefactibilidad. Otra limitación es la falta de información en los antecedentes operativos y posibles eventos que hayan afectado la operación del sistema, con el fin de evaluar esos casos para proponer medidas preventivas y así garantizar la continuidad en el servicio.

#### 4 PRODUCTOS A ENTREGAR

En el desarrollo de este proyecto se programa la entrega de un diagnóstico técnico operativo, un análisis de alternativas y pre diseños de las estructuras a optimizar y/o ampliar para garantizar la prestación de un servicio de calidad, continuo y con una cobertura del 100% del área de prestación del servicio. A continuación, se realiza la descripción de cada producto.

Diagnóstico técnico operativo, en este se realizará la descripción de las generalidades del sistema y del prestador, posteriormente se describirá de forma detallada el estado de la fuente de abastecimiento actual, la infraestructura de captación, línea de aducción o impulsión para el caso, mediciones de caudal, proyección de la población y dotaciones al horizonte de diseño; a partir de las proyección se realizara el análisis de capacidad instalada y requerida; para concluir con las necesidades para la optimización del sistema de captación.

Una vez se culmine con el diagnóstico técnico operativo, se realizará el análisis de alternativas para la optimización del sistema de captación, en este se elaborará la formulación de un estudio comparativo de las posibles soluciones para el mejoramiento del sistema de acueducto, en donde se presentarán las características en una matriz comparativa con una lista de criterios, diferenciados como “dominantes” y “recesivos” en donde los criterios de selección primarán los costos de operación como criterio dominante, costos de inversión como criterio recesivo, vida útil, continuidad en el servicio, impacto ambiental, fácil operación, vulnerabilidad ante amenazas y que sea una alternativa eficiente técnica y financieramente para la operación a largo plazo. Definida la alternativa a implementar se deberá estructurar los pre diseños de los componentes a optimizar o de los nuevos a incorporar dependiendo de la alternativa definida.

Se entregarán los pre diseños hidráulicos de los componentes, accesorios o elementos definidos en el análisis de alternativas como la solución óptima para el mejoramiento del sistema; dentro de los pre diseños, se detallarán memorias de cálculo, metodologías adoptadas y planos esquemáticos del sistema.

## **5 DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA**

### **5.1 GENERALIDADES DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO**

#### **5.1.1 DESCRIPCIÓN DEL PRESTADOR DEL SERVICIO DE ACUEDUCTO**

La prestación de los servicios públicos de acueducto, alcantarillado y aseo, se realiza bajo la figura de la empresa Administración Pública Cooperativa Servir AAA, la cual fue constituida legalmente el 20 de abril del 2007 e inicio la operación el 01 de enero del 2008.

La empresa actualmente está conformada por una planta de 15 funcionarios, en los cuales se distribuyen de la siguiente forma, seis personas del área administrativa incluyendo el gerente, un operario de servicios generales y 8 personas en el área operativa distribuidos en las funciones de los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo. En el balance del año 2019, la prestación del servicio de suministro de agua potable se realiza al 100% de los usuarios definidos en el área de prestación del servicio, que para el caso es el casco urbano del municipio, de este 100% el 88,24% de los usuarios cuentan con micromedición y se les cobra por consumo registrado; el 11,76% restante se les realiza la facturación por consumo básico.

Si bien la prestación del servicio de acueducto se ha mantenido constante, los problemas administrativos a causa de los elevados costos de operación han generado vulnerabilidad en la empresa prestadora; según el reporte de la Superintendencia de servicios públicos domiciliarios del 2014 en la evaluación de los periodos 2012-2013 en el total de activos, pasivos y patrimonio se registran variaciones porcentuales negativos; en donde los costos y gastos operacionales superan a los ingresos operacionales generándose pérdidas operacionales, como en el caso puntual del año 2013 con una pérdida operacional del \$114.600.000,00 pesos, estos valores negativos se reflejan en gran magnitud en la operación del servicio de acueducto, en donde siempre se reflejan valores negativos por los altos costos en su operación.

Según el balance interno del prestador se tiene unos costos mensuales por las actividades de bombeo del orden de los 7 millones de pesos, lo que se reflejan en 84 millones anuales, valores que corresponden alrededor 75% de los costos de producción de agua potable; por ende, se establece que el costo por el bombeo está generando los índices negativos en la prestación del servicio de acueducto.

#### **5.1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO**

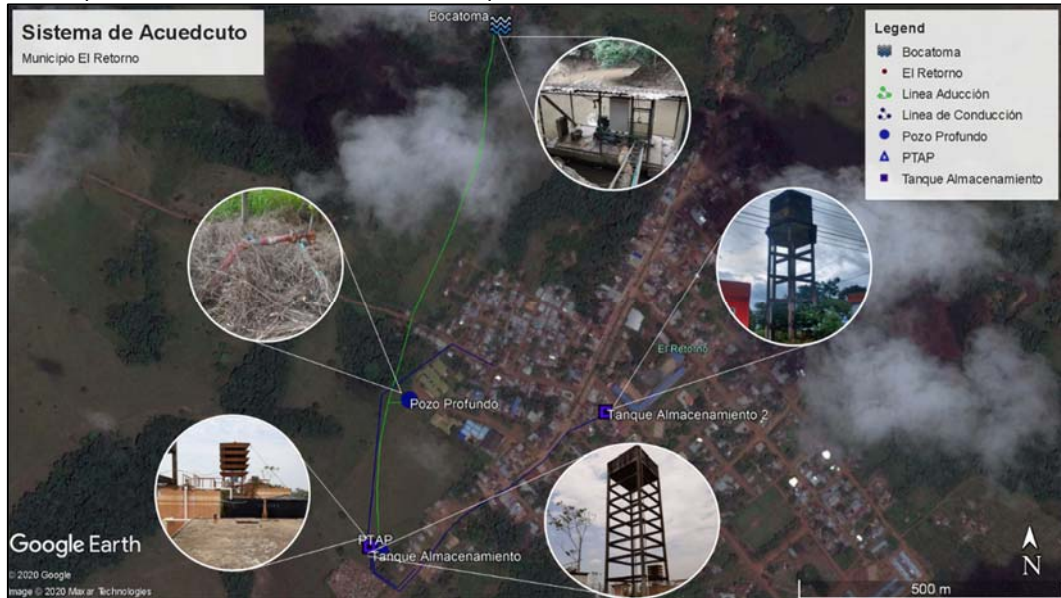
El municipio El Retorno cuenta con un sistema de acueducto abastecido de dos fuentes; la principal es una fuente superficial denominada Caño Grande y la

secundaria es una fuente subterránea que sirve de sistema de contingencia en los periodos de estiaje o en los que se presentan falencias en la operación del sistema de abasto de la fuente Caño Grande. Sobre el cuerpo hídrico Caño Grande en las coordenadas 2°20'12.83"N, 72°37'51.70"W, se localiza una captación flotante en la cual se ubican dos bombas en paralelo con una potencia de 25 HP cada una; las cuales derivan el flujo por una tubería de 6" de diámetro hasta la planta de tratamiento; por otro lado, se cuenta con un pozo profundo en las coordenadas 2°19'51.74"N, 72°37'57.84"W en el cual se localiza una bomba sumergible tipo lapicero de 10 HP la cual impulsa el fluido en una tubería de 3" de diámetro hasta la tubería de la línea de aducción de 6" de diámetro.

La planta de tratamiento de agua potable se localiza en las coordenadas 2°19'43.10"N, 72°37'59.53"W; el sistema de tratamiento es convencional, con un tren de tratamiento compuesto por estructuras de aireación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y cloración. A la planta de tratamiento de agua potable llega una tubería de 6" de diámetro en PVC, la cual descarga el agua en una torre de aireación compuesta por 4 bandejas cuadradas de 2.4m de lado, con orificios de 1" de diámetro con carbón de coque como agente oxidante; de ahí se conduce el fluido a una canaleta Parshall, en donde se realiza la dosificación del coagulante (sulfato de Aluminio) aprovechando el régimen crítico sobre la estructura hidráulica y así realizar la mezcla del coagulante; posteriormente pasa al módulo de floculación compuesto por quince recamaras de flujo vertical; el cual descargar a un sedimentador compuesto por dos módulos de alta tasa con paneles tipo colmena con una inclinación de 60°, continuando al componente de filtrado, compuesto por dos unidades en paralelo de flujo descendente con tasa filtrante variable y retro lavado ascendente por un sistema de bombeo. Se finaliza el tren de tratamiento con la cloración, la cual se efectúa con la inyección de hipoclorito de sodio en forma líquida a dos unidades de almacenamiento semienterrado de 75m<sup>3</sup> y 150m<sup>3</sup>, de estas unidades se realiza un bombeo con dos unidades en paralelo que abastece a un tanque de almacenamiento elevado en concreto reforzado, localizado en las coordenadas 2°19'43.03"N, 72°38'0.16"W; el cual cuenta con un volumen útil de 100m<sup>3</sup>, a una altura de 22.5m desde la rasante.

De la unidad de almacenamiento adyacente a la planta de tratamiento sale una tubería de 6" de diámetro en PVC hasta un punto de bifurcación en donde se ubican tres macromedidores, los cuales entregan agua potable a 3 líneas expresas que suministran a diferentes zonas de la red de distribución.

Figura 7. Esquema Sistema de Acueducto - Municipio El Retorno



Fuente: Los autores, Imagen Satelital Google Earth, 2019.

Si bien el sistema de acueducto se encuentra operando, este presenta deterioro en todas sus estructuras por la falta de mantenimiento, en donde se refleja en la corrosión en los elementos metálicos y en la presencia de socavación, eflorescencias y carbonatación en las estructuras en concreto, además de la exposición del refuerzo, causando la oxidación de estos y generando vulnerabilidad estructural.

## 5.2 DIAGNÓSTICO DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO ACTUAL

### 5.2.1 CONCESIÓN DE AGUAS

La corporación para el desarrollo sostenible del norte y el oriente Amazónico – CDA, en usos de facultades como la primera autoridad ambiental a nivel regional entidad otorgó bajo la Resolución N° DSGV-019, emitida el 21 de abril de 2008, otorga una concesión para el uso de aguas subterráneas y superficiales, donde concede un caudal de 4 l/s a partir de una fuente subterránea (pozo profundo) y para la fuente superficial se otorgó un caudal de 22,4 l/s (Caño Grande). La concesión establecía una vigencia de diez (10) años siguientes a la emisión de dicha resolución; a la fecha, no se han realizado los trámites para la renovación de la concesión, por tanto, el sistema no cuenta con concesión de aguas. Es importante definir las obras de optimización y/o la fuente con mejores características de índole técnico y de calidad de agua para realizar el trámite de solicitud de aprovechamiento del recurso.

### 5.3 DIAGNÓSTICO DE CAPTACIÓN

La estructura de captación es de tipo flotante, la cual cuenta con una placa metálica con un ancho de 2.0m y un largo de 5.0m; en el perímetro de la placa se localiza una estructura de cerramiento compuesto por columnas en tubo galvanizado de 2" de diámetro y malla eslabonada a una altura de 2.4m, que soporta una cubierta en teja termoacústica; la estructura denota deterioro por la falta de mantenimiento, en donde se presenta corrosión en la estructura portante de la cubierta, así como tejas con orificios y deflexiones causadas por las altas temperatura, fomentando la vulnerabilidad de los componentes internos, ya sean los mecánicos y/o eléctricos.

Figura 8. Estructura de Captación



Fuente: Los autores.

La barcaza está anclada por medio de una estructura metálica tipo cercha que permite encamisar la línea de impulsión y a su vez estabiliza la estructura flotante a diferentes niveles de profundidad del cauce, sin que esta se desplace con las altas velocidades del cauce; esta estructura presenta corrosión y según la información del operador, en varias ocasiones ha fallado bajo la presencia de altas precipitaciones.

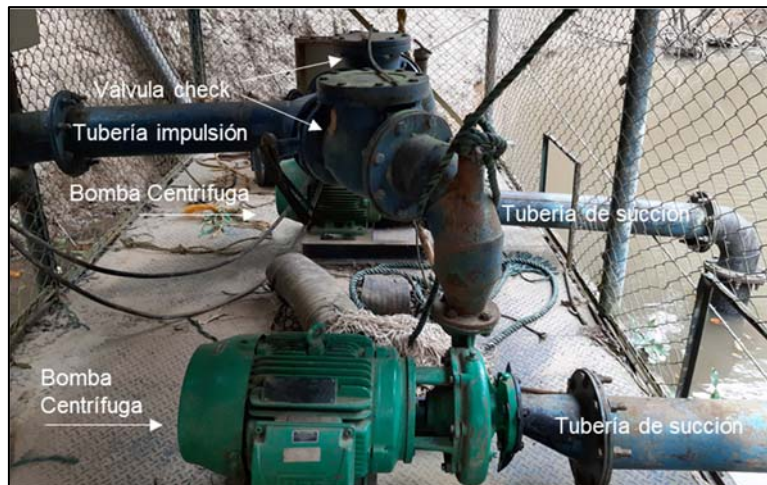
Figura 9. Sistema de anclaje Bocatoma Flotante.



Fuente: Los autores.

El sistema de bombeo localizado sobre la barcaza está compuesto por dos tuberías de succión de 6" de diámetro en Hierro Dúctil, seguido de una reducción excéntrica bridada; estas se conectan a dos bombas centrífugas de 25 HP en paralelo, estas son sistemas de alta presión, alimentadas por energía eléctrica en donde se registran según las especificaciones de la bomba una altura máxima de 70 mca y un caudal máximo de 365 gpm, en donde se cuenta con una entrada de succión de 2 ½" de diámetro y una salida de impulsión de 2" de diámetro, con una velocidad nominal de 3.500 RPM; de las bombas se impulsa el agua a dos válvulas de check de 6" de diámetro en paralelo para cada bomba, para posteriormente converger en una tubería de 6" de diámetro en Hierro Dúctil.

Figura 10. Sistema de Bombeo



Fuente: Los autores.

Las bombas se localizan en paralelo, sin embargo, estas no son puestas en marcha en el mismo periodo de tiempo, en donde se realizan periodos de bombeo de 8

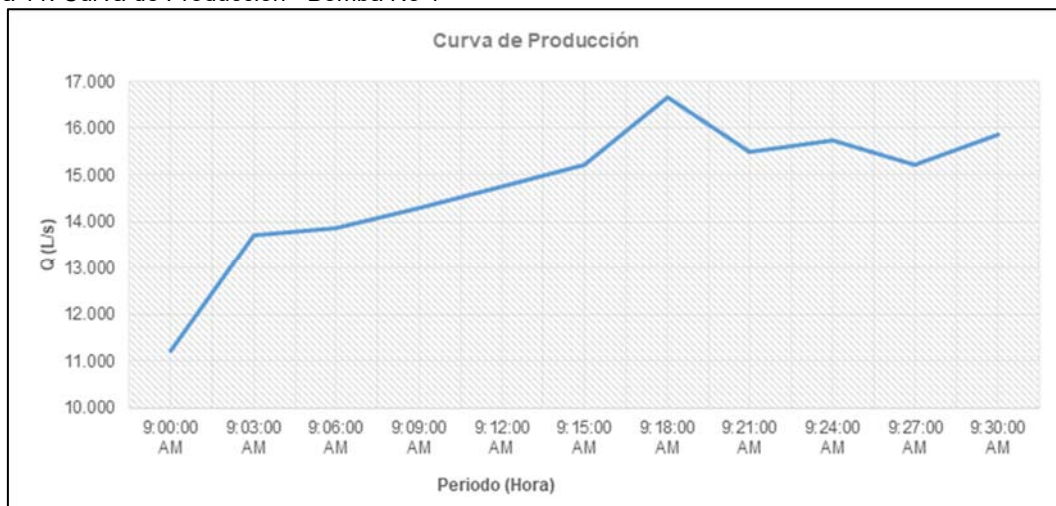


horas por cada bomba, es decir, cuando se cumple el tiempo de operación de 8 horas de la Bomba No 1 el panel de control acciona la Bomba No 2 para el siguiente ciclo de operación.

El sistema de bombeo, incluyendo los tramos de succión e impulsión a la salida de la estructura de flotante se encuentran en buen estado y en operación, no obstante, la falta de mantenimiento en los componentes del sistema, fomentan el riesgo a presentarse fallas en el sistema electromecánico.

Para evaluar el estado de la operación de las bombas se realizó una medición del caudal por la tubería de impulsión con un equipo de flujo ultrasónico de mano USF-100, en periodos de 30 minutos con una frecuencia de toma de los datos cada 3 minutos, para estimar el caudal promedio en la tubería. La primera toma de datos se realizó bajo la operación de la Bomba No 1 sobre la línea de impulsión, en una tubería de 6" de diámetro en material de acero al carbón, a una distancia aproximada de 12.0m de la bomba, evitando la turbulencia generada por las turbinas de la bomba y así tener datos constantes en la medición del caudal. Según los datos presentados en la toma, se registraron valores mínimos de 11.24 l/s, valores máximos de 16.65 l/s y un valor promedio de 14.73 l/s.

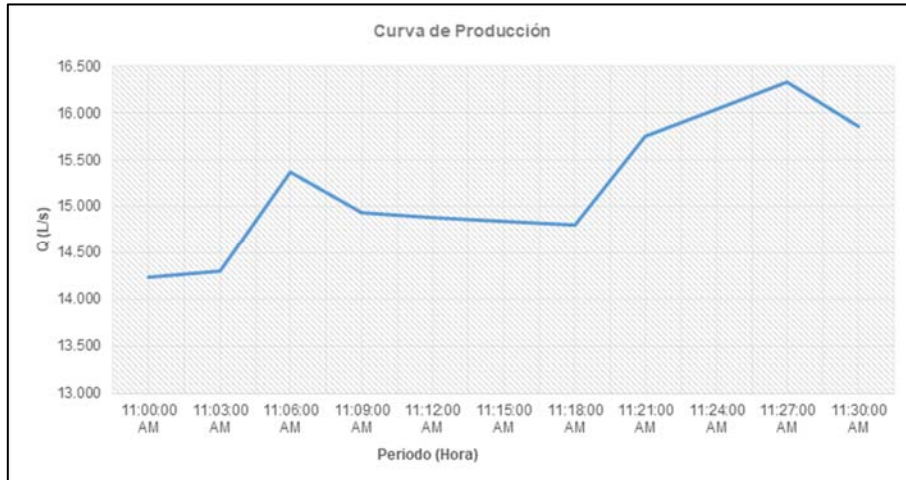
Figura 11. Curva de Producción - Bomba No 1



Fuente: El estudio.

La segunda medición se realizó sobre el mismo punto de la primera toma, pero en este caso, se tomaron los datos, bajo la operación de la Bomba No 2; en donde se obtuvieron datos máximos de 16.33 l/s, valores mínimos de 14.24 y un valor promedio de 15.21 l/s.

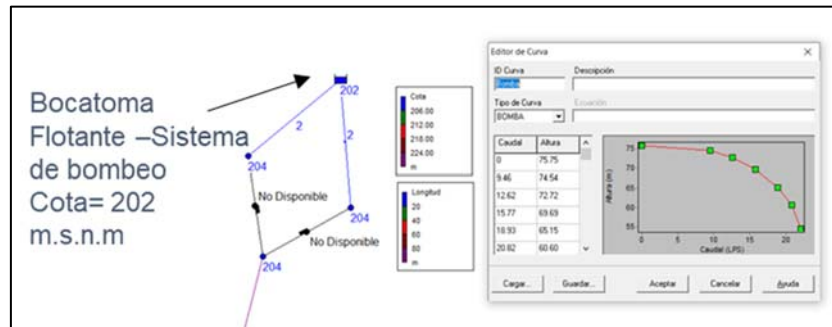
Figura 12. Curva de Producción - Bomba No 2



Fuente: El estudio.

Conforme el levantamiento de la información de las mediciones de caudal, se realizó la validación del sistema con la modelación hidráulica del sistema actual. Para lo cual utilizo como insumo el modelo de elevación del terreno calculado con los puntos tomados con el GPS en la visita técnica, así como el levantamiento de información en función de los diámetros y material de las tuberías, especificaciones de las bombas, y tiempos de bombeos.

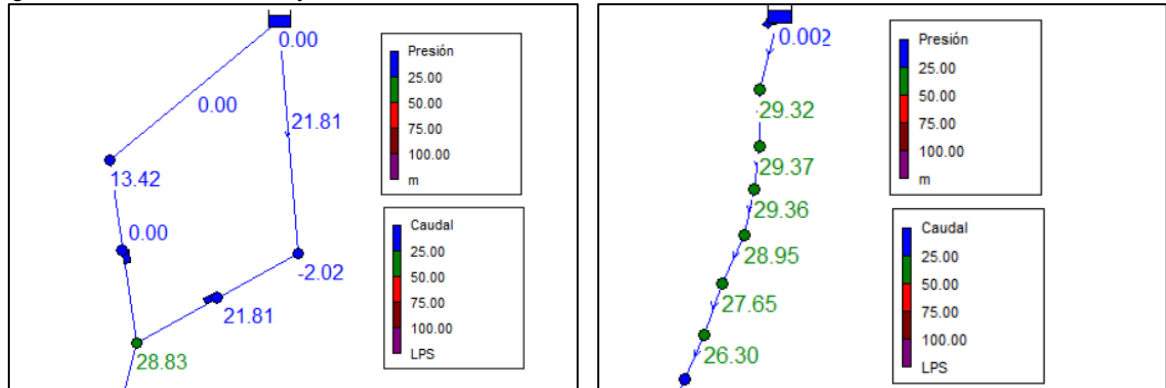
Figura 13. Modelo Hidráulico del Sistema de Bombeo Existente.



Fuente: El estudio.

Se realizó la modelación del sistema de bombeo con el software Epanet, empleando la ecuación de Darcy – Weisbach, con las características de la tubería en PVC; así mismo las características de la bomba, las cuales se distribuyen de forma paralela, no obstante, su operación no es así, en donde se acciona la bomba No 1 por un periodo de 8 horas y posteriormente se acciona la Bomba No 2, para que las bombas no empleen periodos de operación superiores a las 8 horas.

Figura 14. Datos de Presión y Caudal – Sistema de Bombeo Actual



Fuente: El estudio.

Del modelo empleado se obtuvieron velocidades del orden de 1.42m/s y un caudal de 25.99 l/s, y presiones que van hasta el orden de 35.66 m.c.a. a la salida del sistema de bombeo. Si se comparan los valores obtenidos por el modelo hidráulico y el medido con los caudalímetros se pueden establecer valores del orden de un 42% de pérdida del caudal esto se puede ser por varios factores, si bien, el equipo se encuentra calibrado, conforme a las garantías del proveedor y a la medición en otras tuberías, este es muy sensible a la presencia de turbulencias o entrada de aire en la tubería; así mismo, transversalmente interfieren casos como es el deterioro del sistema de bombeo, falta de mantenimiento de las bombas, succión de agua con alto material de sedimentación que ha colmatado el sistema, la carencia de válvulas de ventosa y purga en el sistema por lo que la presencia de aire en las tuberías; por otra parte, al no contar con un macromedidor a la entrada de la PTAP para evaluar la incertidumbre en la toma de datos, se puede concluir que el sistema de bombeo, requiere un mantenimiento general y la evaluación mecánica de las bombas para evaluar la eficiencia en el que están operando.

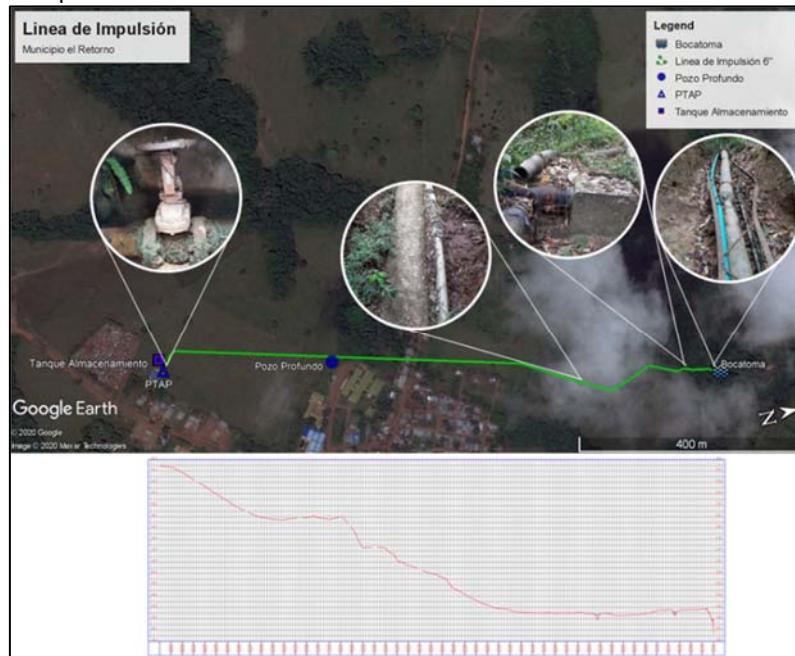
En conformidad con los lineamientos de la sección 2 y el artículo 46 de la resolución 330 de 2017, el sistema captación cumple con las necesidades técnicas para el abastecimiento de agua a la población actual; no obstante, las condiciones de deterioro de la estructura de la barcaza y del sistema de anclaje, genera vulnerabilidad en la prestación del servicio, en donde según los informes del operador, se han presentado eventos de precipitación de gran magnitud que han ocasionado desplazamientos de la bocatoma, fallas en la estructura de anclaje, lo cual ha reflejado en el cierre parcial del sistema de bombeo, fomentando la inconformidad en la población y así mismo el uso de otras fuentes (Aljibes, agua lluvia, nacederos, etc) que no son aptas para el consumo humano, dado que no tiene ningún tratamiento.

#### 5.4 DIAGNÓSTICO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN

La línea de impulsión inicia sobre las coordenadas  $2^{\circ}20'12.83''N$ ,  $72^{\circ}37'51.70''W$  y sobre la cota 202 msnm en una tubería de 6" de diámetro y una longitud de 980m hasta la entrada de la planta de tratamiento en las coordenadas  $2^{\circ}19'43.35''N$ ,  $72^{\circ}37'59.81''W$ , sobre la cota 220 msnm; estableciendo una diferencia de cotas de 18.0 m. La tubería cuenta con un tramo inicial en hierro dúctil de 3.0 m, seguido de un tramo de 15.0 m de tubería flexible para petróleos; este tramo se instaló con el objetivo de soportar las altas presiones y los esfuerzos cortantes al que se somete la tubería por el movimiento vertical generado por la captación tipo flotante, la tubería se encuentra encamisada en una cercha metálica, en pésimo estado con fallas en tu estructura debido a los esfuerzos que se ha sometido en los eventos de avenidas fluviotorrenciales . La tubería flexible termina sobre un codo de  $90^{\circ}$  en hierro dúctil anclado a un dado de concreto; de esta estructura se continua la línea en una tubería de 6" de diámetro en PVC.

La tubería de 6" de diámetro en PVC cuenta con una longitud de 965m desde el codo de  $90^{\circ}$  a la salida del sistema de bombeo, en el transcurso de la línea de aducción o impulsión cuenta con varios tramos expuestos sobre la rasante, siendo vulnerables a fallar, presentándose perdidas del agua, así como la contaminación del fluido. A la llegada de la planta de tratamiento, sobre la válvula de compuerta se presenta una fisura en la tubería en Hierro Dúctil, lo que ocasiona una pérdida constante en el sistema.

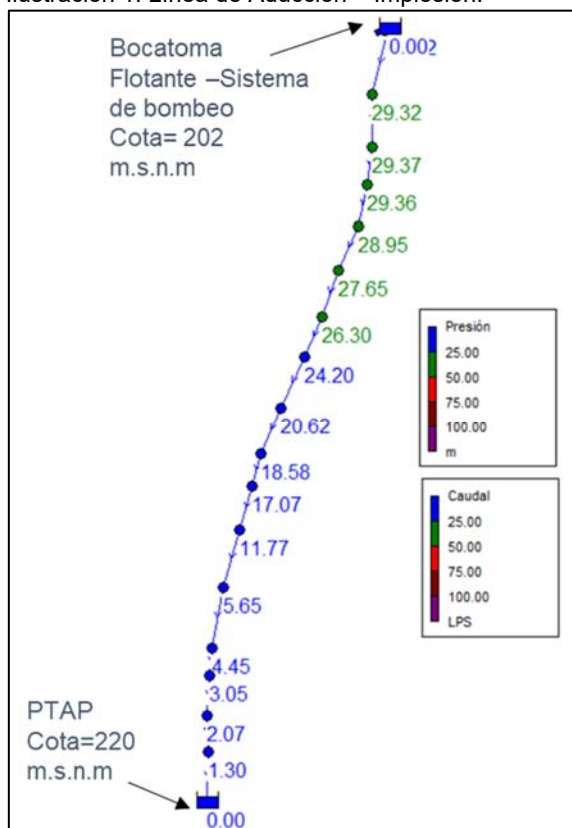
Figura 15. Línea de Impulsión del Sistema de Acueducto



Fuente: Los autores, Imagen Satelital Google Earth, 2019.

Se realizó la modelación de la línea de aducción, en donde se obtuvieron datos de una capacidad de 25.99 l/s con el sistema de bombeo actual, velocidades de 1.42 m/s y presiones por encima de 10mca. Conforme los lineamientos de la como se establece en la Resolución 0330 de 2017 en el Artículo 56 Aducción y conducción; se establece que cumple con los criterios de velocidades mínimos y presiones, no obstante, la línea de aducción carece de puntos de salida para la mediciones y válvulas de control, ventosa y de purga.

Ilustración 1. Línea de Aducción – Implosión.



Fuente: El estudio.

Tabla 12. Presiones en de la Línea de Aducción Actual.

| ID Nudo       | Altura | Presión |
|---------------|--------|---------|
|               | m      | m       |
| Conexión J-1  | 229.34 | 11.32   |
| Conexión J-2  | 228.98 | 10      |
| Conexión J-3  | 231.91 | 24.82   |
| Conexión J-4  | 231.47 | 23.41   |
| Conexión J-6  | 237.73 | 35.66   |
| Conexión J-7  | 228.47 | 7.06    |
| Conexión J-8  | 228.01 | 3.95    |
| Conexión J-9  | 236.79 | 34.38   |
| Conexión J-10 | 236.12 | 34.59   |
| Conexión J-11 | 235.62 | 34.7    |
| Conexión J-12 | 235.09 | 34.42   |
| Conexión J-13 | 233.84 | 32.07   |
| Conexión J-14 | 233.28 | 30.11   |
| Conexión J-15 | 230.89 | 18.25   |
| Conexión J-16 | 234.46 | 33.27   |
| Conexión J-18 | 232.56 | 26.7    |
| Conexión J-19 | 230.12 | 12.33   |
| Conexión 1    | 201.98 | -2.02   |
| Conexión 2    | 219.87 | 15.83   |
| Embalse R-1   | 202    | 0       |
| Embalse R-2   | 220.36 | 0       |

Conforme a la visita técnica se evidenció que es necesario realizar la reposición de la línea de aducción dado que esta cuenta con fisuras y reparaciones en el inicio de la impulsión; así como la exposición de la tubería en diferentes tramos de la red; lo cual no cumple con lo que establece la resolución 330 de 2017 en su artículo 60 *profundidades máximas y mínimas para la instalación de tuberías*, en donde se sugiere para zonas rurales una profundidad mínima de 1,0m y para zonas urbanas de 0,60m; así mismo, se genera constantes pérdidas de agua y se ve reflejado en la necesidad de periodos de bombeo más largos para cumplir con el caudal necesario para satisfacer la dotación mínima para la población a beneficiar, esto se ve reflejado directamente en el aumento de los costos de operación.

Figura 16. Fallas en la línea de aducción.



Fuente: Los autores

## 5.5 PROYECCIONES DE POBLACIÓN Y DOTACIÓN EN HORIZONTE DE DISEÑO

Para la proyección de población, se determinó un periodo de diseño de 25 años de acuerdo a lo establecido en la Resolución 0330 de 2017, en el artículo 40 “*Periodo de Diseño*” el cual señala que, para todos los componentes del sistema de acueducto, alcantarillado y aseo, se debe adoptar un periodo de diseño de 25 años. Esta proyección se calculó con el fin de determinar el comportamiento del crecimiento poblacional teniendo en cuenta los registros históricos de las tasas de crecimiento suministradas por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE), y así mismo, estimar el aumento de la demanda de agua necesaria para abastecer a los usuarios de la cabecera municipal durante los próximos años.

### 5.5.1 ANÁLISIS DE POBLACIÓN

Para calcular la proyección de población del municipio El Retorno, se utilizaron los métodos de cálculo Geométrico, Exponencial y Aritmético teniendo en cuenta el nivel de complejidad del sistema, las características socioeconómicas de la comunidad y las consideraciones establecidas en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS en el numeral 2.4.3.4., del título B.

### 5.5.2 METODOLOGÍA PARA LA PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

La metodología utilizada para la proyección de población del municipio El Retorno, se basó en las directrices contempladas en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS en el numeral 2.4.3.4., del título B; el cual indica que se debe realizar la proyección utilizando los métodos Geométricos, Exponencial y Aritméticos y dependiendo de los resultados, elegir el que más se ajuste a la realidad.

### 5.5.2.1 Método Aritmético

El método aritmético se ajusta cuando la población presenta un crecimiento estable que se encuentra en balance gracias a la emigración y la mortalidad. Para el cálculo de la proyección de la población utilizando este método se emplea la siguiente ecuación:

$$P_f = P_{uc} + Ka (T_f - T_{uc}) \quad ( 11)$$

En dónde;

$P_f$  = Población final (habitantes)

$P_{uc}$  = Población último censo (habitantes)

$T_f$  = Año final.

$T_{uc}$  = Año último censo.

Sea cualquiera el método seleccionado, es necesario el cálculo de la tasa de crecimiento poblacional; para este caso se utiliza la siguiente ecuación:

$$Ka = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad ( 12)$$

En dónde;

$K_a$  = Tasa de crecimiento.

$P_{uc}$  = Población último censo (habitantes)

$P_{ci}$  = Población censo inicial (habitantes)

$T_{ci}$  = Año censo inicial.

$T_{uc}$  = Año último censo.

### 5.5.2.2 Método Geométrico

Este método se utiliza en poblaciones que presenten gran actividad económica, además de generar un desarrollo que sea aprovechable y posean grades áreas de expansión de acuerdo a su ordenamiento territorial. El cálculo de la proyección por medio de este método se realiza utilizando la siguiente ecuación:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad ( 13)$$

En dónde;

$P_f$  = Población final (habitantes)  
 $P_{uc}$  = Población último censo (habitantes)  
 $T_f$  = Año final.  
 $T_{uc}$  = Año último censo.

Para determinar la tasa de crecimiento utilizada en el método geométrico se emplea la siguiente ecuación:

$$r = \left[ \left( \frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{T_{uc}-T_{ci}}} \right] - 1 \quad (14)$$

En dónde;

$r$  = Tasa de crecimiento.  
 $P_{uc}$  = Población último censo (habitantes)  
 $P_{ci}$  = Población censo inicial (habitantes)  
 $T_{ci}$  = Año censo inicial.  
 $T_{uc}$  = Año último censo.

### 5.5.2.3 Método Exponencial

Este método se caracteriza por requerir por lo menos tres (3) censos históricos de la población objeto de estudio con el fin de determinar el promedio de la tasa de crecimiento, estableciendo que el último censo corresponda a la proyección realizada por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE); además, es recomendable que se aplique a poblaciones que presenten grandes áreas de expansión y un desarrollo apreciable. El cálculo de la proyección de población por medio del método exponencial se realiza utilizando la siguiente ecuación:

$$P_f = P_{uc} * e^{Ke(T_f - T_{uc})} \quad (15)$$

En dónde;

$P_f$  = Población final (habitantes)  
 $P_{uc}$  = Población último censo (habitantes)  
 $T_f$  = Año final.  
 $T_{uc}$  = Año último censo.

Para calcular la tasa de crecimiento usada en la proyección del método exponencial se utiliza la siguiente ecuación:



$$Ke = \frac{\ln P_{uc} - \ln P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \quad (16)$$

En dónde;

$K_e$  = Tasa de crecimiento.

$P_{uc}$  = Población último censo (habitantes)

$P_{ci}$  = Población censo inicial (habitantes)

$T_{ci}$  = Año censo inicial.

$T_{uc}$  = Año último censo.

### 5.5.3 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN

Una vez relacionados los métodos para el cálculo de proyección poblacional, se llevó a cabo un análisis con el fin de determinar las tendencias de crecimiento de acuerdo a la dinámica poblacional de la zona de estudio; este análisis se desarrolló teniendo en cuenta la evaluación demográfica del área urbana del municipio El Retorno, la cual representa el área de la prestación del servicio de acueducto, tomando como base la información suministrada por el DANE la cual se comparó con datos históricos de la región y documentación provista por parte del prestador.

En la siguiente tabla se relacionan los censos realizados por el DANE en donde se presenta la evolución que ha tenido la población a través de los años.

Tabla 13. Información Histórica de la Población - Área Urbana

| FUENTE | AÑO  | REGISTRO |
|--------|------|----------|
| DANE   | 1973 | 501      |
| DANE   | 1993 | 2100     |
| DANE   | 2005 | 3364     |
| DANE   | 2018 | 3355     |

Fuente: Censos DANE 1973, 1993, 2005 y 2018.

Como se puede observar en la Tabla 13, el municipio El Retorno cuenta con 4 datos censales que muestran una variación significativa en el crecimiento de la población, especialmente en el año de 1973, 1993 y 2005, ya que para el año 2018 se observa un leve decrecimiento la población, este fenómeno se debe a que en dicho periodo se presentó un desplazamiento de la población debido al conflicto armado, en donde se presentaban tasas decrecientes; sin embargo, en virtud de los procesos de paz, restitución de tierra y reincorporación de la población desplazada a las zonas afectadas por el conflicto, se estima un crecimiento positivo en los valores proyectados para el crecimiento poblacional del municipio.

#### 5.5.4 TENDENCIAS DE CRECIMIENTO

Una vez determinados los datos censales del municipio El Retorno suministrados por el DANE, es posible realizar la evaluación de las tendencias de crecimiento poblacional del área urbana del municipio. Con base la información anterior, se calcularon las tasas de crecimiento poblacional para cada censo con el fin de determinar el comportamiento del crecimiento de la población de la zona de estudio.

Tabla 14. Tasas de Crecimiento Intercensal Poblacional

| AÑO          | POBLACIÓN<br>(Hab) | ARITMÉTICO | GEOMÉTRICO | EXPONENCIAL |
|--------------|--------------------|------------|------------|-------------|
|              |                    | Ka         | r          | Ke          |
| 1973<br>1993 | 501<br>2100        | 79.950     | 0.074      | 0.072       |
| 1993<br>2005 | 2100<br>3364       | 105.333    | 0.040      | 0.039       |
| 2005<br>2018 | 3364<br>3355       | -0.692     | -0.0002    | -0.0002     |

Fuente: El estudio.

El cálculo de la tasa de crecimiento poblacional permite determinar la curva que más se ajuste a las tendencias de crecimiento del municipio El Retorno, en especial el área urbana, siendo esta la población objeto de estudio; gracias al análisis de las tasas es posible seleccionar el método de acuerdo al comportamiento de crecimiento de la población y las características socio-económicas de esta.

De las tasas de crecimiento obtenidas entre los periodos definidos en la Tabla 14, se realizó un análisis entre los años 1993 al 2018 dado que se presentan tasas decrecientes entre los periodos 2005 al 2018, además del comportamiento socio económico que se presenta en la zona de estudio, en donde, si bien se está presentando un retorno de la población desplazada por el conflicto armado, este crecimiento es paulatino y con tasas bajas; por tanto, no es coherente realizar proyecciones con tasas altas como se estimaron en los periodos anteriores al 1993.

Para el método Aritmético se realizó un análisis de la tasa entre el año 1993 al 2018 en donde se obtuvo un valor de 50.20; así mismo, se efectuó el análisis para el método geométrico en el mismo periodo obteniendo una tasa de crecimiento de 1.89%. Para el método exponencial, se optó por promediar las tasas estimadas entre los periodos como se propone el en RAS, en donde se obtuvo una tasa del 1.95%.

### 5.5.5 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

Con el fin de determinar el método de cálculo para la proyección de población en el municipio El Retorno, se realizaron los cálculos con los tres métodos diferentes propuestos en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS en el numeral 2.4.3.4., del título B; de este modo, se compararon los resultados y el comportamiento del crecimiento poblacional seleccionando el método que más se ajustara a la realidad. Los resultados de los cálculos se relacionan a continuación en la siguiente tabla:

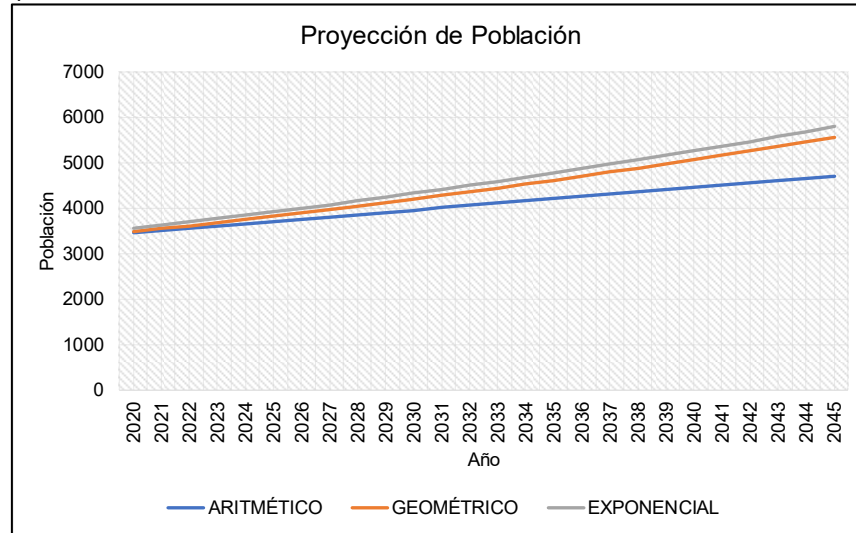
Tabla 15. Proyección de Población

| AÑO  | MÉTODO     |            |             |
|------|------------|------------|-------------|
|      | ARITMÉTICO | GEOMÉTRICO | EXPONENCIAL |
| 2020 | 3455       | 3483       | 3558        |
| 2021 | 3506       | 3549       | 3628        |
| 2022 | 3556       | 3616       | 3700        |
| 2023 | 3606       | 3685       | 3773        |
| 2024 | 3656       | 3754       | 3847        |
| 2025 | 3706       | 3825       | 3923        |
| 2026 | 3757       | 3898       | 4001        |
| 2027 | 3807       | 3971       | 4079        |
| 2028 | 3857       | 4047       | 4160        |
| 2029 | 3907       | 4123       | 4242        |
| 2030 | 3957       | 4201       | 4326        |
| 2031 | 4008       | 4281       | 4411        |
| 2032 | 4058       | 4362       | 4498        |
| 2033 | 4108       | 4444       | 4587        |
| 2034 | 4158       | 4528       | 4677        |
| 2035 | 4208       | 4614       | 4769        |
| 2036 | 4259       | 4701       | 4863        |
| 2037 | 4309       | 4790       | 4959        |
| 2038 | 4359       | 4881       | 5057        |
| 2039 | 4409       | 4973       | 5157        |
| 2040 | 4459       | 5067       | 5259        |
| 2041 | 4510       | 5163       | 5362        |
| 2042 | 4560       | 5260       | 5468        |
| 2043 | 4610       | 5360       | 5576        |
| 2044 | 4660       | 5461       | 5686        |
| 2045 | 4710       | 5565       | 5798        |

Fuente: El estudio.

Para poder seleccionar el método que más se ajuste de acuerdo al comportamiento del crecimiento poblacional y las características que presenta el municipio, se realizó una representación gráfica de los resultados obtenidos de cada proyección contempladas en la siguiente gráfica:

Figura 17. Comportamiento del Crecimiento Poblacional



Fuente: El estudio.

Como se puede observar en la Figura 17, la proyección realizada por medio del método exponencial tiende a aumentar con el pasar de los años, similar al comportamiento evidenciado en los censos poblacionales del DANE ajustándose más a la realidad del municipio; además el municipio presenta un apreciable desarrollo y poseen abundantes áreas de expansión; mientras que el método aritmético no cumple con las condiciones establecidas en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS en el numeral 2.4.3.4., del título B. El método geométrico posee características similares al exponencial, pero no se ajusta la situación que presenta el municipio actualmente.

## 5.5.6 ANÁLISIS DE OFERTA Y DEMANDA

El análisis de la oferta y demanda realizado al municipio El Retorno permite determinar las dotaciones requeridas de acuerdo al nivel de complejidad del sistema, para ello, se tomaron los datos de la proyección de población calculados por medio del método exponencial y de esta forma, estimar el porcentaje de pérdidas, las dotaciones neta y bruta, los coeficientes de consumo máximo diario y horario, y los caudales de diseño.

### 5.5.6.1 Dotaciones y Pérdidas

Para el cálculo de las dotaciones, se debe tener en cuenta la información establecida en el artículo 43 “Dotación neta máxima” de la Resolución 0330 de 2017, la cual indica que la dotación neta máxima por habitante debe ser calculada de

acuerdo a la altura sobre el nivel del mar en la que se encuentre el municipio; para ello, se debe tener en cuenta la información contemplada en la siguiente tabla:

Tabla 16. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida

| NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA | DOTACIÓN NETA MÁXIMA (L/HAB*DÍA) |
|----------------------------------|----------------------------------|
| >2000 msnm                       | 120                              |
| 1000 - 2000 msnm                 | 130                              |
| < 1000 msnm                      | 140                              |

Fuente: Resolución 0330 de 2017, artículo 43

Teniendo en cuenta los valores contemplados en la Tabla 16, la dotación neta máxima para cada habitante del retorno será de 140 l/hab\*día, puesto que las viviendas del área urbana se encuentran localizadas a una altura de 207 m.s.n.m. aproximadamente.

Habiendo calculado la dotación neta máxima, se puede determinar la dotación bruta como lo establece el artículo 44 de la Resolución 0330 de 2017, en donde se indica el uso de la siguiente ecuación:

$$D_{bruta} = \frac{d_{neta}}{(1 - \%p)} \quad (17)$$

En dónde;

$D_{bruta}$  = Dotación bruta (l/hab\*día).

$d_{neta}$  = Dotación neta máxima (l/hab\*día).

$\%p$  = Porcentaje de pérdidas técnicas y comerciales máximas para diseño.

Aplicando la fórmula anterior, se determina la dotación bruta de la siguiente forma:

$$D_{bruta} = \frac{140 \frac{l}{hab * día}}{(1 - 25\%)}$$

$$D_{bruta} = 186,67 \frac{l}{hab * día}$$

De esta forma se establece que la dotación bruta para el diseño de los componentes del sistema de acueducto del municipio El Retorno es de 186,67 l/hab\*día.

### 5.5.6.2 Coeficientes Máximos Diario y Horario

De acuerdo con lo establecido en el artículo 47 de la Resolución 0330 de 2017, en el Parágrafo 2, para determinar los coeficientes máximos diario y horario es necesario tener en cuenta que para las poblaciones que sean mayores o iguales a 12.500 habitantes, el valor de K1 no debe ser mayor a 1,3 y para el K2, el valor no debe ser mayor a 1,6; en cambio, para poblaciones que sean mayores a 12.500 habitantes el valor de K2 no debe ser mayor a 1,2 y para el K2, el valor no debe ser mayor a 1,5.

Teniendo en cuenta la información anterior, para la población del municipio El Retorno, los valores para los coeficientes máximos diario y horario serán los siguientes:

Tabla 17. Coeficientes Máximos Diario y Horario

| COEFICIENTE | VALOR | CAUDALES DE DISEÑO |
|-------------|-------|--------------------|
| K1          | 1,3   | QMD = Qmd*K1       |
| K2          | 1,6   | QMH = QMD*K2       |

Fuente: El estudio.

### 5.5.6.3 Demanda

Teniendo en cuenta que el objetivo principal del proyecto es realizar el diagnóstico y la propuesta de optimización para la captación del sistema de acueducto del municipio El Retorno, se deben adoptar algunas consideraciones establecidas en el artículo 40 de la Resolución 0330 de 2017, la cual establece que se deben calcular los caudales de diseño para cada uno de los componentes del sistema de acueducto de acuerdo a las variaciones diarias y horarias que se presenten.

Tabla 18. Caudales de Diseño

| COMPONENTE                   | CAUDAL DE DISEÑO  |
|------------------------------|-------------------|
| Captación fuente superficial | Hasta 2 veces QMD |
| Captación fuente subterránea | QMD               |
| Desarenador                  | QMD               |
| Aducción                     | QMD               |
| Conducción                   | QMD               |
| Tanque                       | QMD               |
| Red de Distribución          | QMH               |

Fuente: Resolución 0330 de 2017, artículo 40

Sabiendo que actualmente, el sistema de acueducto del municipio El Retorno realiza su captación en la fuente superficial Caño Grande, se determina que el caudal de

diseño para una captación de este tipo deberá ser hasta dos veces el Caudal Máximo Diario (QMD), según lo establece la resolución 0330 de 2017 en el artículo 40, párrafo 1.

Para poder calcular los caudales de diseño, se debe determinar la demanda de agua por suscriptores determinando el caudal medio diario (Qmd) utilizando la siguiente ecuación:

$$Qmd = \frac{\text{Número de habitantes} * D_{bruta}}{86.400_s} \quad (18)$$

En dónde;

Qmd = Caudal medio diario (l/s).

$D_{bruta}$  = Dotación bruta (l/hab-día).

Luego de haber calculado el caudal medio diario (Qmd), es posible calcular el caudal máximo diario (QMD) con la siguiente ecuación:

$$QMD = Qmd * K1 \quad (19)$$

En dónde;

QMD = Caudal máximo diario (l/s).

Qmd = Caudal medio diario (l/s).

K1 = Coeficiente de consumo máximo diario.

Posterior a calcular el caudal máximo diario (QMD), se procede a calcular el caudal máximo diario (QMH) empleando la siguiente ecuación:

$$QMH = QMD * K2 \quad (20)$$

En dónde;

QMH = Caudal máximo horario (l/s)

QMD = Caudal máximo diario (l/s)

K2 = Coeficiente de consumo máximo horario.

Finalmente, se procede a realizar la proyección de la demanda teniendo en cuenta el periodo de diseño de 25 años, y de esta forma cumplir con el horizonte de diseño para la estructura de captación del sistema de acueducto del municipio El Retorno.

Tabla 19. Proyección de la Demanda para el Municipio de El Retorno

| Año  | Población (Hab) | Pérdidas | Dotación Neta (l/hab*día) | Dotación bruta (l/hab*día) | Qmd (l/s) | K1  | QMD (l/s) | K2  | QMH (l/s) |
|------|-----------------|----------|---------------------------|----------------------------|-----------|-----|-----------|-----|-----------|
| 2020 | 3.558           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 7,69      | 1,3 | 9,99      | 1,6 | 15,99     |
| 2021 | 3.628           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 7,84      | 1,3 | 10,19     | 1,6 | 16,31     |
| 2022 | 3.700           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 7,99      | 1,3 | 10,39     | 1,6 | 16,63     |
| 2023 | 3.773           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 8,15      | 1,3 | 10,60     | 1,6 | 16,95     |
| 2024 | 3.847           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 8,31      | 1,3 | 10,81     | 1,6 | 17,29     |
| 2025 | 3.923           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 8,48      | 1,3 | 11,02     | 1,6 | 17,63     |
| 2026 | 4.001           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 8,64      | 1,3 | 11,24     | 1,6 | 17,98     |
| 2027 | 4.079           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 8,81      | 1,3 | 11,46     | 1,6 | 18,33     |
| 2028 | 4.160           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 8,99      | 1,3 | 11,68     | 1,6 | 18,69     |
| 2029 | 4.242           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 9,16      | 1,3 | 11,91     | 1,6 | 19,06     |
| 2030 | 4.326           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 9,35      | 1,3 | 12,15     | 1,6 | 19,44     |
| 2031 | 4.411           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 9,53      | 1,3 | 12,39     | 1,6 | 19,82     |
| 2032 | 4.498           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 9,72      | 1,3 | 12,63     | 1,6 | 20,21     |
| 2033 | 4.587           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 9,91      | 1,3 | 12,88     | 1,6 | 20,61     |
| 2034 | 4.677           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 10,10     | 1,3 | 13,14     | 1,6 | 21,02     |
| 2035 | 4.769           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 10,30     | 1,3 | 13,40     | 1,6 | 21,43     |
| 2036 | 4.863           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 10,51     | 1,3 | 13,66     | 1,6 | 21,86     |
| 2037 | 4.959           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 10,71     | 1,3 | 13,93     | 1,6 | 22,29     |
| 2038 | 5.057           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 10,93     | 1,3 | 14,20     | 1,6 | 22,73     |
| 2039 | 5.157           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 11,14     | 1,3 | 14,48     | 1,6 | 23,17     |
| 2040 | 5.259           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 11,36     | 1,3 | 14,77     | 1,6 | 23,63     |
| 2041 | 5.362           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 11,59     | 1,3 | 15,06     | 1,6 | 24,10     |
| 2042 | 5.468           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 11,81     | 1,3 | 15,36     | 1,6 | 24,57     |
| 2043 | 5.576           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 12,05     | 1,3 | 15,66     | 1,6 | 25,06     |
| 2044 | 5.686           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 12,28     | 1,3 | 15,97     | 1,6 | 25,55     |
| 2045 | 5.798           | 25%      | 140                       | 186,67                     | 12,53     | 1,3 | 16,28     | 1,6 | 26,05     |

Fuente: El estudio.

Luego de realizar el cálculo de los caudales de diseño para el periodo de 25 años, se determina la capacidad requerida del componente de captación utilizando el caudal máximo diario (QMD) como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 20. Capacidad del Componente de Captación para el Acueducto del municipio El Retorno

| AÑO  | Q. CAPTACIÓN L/S. (2*QMD) |
|------|---------------------------|
| 2020 | 19,98                     |
| 2021 | 20,38                     |
| 2022 | 20,78                     |
| 2023 | 21,2                      |
| 2024 | 21,62                     |
| 2025 | 22,04                     |
| 2026 | 22,48                     |
| 2027 | 22,92                     |
| 2028 | 23,36                     |
| 2029 | 23,82                     |
| 2030 | 24,3                      |
| 2031 | 24,78                     |



| AÑO  | Q. CAPTACIÓN L/S. (2*QMD) |
|------|---------------------------|
| 2032 | 25,26                     |
| 2033 | 25,76                     |
| 2034 | 26,28                     |
| 2035 | 26,80                     |
| 2036 | 27,32                     |
| 2037 | 27,86                     |
| 2038 | 28,40                     |
| 2039 | 28,96                     |
| 2040 | 29,54                     |
| 2041 | 30,12                     |
| 2042 | 30,72                     |
| 2043 | 31,32                     |
| 2044 | 31,94                     |
| 2045 | 32,56                     |

Fuente: El estudio.

### 5.5.7 CAPACIDAD INSTALADA Y REQUERIDA

Una vez definidos los caudales para el sistema de abastecimiento del municipio El Retorno, teniendo en cuenta los requerimientos actuales y futuros de la población, se hace la comparación de la capacidad instalada y requerida para el componente de captación y línea de aducción, con el fin de identificar las deficiencias y así mismo elaborar las recomendaciones desde el punto de vista hidráulico.

La capacidad instalada se determina por medio de la evaluación hidráulica realizada a las estructuras existentes del acueducto municipal del municipio El Retorno, y para la capacidad requerida, se determina por medio de la demanda hídrica de la población para el periodo de diseño; con esto, se obtiene como resultado los caudales de diseño para los componentes mencionados anteriormente y de esta forma definir si la estructura actual cuenta con la capacidad suficiente para prestar el servicio durante el periodo de diseño.

Para evaluar los componentes de captación y línea de aducción, se tuvo en cuenta lo establecido en los artículos 47, 55 y 56 de la Resolución 0330 de 2017.

Tabla 21. Capacidad Instalada y Requerida para la Captación

| COMPONENTE | REQUISITOS DE DISEÑO - RAS                  | CAPACIDAD INSTALADA | CAPACIDAD REQUERIDA   | CUMPLE RESOLUCIÓN 0330 DE 2017 |    |
|------------|---|---------------------|---|--------------------------------|----|
|            |   |                     |   | SI                             | NO |
| Bocatoma   | Q diseño = 2*QMD Art. 47. Res. 0330 de 2017 | Q = 25 l/s          | Hasta 2 veces QMD<br>Q <sub>máx</sub> = 32,56 l/s<br>Q <sub>mín</sub> = 16,28 l/s | x                              |    |

Fuente: El estudio.

El sistema de acueducto del municipio El Retorno cuenta con un sistema de captación por bombeo ubicado en una estación sobre una barcaza flotante en la fuente superficial denominada Caño Grande; teniendo en cuenta lo anterior, se establece el caudal de diseño para la captación como lo establece el artículo 47 “Caudales de Diseño” en la Resolución 0330 de 2017, la cual estipula que debe ser hasta 2 veces el caudal de diseño (QMD); para lo cual se obtuvo un caudal máximo diario de 16.28 l/s, para lo cual se concluye que el sistema de captación y bombeo actual cumple con las necesidades técnicas al horizonte de diseño, no obstante, el componente presenta falencias en su estructura, conjuntamente a los altos costos operativos que superan los ingresos obtenidos por el prestador.

Tabla 22. Capacidad Instalada y Requerida para la Línea de Aducción

| COMPONENTE        | REQUISITOS DE DISEÑO – RAS  | CAPACIDAD INSTALADA   | CAPACIDAD REQUERIDA | CUMPLE RESOLUCIÓN 0330 DE 2017 |    |
|-------------------|---|---|---------------------|--------------------------------|----|
|                   |   |   |                     | SI                             | NO |
| Línea de Aducción | Q diseño = QMD<br>Art. 47 Res. 0330 de 2017<br>Art. 40 Res. 0330 de 2017<br>Art. 56 Res. 0330 de 2017<br>Vel. Mín. = 0.5 m/s<br>Sub Presión > 10 m.c.a.<br>Presión Din. Mín. = 5 m.c.a. | Q = 25 l/s<br><br>V Mín = 0.5 m/s<br><br>Sub Presión > 10 m.c.a.<br><br>Presión Din. Mín = 5 m.c.a. | Q = 16.28 l/s       | x                              |    |

Fuente: El estudio.

Actualmente, el sistema de acueducto del municipio El Retorno cuenta con una línea de aducción/impulsión la cual se encuentra conectada a una estación de bombeo ubicada sobre una barcaza flotante, teniendo en cuenta lo anterior, se establece un caudal de diseño para la línea de aducción como lo establece el artículo 47 “Caudales de Diseño” en la Resolución 0330 de 2017, la cual estipula que debe ser el caudal de diseño proyectado (QMD), también se considera que la velocidad mínima que debe manejar la tubería debe ser de 0.5 m/s, la onda de sub presión no debe ser menor a 10 m.c.a. y la presión dinámica mínima que se debe manejar será de 5 m.c.a.; todo esto según lo indicado en el artículo 56 de la Resolución 0330 de 2017 “Aducción y Conducción”.

Según la modelación que se realizó sobre el sistema de bombeo y la línea de aducción, se define que estos componentes sí cumplen con los parámetros

establecidos en la Resolución 0330 de 2017 para el sistema actual, sin embargo, para el periodo de diseño de 25 años, no se garantiza que la tubería cumpla con estas condiciones, dado que las presencias de fisuras y conexiones artesanales en pésimas condiciones, fomenta el crecimiento de las pérdidas de agua; por tanto se concluye que, si bien, desde el área técnica la estructura cumple con las condiciones teóricas de diseño, esta operacionalmente no satisface las condiciones teóricas, entregando a la planta de tratamiento menores caudales.

Teniendo en cuenta que el funcionamiento del sistema de bombeo genera altos costos operacionales en cuanto al consumo de energía eléctrico, por ello, se prevé que los gastos en cuanto a su funcionamiento incrementarán con el pasar de los años. Para ello, es necesario establecer una propuesta técnica que permita el abastecimiento del servicio de agua potable al horizonte de diseño; con el fin de establecer las medidas para la optimización, acorde a las directrices de la resolución 330 de 2017, en la cual estipula en su artículo 14. La necesidad de realizar un análisis de alternativas, que permita establecer una propuesta con costos operativos menores.

## 6 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

### 6.1 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Los análisis realizados por medio de modelos hidrológicos han generado grandes avances para los estudios de las fuentes superficiales y cuencas hidrográficas, para ello, se han utilizado herramientas de modelación matemática “software” permitiendo generar información nueva y posteriormente conocer el comportamiento de los cuerpos de agua, y de esta manera determinar las características hidrológicas de la fuente, y así mismo evaluar su cumplimiento con la normatividad vigente.<sup>44</sup>

El desarrollo de modelos para la simulación del proceso de precipitación-escorrentía se realiza por medio de métodos hidrometeorológicos utilizando datos pluviométricos obtenidos de las estaciones meteorológicas cercanas a la zona de estudio. Estos modelos pueden ser para balance continuo humedad de manera conceptual, en algunos casos también pueden ser discretos los cuales consideran solamente una porción de la precipitación que ocasionar la escorrentía superficial. Este método posee dos grandes fases, las cuales son: determinación de los parámetros hidrológicos para el modelo, los cuales son derivados del estudio realizado de las precipitaciones y las características totales de la cuenca; y la simulación teniendo en cuenta unas condiciones previamente determinadas de precipitación para la generación de los resultados de diseño.<sup>45</sup>

América Latina y el Caribe se caracterizan por ser regiones con abundantes zonas ricas en recursos hídricos, sin embargo, presentan problemas de contaminación y ubicación espacial y temporal de las zonas hídricas. No obstante, a pesar de contar con grandes reservas, la disponibilidad de estas se ha visto alterada debido a los fenómenos meteorológicos ocasionados por la variabilidad climática, generando consecuencias en el suministro de esta, ya sea por inundaciones, sequía u otro fenómeno climático. Uno de los factores determinantes que genera mayor presión sobre el recurso hídrico, es sin duda, el aumento de la población y consecuentemente la urbanización, destacándose más que todo en las zonas urbanas. Estas problemáticas generan dificultades a la hora de seleccionar una fuente de abastecimiento necesario para el sistema de acueducto que abastezca a una población, por ende, en algunas ocasiones se opta por utilizar diversas metodologías para captar el agua, utilizando estaciones de bombeo, embalses, pozos subterráneos, entre otros.<sup>46</sup>

---

<sup>44</sup> FONTALVO, José. RAMOS, Alfredo. “Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del río Frío, Municipios de Ciénaga y Zona Bananera, Departamento del Magdalena”. Revista Logos, Ciencia & Tecnología. 2017. 26 páginas. Pág. 156-178.

<sup>45</sup> DIEZ, Andrés. PEDRAZA, Javier. “Geomorfología e Hidrología Fluvial del río Alberche: Modelos y S.I.G. para la Gestión de Riberas”. Universidad Complutense de Madrid. 2006. 612 páginas. Pág. 268,

<sup>46</sup> ÁVILA, Humberto. TUESCA, Rafael. “Fuentes de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano: Análisis de Tendencias de Variables para Consolidar Mapas de Riesgo, el Caso de los Municipios Ribereños del Departamento del Atlántico”.

El municipio el Retorno se localiza en la zona baja de la cuenca de la fuente Caño Grande, en donde predominan las pendientes bajas, zonas de llanura; con drenajes que son muy dinámicos; así mismo la disposición del recurso hídrico para sistemas de abastecimiento por gravedad se ve limitado técnicamente; puntualmente en el municipio objeto del estudio no se presentan drenajes cercanos que mantengan una oferta hídrica constante y que se localicen en cotas superiores a las que se localiza el municipio para favorecer los sistemas a gravedad. Si se hace un análisis de los sistemas de abastecimiento de agua de la región predominan los sistemas de bombeo de fuentes subterráneas y/o superficiales; en pocos casos sistemas a gravedad con estructuras retenedoras de caudal como son los embalses, que permiten garantizar un volumen mínimo para los periodos de estiaje.

Teniendo en cuenta las consideraciones establecidas en la Resolución 0330 de 2017, por la cual se adopta el “*Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS*”, según lo establecido en el Artículo 48 “*Requisitos hidrológicos para la selección de la fuente superficial*”, se debe tener en cuenta los siguientes requisitos considerando la existencia de dicha información:

- Se debe realizar un análisis para determinar la precipitación en la zona de estudio, la escorrentía superficial, la evaporación y evapotranspiración, infiltración, dirección de los vientos, intensidad, caudales y niveles; además es necesario realizar análisis de la intensidad de temperaturas ambiente máximas, medias y mínimas mensuales.
- Para obtener información de mejor calidad y mayor precisión, es necesario utilizar la información cuyos datos sean lo más recientes posibles contenidos en la red hidrometeorológica nacional, del lugar de captación y propia de la cuenca, llevando el siguiente orden de acuerdo a la prioridad de tipo de serie:
  - a. Instantánea
  - b. Diaria
  - c. Mensual
  - d. Anual

Es de suma importancia que la longitud de cada serie sea como mínimo de 10 años con el fin de no afectar los resultados de los análisis.

- Se debe realizar el análisis exhaustivo de la calidad de información con la que se va a realizar el estudio, ajustes y complemento de datos y distribuciones probabilísticas.
- Se deben tener en cuenta los lineamientos básicos contemplados en las Comunicaciones Nacionales sobre Cambio Climático desarrolladas por el IDEAM.
- Realización de los modelos de lluvia-escorrentía y las curvas de duración de

caudales.

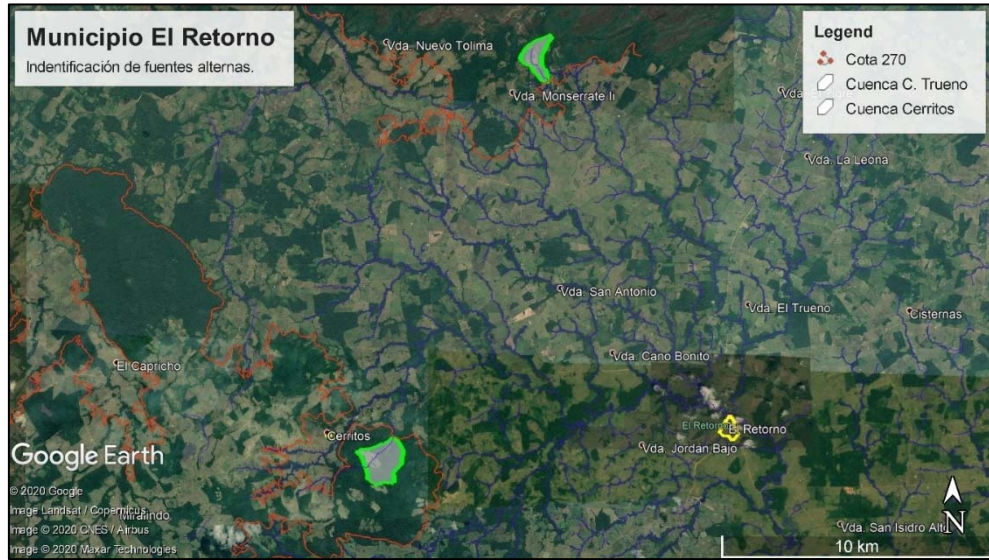
- Obtención de la información batimétrica del lugar de la toma de muestra.

Sin embargo, en muchas zonas del país y en especial la zona rurales con mayor dificultad para el acceso no se encuentren datos para la realización de los análisis mencionados anteriormente, es necesario emplear el uso de métodos alternos que faciliten y permitan llevar a cabo los cálculos para las estimaciones hidrológicas haciendo uso de técnicas como la comparación de datos de cuencas con características similares y/o estudios de modelación hidrológica para la generación de series artificiales de los caudales, entre otras.

El análisis hidrológico parte de la identificación de fuentes hídricas por medio de cartografía básica generada a partir de la obtención de imágenes satelitales debido a que no existe cartografía en el Instituto Geográfico Agustín Codazzi – IGAC, con escalas que permitan realizar un estudio detallado; resaltando aquellas que posean áreas de drenaje mayores y con buenas coberturas vegetales, además de identificar puntos potenciales para realizar la estructura de captación, limitando la selección de una posible fuente hídrica que cuente con una área de drenaje lo bastante extensa para ofrecer un caudal suficiente para el horizonte de diseño y que se localice por encima de la cota de la Planta de tratamiento del municipio de El Retorno.

De acuerdo con lo anterior, se realizó un análisis de las posibles fuentes que se localizarán por encima o la cota 270 msnm, teniendo una diferencia de niveles alrededor de 40.0m lo cual permite tener holgura para evaluar una fuente por gravedad, dado tendrán mayor energía potencial. Se identificaron una (1) fuente en la cuenca alta de Caño Bonito en el sector conocido como Cerritos y una (1) fuente en la cuenca alta de Caño Trueno localizada en la vereda Monserrate del Municipio de San José del Guaviare, para el ejercicio de identificación se utilizó la información cartográfica hidrográfica básica del POMCA CAÑO GRANDE y se estableció la cota a partir de modelos digitales de elevación y con estos se localizaron las fuentes con mayor áreas de drenajes y más próximas al municipio (Ver Figura 18).

Figura 18. Identificación Preliminar de Fuentes Alternas



Fuente: El Estudio, Imagen Satelital Google Earth, 2019.

Una vez localizadas las fuentes, se realizó una inspección visual de la zona controlando las cotas haciendo uso de un GPS eTrex 22x, en donde se logró determinar que solo dos (2) fuentes del sector Cerritos y dos (2) fuentes en la vereda Monserrate del Municipio de San José del Guaviare cuentan con potencial para abastecer el casco urbano del Municipio El Retorno. En donde se realizaron aforos por el método de estimación aproximada por flotadores, en donde se obtuvieron caudales de 84 l/s y 141 l/s respectivamente. En la Figura 19 se presenta la localización de las fuentes hídricas visitadas con su respectivo dato de caudal medido en el momento de la visita.

Figura 19. Fuentes de Abastecimiento Preseleccionadas

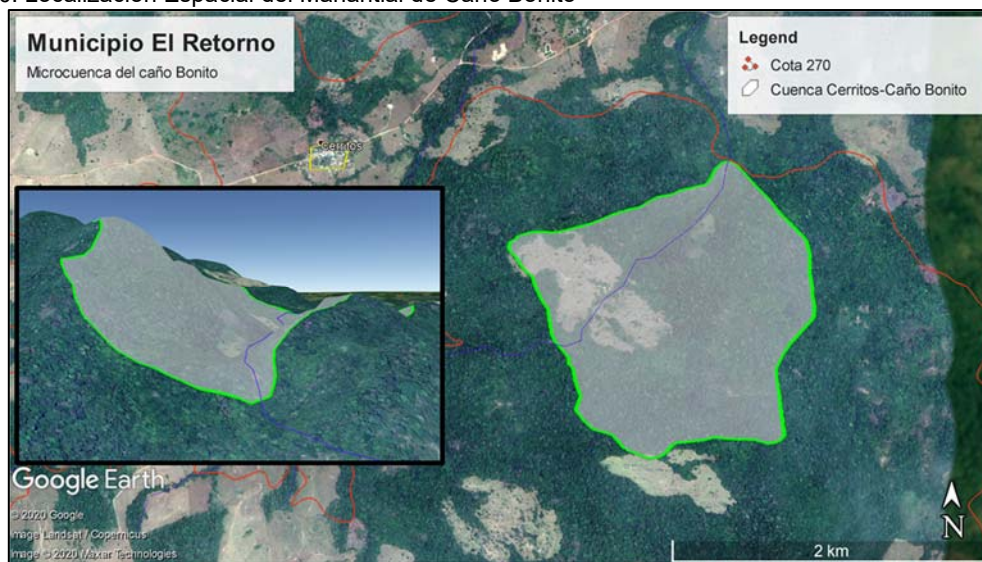


Fuente: Los autores.

### 6.1.1 MANANTIAL DE CAÑO BONITO -ALTERNATIVA NO 1

El manantial de Caño Bonito se localiza al occidente del casco urbano del municipio El Retorno, próximo a la localidad de Cerritos en el Departamento de Guaviare, el punto de toma proyectado se encuentra a una distancia aproximada de 14 km, ubicado espacialmente sobre las coordenadas geográficas 2°19'43.07"N y 72°44'22.62"W. Su cuenca hidrográfica está caracterizada por una baja intervención antrópica, con usos de suelo para la ganadería extensiva; según la evaluación de aprovechamiento del recurso y conservación de la fuente, la expreso que esta fuente conserva su flujo de agua constante durante la época de estiaje.

Figura 20. Localización Espacial del Manantial de Caño Bonito



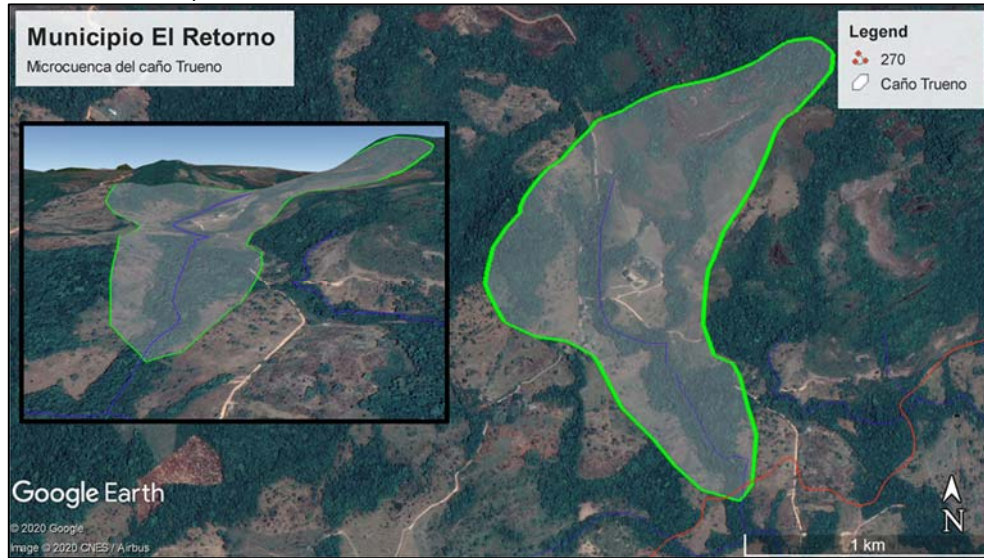
Fuente: El estudio, Imagen Satelital Google Earth, 2019

### 6.1.2 MANANTIAL DE CAÑO TRUENO – ALTERNATIVA NO 2

El manantial identificado como Caño Trueno se localiza al noroccidente del casco urbano del municipio El Retorno, sobre la vereda Monserrate en jurisdicción del Municipio de San José del Guaviare, el punto de toma proyectado se encuentra a una distancia aproximada de 16 km, ubicado espacialmente sobre las coordenadas geográficas 2°26'44.34"N y 72°41'19.84"W. En el recorrido sobre la cuenta se detalla un hidrográfica está caracterizada por una intervención antrópica moderada, en los usos de suelo predomina el sector agropecuario genera un alto impacto sobre la cobertura natural de la cuenca; no obstante, según la evaluación social de la zona, la comunidad expresó que la fuente conserva su escorrentía durante la época de estiaje. En la Figura 21 se presenta la localización de la fuente y visualización de la cuenca.



Figura 21. Localización Espacial del Manantial de Caño Trueno

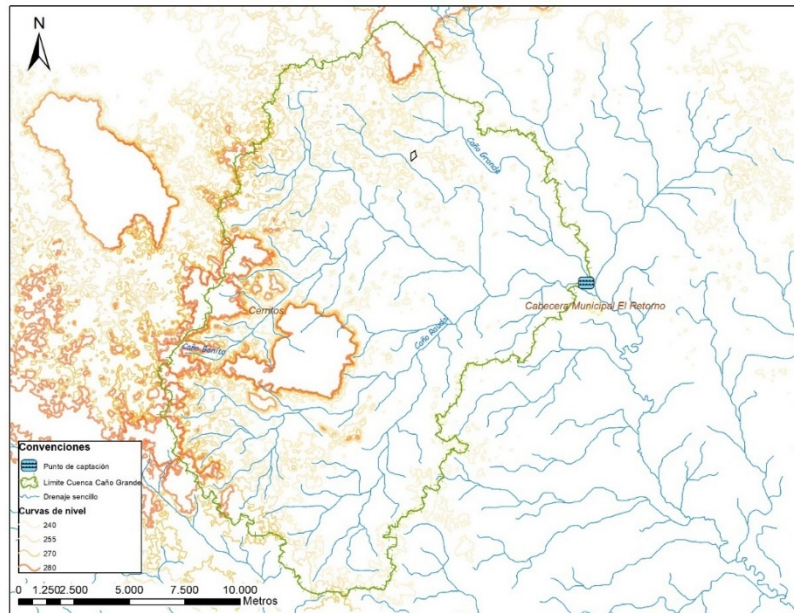


Fuente: El estudio, Imagen Satelital Google Earth, 2019.

### 6.1.3 CAÑO GRANDE - ALTERNATIVA NO 3

El presente numeral tiene por objeto describir los aspectos hidrográficos, de la cuenca del Caño Grande hasta el punto de captación actual para el acueducto municipal. A continuación, ilustra en la Figura 22 el mapa hidrográfico de la cuenca de Caño Grande, indicando el límite de la misma hasta el punto de captación actual.

Figura 22. Hidrografía de la Cuenca de Caño Grande



Fuente: El estudio.

La cuenca de Caño Grande está conformada por múltiples caños unos de tipo temporal generados en el período de invierno y otros de tipo permanente los cuales nacen en los bosques bajos y abiertos, entre los principales se encuentran: Caño Bonito, Caño Trueno, Caño Platanales, Caño Mico y Caño Flor<sup>47</sup>. Esta cuenca presenta un patrón de drenaje dendrítico formando corrientes principales con sus afluentes primarios y secundarios uniéndose libremente en todas direcciones, en algunos casos también se observan algunos drenajes individuales.

La cuenca de Caño Grande de acuerdo a la clasificación nacional es de orden cuatro, ya que es un tributario del Río Inírida, el cual es afluente del Guaviare, este a su vez es afluente del Atabapo, para finalmente terminar en el Orinoco.

La cuenca de Caño Grande tiene un área significativa dentro del Departamento y reviste gran importancia por ser fuente abastecedora del acueducto del municipio El Retorno, surte de agua para consumo humano y para uso agropecuario un buen sector de su población rural; su cauce principal y sus afluentes son utilizados como vía de transporte.

Conforme a la información base del POMCA de Caño Grande y del análisis realizado con imágenes satelitales y modelos digitales de elevación, se concluye que la cuenca analizada cuenta con un número total de cauces de 72 que a su vez suman una longitud total de 253 km, divididos en diferentes afluentes, siendo Caño Bonito (24,2 km), caño Raudal (17,8 km) y Caño Grande (16,7 km) las principales corrientes de la cuenca.

#### **6.1.4 HIDROGRAFÍA Y MORFOMETRÍA DE LAS CUENCAS**

A continuación se detallaran los aspectos hidrográficos, climatológicos e hidrológicos de la microcuenca aferente al manantial de Caño Trueno así como del área aferente al manantial de Caño Bonito hasta un punto de captación proyectado para abastecimientos de la Planta de tratamiento en el casco urbano del Municipio El Retorno, utilizando como base la cartografía generada a partir de imágenes capturadas por el satélite ALOS PALSAR, así como la información meteorológica registrada en las estaciones del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM y que se encuentran localizadas en el Departamento del Guaviare y/o áreas circundantes y limítrofes del Departamento. Para la delimitación de las cuencas objeto de estudio, se utilizaron las herramientas SIG, con base a la información secundaria encontrada en el modelo digital de elevación (DEM) se define como una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de la altitud de la superficie del terreno.

En donde se calculó el mapa de flujo acumulado a partir del mapa de dirección de flujos el cual se realiza a partir del DEM, una vez identificados los drenajes de la

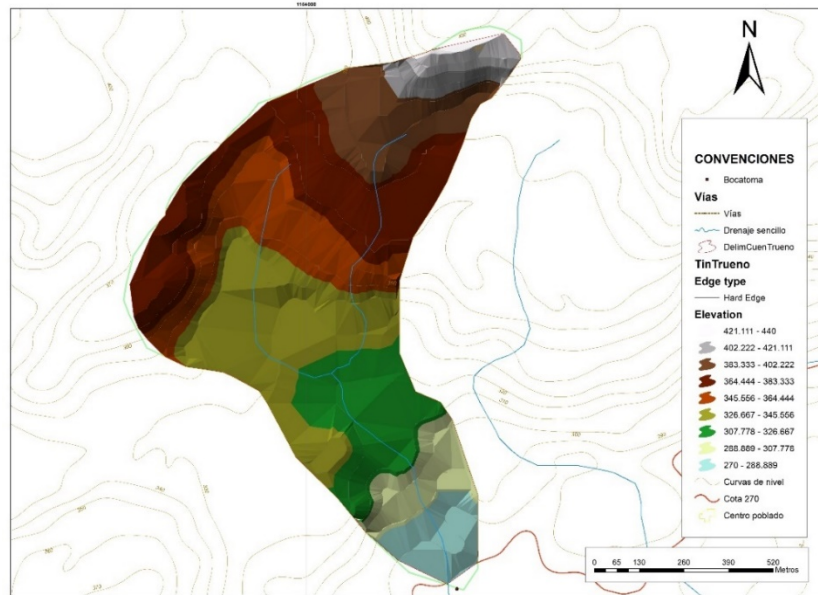
---

<sup>47</sup> CDA, POMCA Caño Grande, 2011

cuenca, se localiza el punto de salida de la microcuenca, para el caso el punto proyectado de la bocatoma y desde ahí se establece la divisoria de aguas con las herramientas del software de SIG.

Para tal fin, a continuación, se describe la morfometría y morfología de las cuencas hidrográficas objeto del presente estudio, presentando en la Figura 23 el modelo de elevación digital de la microcuenca del manantial de Caño Trueno.

Figura 23. Modelo de Elevación Digital del Manantial de Caño Trueno

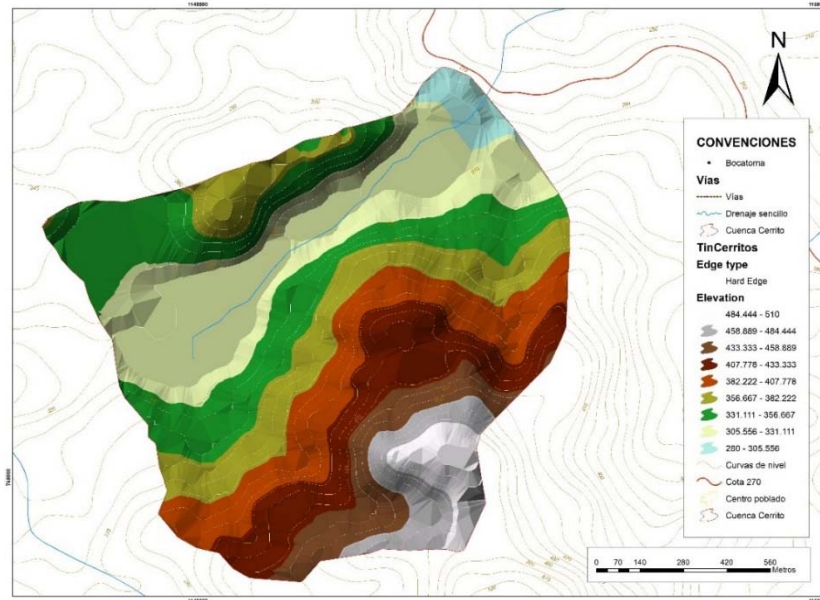


Fuente: El estudio.

La microcuenca de la Figura 23 tiene una altura máxima de 440 msnm y una mínima de 270 msnm, justamente donde se proyecta una estructura de captación, con una longitud axial de 1.798m, lo que representa una pendiente general de 9.45%, clasificada como una cuenca con un relieve ligeramente ondulado.

Por otra parte, en la Figura 24 se presenta el modelo de elevación digital de la superficie que corresponde a la microcuenca del manantial de la cuenca alta de Caño Bonito ubicado en el sector de Cerritos de la zona rural del Municipio El Retorno.

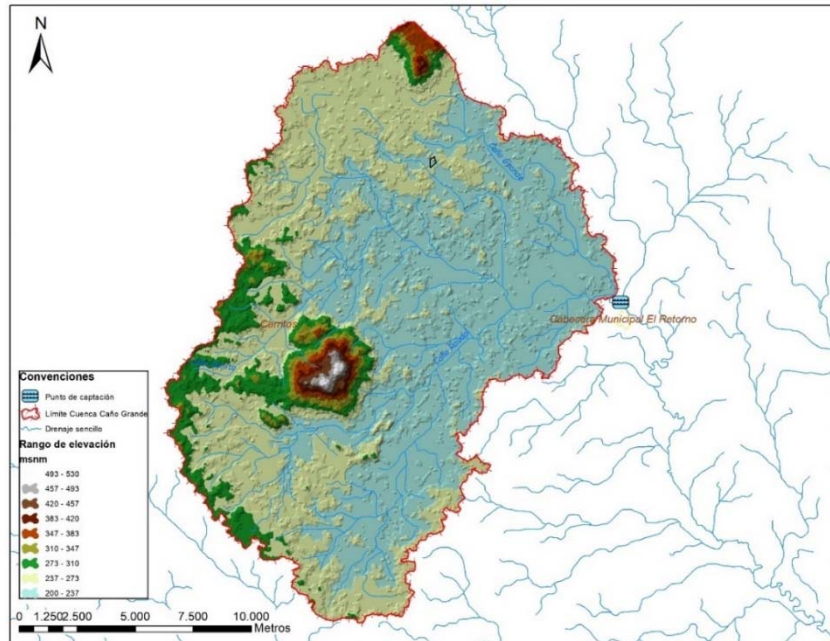
Figura 24. Modelo de Elevación Digital del Manantial de Caño Bonito



Fuente: El estudio.

La microcuenca de la Figura 24 tiene una altura máxima de 510 msnm y una mínima de 280 msnm, justamente donde se proyecta una estructura de captación, con una longitud axial de 1.794 m, lo que representa una pendiente general de 12.82%, clasificada como una cuenca con un relieve ondulado.

Figura 25. Superficie de la Cuenca de Caño Grande



Fuente: El estudio.

En la Figura 25 se hace una representación de la superficie de la cuenca Caño Grande, donde se puede observar una altura máxima de 530 msnm y una mínima de 200 msnm, justamente donde se localiza la barcaza de captación del sistema de acueducto, con una longitud axial de 19.400 m, lo que representa una pendiente general de 2%, clasificada como una cuenca con un relieve plano.

#### 6.1.4.1 Parámetros de la Forma

En primer lugar, se presentan los parámetros que caracterizan la forma de la cuenca, los cuales se pueden relacionar con diferentes situaciones que se pueden presentar, como es el caso de crecientes súbitas, duración de las mismas, entre otras situaciones que ocasionalmente se asocian a las características de las cuencas. En la Tabla 23 se presentan los parámetros morfométricos básicos de la microcuenca correspondiente a la zona alta del Caño Trueno y en la Tabla 24 se presentan los parámetros de la microcuenca de la zona alta (sector cerritos) de Caño Bonito y en la Tabla 25 se ilustran los parámetros de la cuenca Caño grande, hasta el punto de captación.

Tabla 23. Parámetros Básicos – Manantial de Caño Trueno

|   |                      |
|---|----------------------|
| <b>Área de una cuenca (A):</b>                      | 0,93 km <sup>2</sup> |
| <b>Perímetro de la cuenca (P):</b>                  | 4,69 km              |
| <b>Longitud axial (La):</b>                         | 1,79 km              |
| <b>Longitud del Cauce Principal (L<sub>p</sub>)</b> | 1,0 km               |
| <b>Cota Inicial Cauce Principal</b>                 | 366 m.s.n.m.         |
| <b>Cota Final Cauce Principal</b>                   | 270 m.s.n.m.         |
| <b>Diferencia de alturas del Cauce Principal</b>    | 0,09 km              |
| <b>Cota Máxima de la Cuenca</b>                     | 440 m.s.n.m.         |
| <b>Cota Mínima de la Cuenca</b>                     | 270 m.s.n.m.         |
| <b>Diferencia de alturas de la cuenca</b>           | 0,170 km             |

Fuente: El estudio.

Tabla 24. Parámetros Básicos – Manantial de Caño Bonito

|   |                      |
|---|----------------------|
| <b>Área de una cuenca (A):</b>                      | 1,80 km <sup>2</sup> |
| <b>Perímetro de la cuenca (P):</b>                  | 5,54 km              |
| <b>Longitud axial (La):</b>                         | 1,79 km              |
| <b>Longitud del Cauce Principal (L<sub>p</sub>)</b> | 1,1 km               |
| <b>Cota Inicial Cauce Principal</b>                 | 340 m.s.n.m.         |
| <b>Cota Final Cauce Principal</b>                   | 280 m.s.n.m.         |
| <b>Diferencia de alturas del Cauce Principal</b>    | 0,06 km              |

|   |              |
|---|--------------|
| <b>Cota Máxima de la Cuenca</b>           | 510 m.s.n.m. |
| <b>Cota Mínima de la Cuenca</b>           | 280 m.s.n.m. |
| <b>Diferencia de alturas de la cuenca</b> | 0,230 km     |

Fuente: El estudio.

Tabla 25. Parámetros Básicos – Caño Grande

|  |                       |
|--|-----------------------|
| <b>Área de una cuenca (A):</b>                   | 289,4 km <sup>2</sup> |
| <b>Perímetro de la cuenca (P):</b>               | 101 km                |
| <b>Longitud axial (La):</b>                      | 19,2 km               |
| <b>Longitud del Cauce Principal (Lp)</b>         | 24,2 km               |
| <b>Cota Inicial Cauce Principal</b>              | 285 m.s.n.m.          |
| <b>Cota Final Cauce Principal</b>                | 209 m.s.n.m.          |
| <b>Diferencia de alturas del Cauce Principal</b> | 0,08 km               |
| <b>Cota Máxima de la Cuenca</b>                  | 530 m.s.n.m.          |
| <b>Cota Mínima de la Cuenca</b>                  | 200 m.s.n.m.          |
| <b>Diferencia de alturas de la cuenca</b>        | 0,33 km               |

Fuente: El estudio.

A partir de los datos presentados en la tabla anterior, se procede a calcular los parámetros que nos definen la forma de la cuenca, entre ellos están el factor de forma de Horton (HF) y el coeficiente de compacidad o de Gravelius (K).

- **Factor de Forma (HF)**

Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca se mide cuando se sigue el curso del agua más largo de la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca.

$$F = \frac{A}{(La)^2} \quad (21)$$

Dónde:

A: Área de drenaje (Km<sup>2</sup>).

La: Longitud axial de la cuenca (Km).

Tabla 26. Forma de las Cuencas

| <b>CUENCA</b>         | <b>ÁREA (A)</b>      | <b>LONGITUD AXIAL (LA)</b> | <b>FACTOR DE FORMA (F)</b> |
|-----------------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Manantial Caño Trueno | 0,93 km <sup>2</sup> | 1,79 km                    | 0,29                       |

| CUENCA                | ÁREA (A)             | LONGITUD AXIAL (LA) | FACTOR DE FORMA (F) |
|-----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| Manantial Caño Bonito | 1,80 km <sup>2</sup> | 1,79 km             | 0,56                |
| Caño Grande           | 289 km <sup>2</sup>  | 19,2 km             | 0,785               |

Fuente: El estudio.

El factor de forma es un tipo de variable la cual intenta evaluar el estiramiento de una cuenca, este factor fue principalmente introducido por Magette en 1976<sup>48</sup>, dicho valor no posee unidades de medida, o sea, es adimensional, permitiendo identificar la forma actual de la cuenca, puede llegarse a utilizar cualquiera de los tres tipos de longitudes estipuladas como longitud de dicha cuenca. Si se iguala la longitud que posee la cuenca al diámetro (D) del círculo al cual se encuentra asociado, entonces una cuenca circular podrá tener un factor de forma igual a  $\pi/4$ , sin embargo, si en lugar de ello, la cuenca fuera totalmente cuadrada, el factor de forma tendría un valor igual a 1.

De acuerdo con lo anterior, se han definido los siguientes rangos para la clasificación de la forma de la cuenca.

Tabla 27. Clasificación de la Forma de la Cuenca

| VALORES APROXIMADOS | FORMA DE LA CUENCA         |
|---------------------|----------------------------|
| < 0.22              | Muy alargada               |
| 0.22 - 0.30         | Alargada                   |
| 0.30 - 0.37         | Ligeramente alargada       |
| 0.37 - 0.45         | Ni alargada, ni ensanchada |
| 0.45 - 0.60         | Ligeramente ensanchada     |
| 0.60 - 0.80         | Ensanchada                 |
| 0.80 - 1.20         | Muy ensanchada             |
| >1.200              | Rodeando el Desagüe        |

Fuente: Fundamentos del Ciclo Hidrológico, José Pérez, 1978.

Teniendo en cuenta el valor obtenido del Factor de Forma, la microcuenca de la zona alta de Caño Trueno presenta una forma alargada, por su parte la otra cuenca Caño Bonito presenta una forma ligeramente ensanchada y la cuenca de Caño Grande presenta una forma ensanchada; tal y como se observa en las figuras presentadas anteriormente.

<sup>48</sup> MALAXECHEBARRÍA, Álvaro. RÓDRIGUEZ, Yorlenny. HOYOS, Laura. "Propuesta Metodológica de Priorización de Áreas para Conservación de Cuencas. Validación en Río Caquinal, Fômeque, Cundinamarca, Colombia". En: Revista de Investigación Agraria y Ambiental. Junio, 2015. Vol. 6. No. 1., p.205.

- **Coeficiente de Compacidad (K)**

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la de la cuenca. Como el coeficiente de compacidad es la relación entre el perímetro y perímetro equivalente, este se puede trabajar como:

$$K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (22)$$

Dónde:

P: Perímetro de la cuenca (Km).

A: Área de drenaje de la cuenca (Km<sup>2</sup>).

Tabla 28. Coeficiente de compacidad

| CUENCA                | ÁREA (A)             | PERÍMETRO (P) | COEFICIENTE DE COMPACIDAD (K) |
|-----------------------|----------------------|---------------|-------------------------------|
| Manantial Caño Trueno | 0,93 km <sup>2</sup> | 4,69 km       | 1,36                          |
| Manantial Caño Bonito | 1,80 km <sup>2</sup> | 5,54 km       | 1,15                          |
| Caño Grande           | 289 km <sup>2</sup>  | 101 km        | 1,66                          |

Fuente: El estudio.

**Clase Kc1:** Rango entre 1 y 1.25. Corresponde a forma redonda a oval redonda.

**Clase Kc2:** Rango entre 1.25 y 1.5. Corresponde a forma oval redonda a oval oblonga.

**Clase Kc3:** Rango entre 1.5 y 1.75. Corresponde a forma oval oblonga a rectangular oblonga.

**Clase Kc4:** Rango mayor a 1.75. Corresponde a forma rectangular oblonga.

La forma de la microcuenca del Caño Trueno pertenece a la clase Kc2, la cual corresponde a forma oval redonda a oval oblonga; por otra parte, la microcuenca del Caño Bonito pertenece a la clase Kc1, Corresponde a forma oval redonda a oval oblonga y cuenca Caño Grande del presente estudio pertenece a la clase Kc3, la cual corresponde a una forma oblonga a rectangular oblonga.

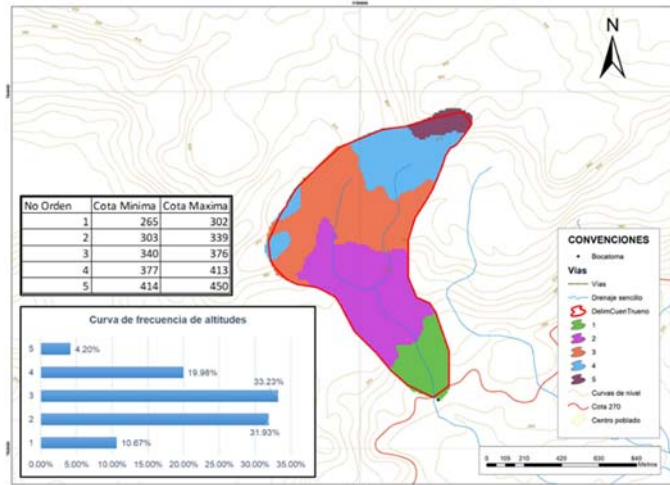
#### 6.1.4.2 *Parámetros del Relieve*

El relieve ejerce una gran influencia sobre el tipo de escorrentía de una cuenca, en



el caso de relieves montañosos que presentan altas pendientes propician un menor tiempo de concentración, sinónimos de crecientes súbitas y susceptibles eventos fluviotorrenciales, movimientos en masa, entre otros; por el contrario, una cuenca con un relieve plano cuenta con un tiempo de concentración mucho mayor. Los parámetros más utilizados para la caracterización del relieve son: la pendiente media de la cuenca, pendiente media del cauce principal, el análisis hipsométrico y el histograma de frecuencia de altitudes.

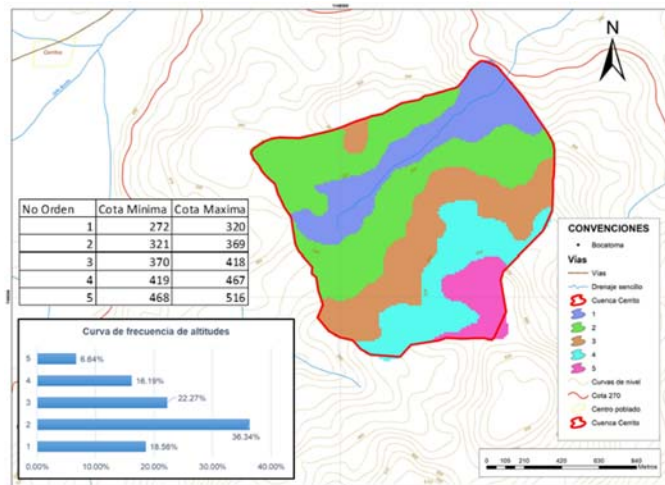
Figura 26. Frecuencia de Altitudes en la Microcuenca del Manantial del Caño Trueno



Fuente: El estudio.

La frecuencia de altitudes indica que la mayor concentración de área se encuentra en el rango altitudinal de los 340 y 376 msnm con un 33,23% de la superficie total.

Figura 27. Frecuencia de Altitudes en la Microcuenca del Manantial del Caño Bonito



Fuente: El estudio.

La frecuencia de altitudes indica que la mayor concentración de área se encuentra en el rango altitudinal de los 321 y 369 msnm con un 36,34% de la superficie total.

Con respecto a la curva hipsométrica, en la Figura 28 y Figura 29 se presenta la gráfica para las dos microcuencas objeto del presente estudio, indican una curva que se relaciona con una cuenca en fase de maduración (cuenca sedimentaria), en relación a morfometrías con gran potencial de sedimentación.

Figura 28. Curva Hipsométrica Manantial Caño Trueno

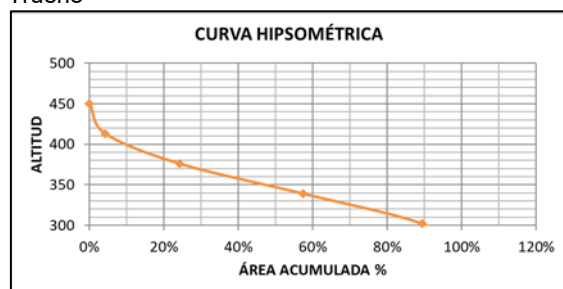
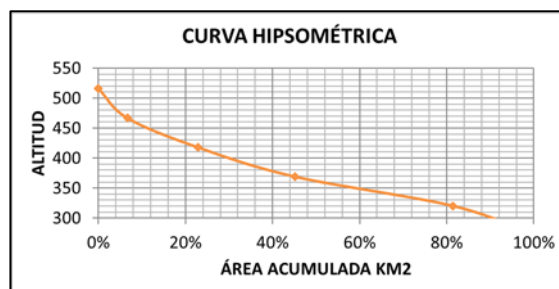


Figura 29. Curva Hipsométrica Manantial Caño Bonito



Fuente: El estudio.

Analizadas las anteriores figuras se obtuvieron los siguientes valores para la pendiente de la microcuenca en estudio.

Tabla 29. Análisis de Pendientes en las Cuencas de Estudio

| PARÁMETRO                           | MANANTIAL CAÑO TRUENO | MANANTIAL CAÑO BONITO | CAÑO GRANDE |
|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------|
| Pendiente general de la cuenca      | 10,3 %                | 13,6 %                | 2 %         |
| Pendiente media de la cuenca        | 26,3 %                | 31,12 %               | 10,39 %     |
| Pendiente media del cauce principal | 5,17%                 | 3,26 %                | 0,31%       |

Fuente: El estudio.

Tabla 30. Rangos de Pendientes

| GRADIENTE % | DESCRIPCIÓN             |
|-------------|-------------------------|
| 0-3         | Plano                   |
| 3-7         | Ligeramente inclinado   |
| 7-12        | Moderadamente inclinado |
| 12-25       | Fuertemente inclinado   |
| 25-50       | Ligeramente escarpado   |
| 50-75       | Moderadamente escarpado |
| >75         | Fuertemente escarpado   |

Fuente: IGAC, 2013.

De acuerdo con la tabla anterior, se concluye que las cuencas de Caño Trueno y Caño Bonito tienen pendientes generales que las clasifican en una descripción de relieve moderadamente inclinada a fuertemente inclinada, por su parte la pendiente media de la cuenca en ambos casos corresponde a una descripción ligeramente escarpada, por último, los cauces presentan pendientes muy bajas, ubicándose en el rango de inclinación de 3 a 7% sobre una descripción ligeramente inclinada. De acuerdo con lo anterior, se concluye que estas dos cuencas tienen variación de altura en diferentes direcciones, lo cual indica que los cauces presentan encajonamiento, aunque la pendiente de los mismos no sea alta.

Por otra parte, la cuenca de Caño Grande tiene una pendiente general de un relieve plano (2%), sin embargo, la pendiente media es mucho más alta debido a que se encuentran formaciones montañosas aisladas dentro de la cuenca, siendo esta de 10,39%, lo cual la clasifica como una descripción moderadamente inclinada. Por otra parte, el cauce principal presenta una pendiente muy plana, con una inclinación media de 0,31%.

#### **6.1.4.3 Parámetros Asociados a la Red de Drenaje**

La forma en que se conectan los diferentes drenajes dentro de una cuenca determinada, influye en la respuesta de ésta a un evento de precipitación. A la fecha se han desarrollado una serie de parámetros que tratan de cuantificar la influencia de la forma del drenaje en la escorrentía superficial directa, en donde se destacan los parámetros de densidad de drenaje y el tiempo de concentración.

- **Densidad de Drenaje**

En cierto modo, es reflejo de la dinámica de la cuenca, de la estabilidad de la red hidrográfica y del tipo de escorrentía de superficie, así como de la respuesta de la cuenca a una precipitación. Se define como la relación entre la longitud total de los cursos de agua y su área total, tal como se aprecia en la expresión:

$$D = \frac{\sum Lc}{A} \quad (23)$$

Donde:

D = densidad de drenaje (Km<sup>-1</sup>).

$\sum Lc$  = suma de las longitudes de los cursos que se integran en la cuenca (Km).

A = Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>).

Tabla 31. Densidad de Drenajes

| <b>CUENCA</b>         | <b>LONGITUD TOTAL DE CAUCES</b> | <b>ÁREA</b>            | <b>DENSIDAD DE DRENAJE</b> |
|-----------------------|---------------------------------|------------------------|----------------------------|
| Manantial Caño Trueno | 1.70 km                         | 0.93 km <sup>2</sup>   | 1.83 km <sup>-1</sup>      |
| Manantial Caño Bonito | 1.50 km                         | 1.80 km <sup>2</sup>   | 0.83 km <sup>-1</sup>      |
| Caño Grande           | 253,00 km                       | 289,46 km <sup>2</sup> | 0,87 km <sup>-1</sup>      |

Fuente: El estudio.

Tabla 32. Valores Interpretativos de la Densidad de Drenaje

| <b>DENSIDAD DE DRENAJE (KM/KM<sup>2</sup>)</b> | <b>CATEGORÍA</b> |
|--|------------------|
| < 1  | Baja             |
| 1 a 2  | Moderada         |
| 2 a 3  | Alta             |
| > 3  | Muy Alta         |

Fuente: Delgadillo y Páez (2008).

Comúnmente, al tener una densidad de drenaje elevada, esta es asociada con materiales no permeables a nivel bajo superficial, relieves un tanto montañosos y bastante vegetación dispersa, indicando que la cuenca presenta bastantes redes de drenajes que permite la evacuación de las aguas precipitadas. Una cuenca, al estar bien drenada, genera escasas oportunidades de dar tiempo a la escorrentía superficial de poder infiltrarse y de esta manera percolar en el nivel subterráneo de la misma, es por ello que los acuíferos ubicados en estas zonas poseen un bajo rendimiento o su volumen de recarga es bastante deficiente<sup>49</sup>.

Por otro lado, si una densidad de drenaje es baja, esta refleja un pobre drenaje de la cuenca con una reacción hidrológica bastante lenta; del mismo modo, esta presenta materiales resistentes y duros desde la parte litológica<sup>50</sup>.

Para los casos de estudio, la densidad de drenaje es moderada en el manantial de la cuenca alta de Caño Trueno, mientras que para el manantial del Caño Bonito en la zona de Cerritos la densidad de drenaje es baja. Por tal motivo, la mayor parte del recurso hídrico es drenado superficialmente a través de los diferentes cauces. Para la cuenca de Caño Grande la densidad de drenaje es baja, lo cual se asocia con zonas fácilmente inundables durante el periodo de lluvias y que, de acuerdo con el tipo de roca, tiene un gran potencial de recarga de acuíferos

<sup>49</sup>GARCÍA, Juan. PÉREZ, Alfredo. "Geomorfología de un Sector de la Cuenca de Almazán (Soria): Procesos de Erosión de Suelos y Planteamiento de Escenarios ante el Cambio Climático". 1 ed. Madrid. Universidad Complutense De Madrid, 2008. 412 p.

<sup>50</sup>BALOCCHI, Francisco. PIZARRO, Roberto. MORALES, Carolina. "Modelamiento Matemático de Caudales Recesivos en la Región Mediterránea Andina del Maule; el Caso del Estero Upeo, Chile". En: Tecnología Y Ciencias Del Agua. Septiembre, 2014. Vol. 5. No. 5., p.180.

- **Tiempo de Concentración (Tc)**

El tiempo de concentración es una variable utilizada extensivamente en el diseño hidrológico para determinar la capacidad hidráulica máxima de diferentes estructuras; se trata de un parámetro que varía de acuerdo al lugar y que depende de las características geomorfológicas de la cuenca y de la lluvia. El tiempo de concentración también es conocido como el tiempo de respuesta o de equilibrio; algunos autores lo definen como el tiempo requerido para que, durante un aguacero uniforme, se alcance el estado estacionario; es decir, el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el sitio de desagüe. Se atribuye muy comúnmente el tiempo de concentración al tiempo que tarda una gota de agua precipitada en el punto más alejado de la cuenca hasta el sitio de desagüe. Lo cual no siempre se corresponde con el fenómeno real, pues pueden existir lugares en la cuenca en los que el agua precipitada tarde más en llegar al desagüe que el más alejado. Además, debe tenerse claro que el tiempo de concentración de una cuenca no es constante ya que depende ligeramente de las características de la lluvia.

En la literatura se encuentran muchas expresiones para el cálculo del tiempo de concentración, entre ellas se destaca la expresión de California Culverts Practice 1942, la cual es una modificación de la tradicional fórmula de Kirpich desarrollada para pequeñas cuencas de montaña por el U.S. Bureau of Reclamation 1973 pp 67-71, la fórmula de cálculo es la siguiente:

$$T_c = 60 \left( \frac{11,9L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (24)$$

Donde:

Tc: es el Tiempo de concentración (min).

L: es la longitud del cauce principal (millas).

H: es la diferencia de nivel entre el nacimiento y el sitio de desagüe (pies).

Tabla 33. Tiempo de concentración de las cuencas.

| <b>CUENCA</b>         | <b>DIFERENCIA DE ELEVACIONES DEL CAUCE PRINCIPAL (H)</b> | <b>LONGITUD CAUCE PRINCIPAL (LC)</b> | <b>TIEMPO DE CONCENTRACIÓN</b> |
|-----------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------|
| Manantial Caño Trueno | 315 pies   | 0.62 millas                          | 10 min                         |
| Manantial Caño Bonito | 197 pies   | 0.68 millas                          | 13 min                         |
| Caño Grande           | 249 pies   | 15,04 millas                         | 426 min                        |

Fuente: El estudio.

Otra expresión del tiempo de concentración está dada mediante la tradicional fórmula de Kirpich donde:

$$T_c = 0,0078(L^{0,77} * S^{-0,385}) \quad (25)$$

En dónde;

T<sub>c</sub> = tiempo de concentración (min).  
 L= es la longitud del cauce principal en pies  
 S= es la pendiente en pies/pies

Tabla 34. Pendientes y tiempo de concentración

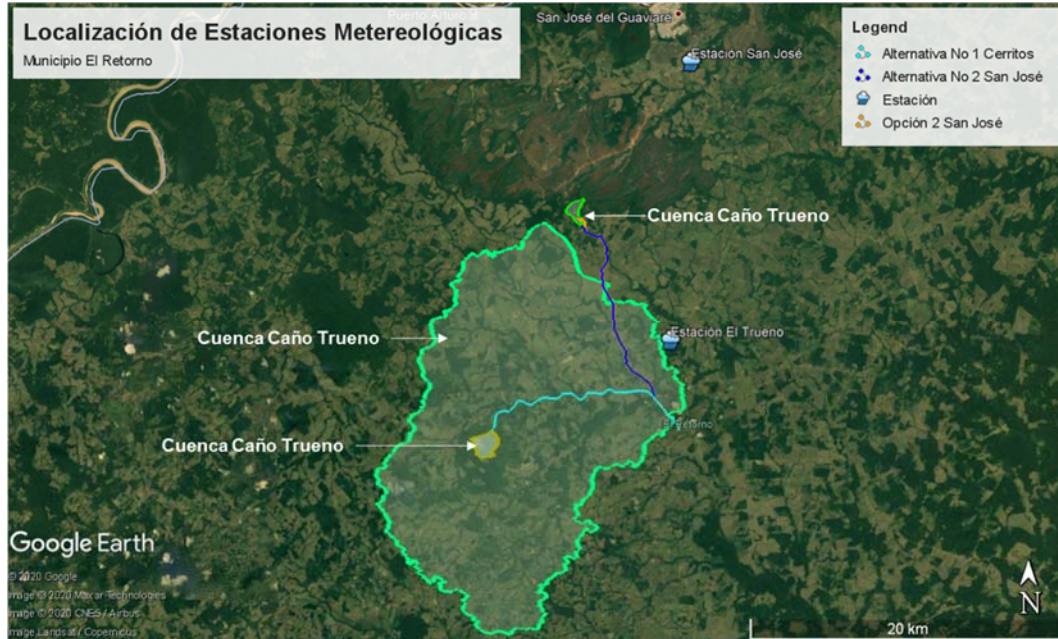
| <b>CUENCA</b>         | <b>PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL</b> | <b>LONGITUD CAUCE PRINCIPAL (L)</b> | <b>TIEMPO DE CONCENTRACIÓN</b> |
|-----------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|
| Manantial Caño Trueno | 9.6%                                 | 3280 pies                           | 10 min                         |
| Manantial Caño Bonito | 5.5%                                 | 3608 pies                           | 13 min                         |
| Caño Grane            | 0,3%                                 | 79.376 pies                         | 426 min                        |

Fuente: El estudio.

### **6.1.5 CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS E HIDROLÓGICAS DE LAS FUENTES ANALIZADAS**

Es necesario indicar que dentro de la zona de estudio no se localiza ninguna estación climatológica, por lo tanto, el valor medio de los parámetros más representativos del clima que serán insumos del balance hídrico deben estimarse utilizando herramientas como la interpolación de datos. Para tal fin, se hace uso de los registros históricos de precipitación de las estaciones meteorológicas localizadas dentro del área de influencia (Estación San José y Estación El Trueno), adicionalmente se calcula la Evapotranspiración potencial y real por diferentes métodos, de allí se cuantificará la oferta hídrica de la microcuenca. Es de resaltar, que para la elaboración del presente análisis se adquirió la información de las estaciones climatológicas del IDEAM San José y El Trueno, en un periodo de tiempo de 36 años, comprendido entre el año 1.982 y el año 2.017.

Figura 30. Localización de las estaciones meteorológicas.



Fuente: El estudio, Imagen Satelital Google Earth, 2019

### 6.1.5.1 Precipitación

Para la caracterización pluviométrica de las microcuencas, se utilizaron principalmente los registros medios multianuales mensuales de la estación San José y El Trueno de categoría Pluviométrica localizadas en el Departamento del Guaviare, con cierta proximidad sobre el área de estudio. En la Tabla 35 se presentan los datos obtenidos de las diferentes estaciones climatológicas.

Tabla 35. Datos pluviométricos utilizados en el estudio (mm)

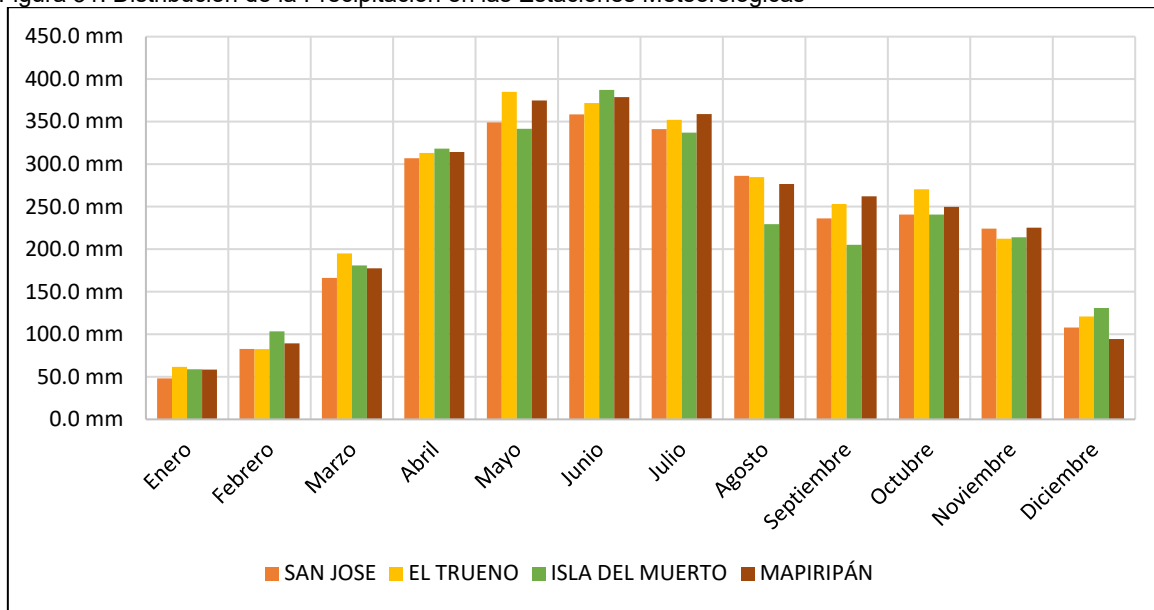
| NOMBRE DE LA ESTACIÓN | ENERO | FEBRERO | MARZO | ABRIL | MAYO  | JUNIO | JULIO | AGOSTO | SEPTIEMBRE | OCTUBRE | NOVIEMBRE | DICIEMBRE |
|-----------------------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|------------|---------|-----------|-----------|
| SAN JOSE              | 48,0  | 82,7    | 166,2 | 306,9 | 349,0 | 358,5 | 341,2 | 286,2  | 236,2      | 240,7   | 224,1     | 107,8     |
| EL TRUENO             | 61,7  | 82,5    | 195,0 | 313,1 | 384,9 | 371,8 | 352,1 | 284,7  | 253,1      | 270,4   | 212,3     | 120,8     |
| ISLA DEL MUERTO       | 58,7  | 103,3   | 180,8 | 318,1 | 341,5 | 387,3 | 337,0 | 229,4  | 205,2      | 240,7   | 214,0     | 130,8     |
| MAPIRIPÁN             | 58,4  | 89,2    | 177,5 | 314,2 | 374,8 | 378,8 | 358,7 | 276,6  | 262,2      | 249,7   | 225,3     | 94,3      |

Fuente: IDEAM.

De acuerdo con los datos analizados, las estaciones más próximas al límite del piedemonte llanero presentan los valores más elevados de pluviosidad, con un

periodo de altas precipitaciones comprendido entre marzo y noviembre, así como un periodo de menor pluviosidad entre los meses de diciembre y febrero. En la Figura 31, se presenta el ciclo anual de la precipitación de las diferentes estaciones utilizadas para la elaboración del presente estudio.

Figura 31. Distribución de la Precipitación en las Estaciones Meteorológicas



Fuente: El estudio.

Con base en los valores medios multianuales de precipitación registrados en las estaciones utilizadas en el presente estudio, se realizó la interpolación de los datos con la ayuda del software ArcGIS, generando un mapa con la distribución promedio de la precipitación en las microcuencas hasta los respectivos puntos de captación proyectados, el cual indica que los valores medios de precipitación anual para la zona alta de Caño Trueno es de 2.814 mm, mientras que para el sector de Cerritos es de 2.902 mm. En la Figura 32 se presenta la distribución espacial de la pluviosidad en las microcuencas objeto del presente estudio.



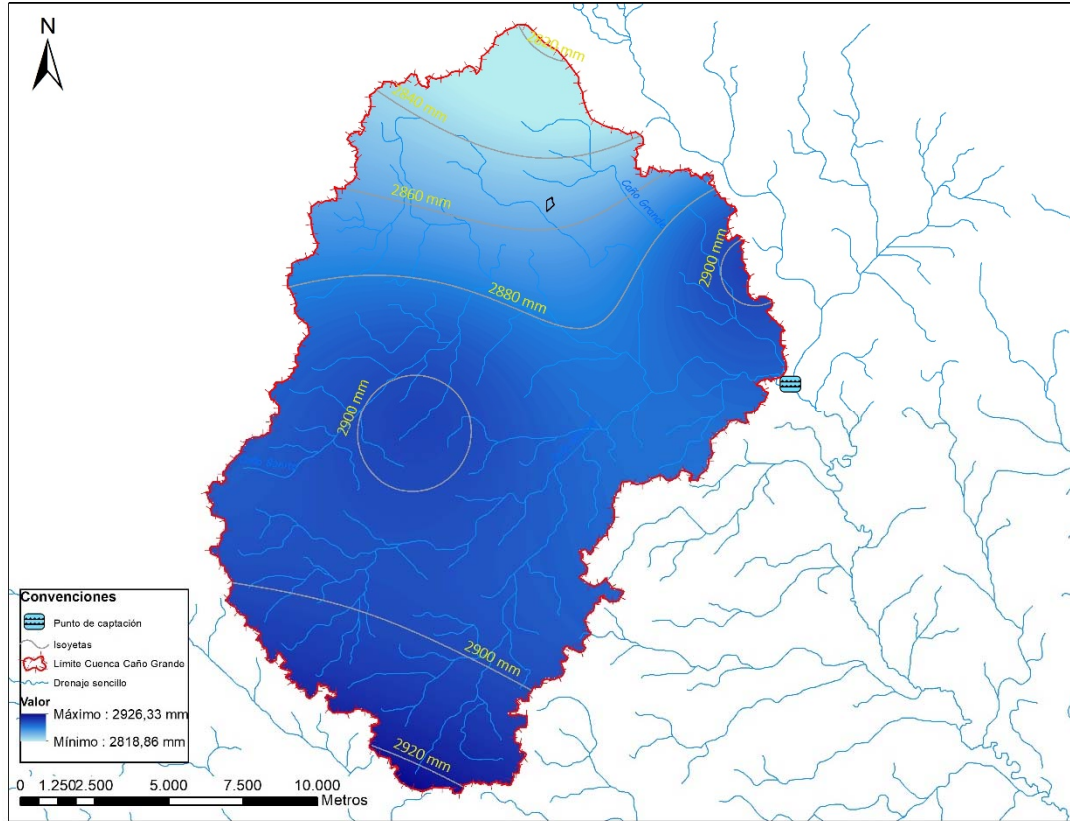
Figura 32. Distribución Espacial de la Precipitación en la Microcuenca del Caño Bonito y Caño Trueno.



Fuente: El estudio.

Así mismo, se realizó el análisis de la fuente actual, de la cuenca Caño Grande, para la evaluación de la fuente actual, bajo la alternativa de optimización del sistema de abastecimiento por bombeo de una fuente superficial. En la Figura 33 se ilustra la distribución espacial de la precipitación en la cuenca Caño Grande, el cual indica que los valores medios de precipitación anual de 2.872 mm.

Figura 33. Distribución Espacial de la Precipitación en la Cuenca Caño Grande.



Fuente: El estudio.

### 6.1.5.2 Evapotranspiración Potencial (ETP)

La evapotranspiración es uno de los factores más destacados y de mayor importancia en el balance hídrico, este se puede definir como la suma de la evaporación proveniente de la tierra y la transpiración que realizan las plantas y demás seres vivos. La evapotranspiración está tiene como condición tres factores fundamentales: el primero es la disponibilidad de agua, seguido de la disponibilidad de energía para generar el cambio en los estados del agua e indispensablemente, condiciones aerodinámicas con el fin de realizar la asimilación y transporte de vapor de agua. La disponibilidad de agua en un lugar se determinar por la precipitación puesto que esta es la causante del suministro de agua a los acuíferos por medio de la infiltración, el cual mantiene el flujo base de estas corrientes. La energía disponible para generar el cambio de estado en el agua es dada por la radiación neta la cual proviene directamente del sol. Por otro lado, las condiciones aerodinámicas necesarias para producir la evaporación se encuentran relacionadas con la velocidad del viento, la resistencia aerodinámica que presenta la superficie, el tipo y la abundancia de vegetación en la zona y la cantidad del vapor

de agua presente en el aire<sup>51</sup>

Debido a la dificultad para medir esta variable, generalmente se calcula por medio de ecuaciones calibradas con datos reales medidos bajo condiciones reales. En este sentido, para el presente diagnóstico se realizó el cálculo mediante la fórmula de Hargreaves.

Para emplear la fórmula de Hargreaves y evaluar la Evapotranspiración Potencial, es necesario tener únicamente los datos de temperatura y radiación solar. La fórmula mencionada es la siguiente:

$$ET_0 = 0,0135(t_{med} + 17,78)R_s \quad (26)$$

Donde:

$ET_0$  = Evapotranspiración potencial diaria (mm/día).

$t_{med}$  = Temperatura media (°C).

$R_s$  = Radiación solar incidente (mm/día).

La radiación solar incidente,  $R_s$ , se puede evaluar por medio de la radiación solar extraterrestre, en algunas bibliografías se puede encontrar como  $R_0$  o  $R_a$ , dependiendo del autor de la fuente relacionada; sin embargo, para este caso, nos referimos a ella como  $R_0$ .

### **Obtención de la Radiación Solar Incidente**

Samani, el libro “Estimating Solar Radiation and Evapotranspiration Using Minimum Climatological Data” (2000), propone utilizar la siguiente fórmula:

$$R_s = R_0 * KT * (t_{max} - t_{min})^{0,5} \quad (27)$$

Donde:

$R_s$  = radiación solar incidente

$R_0$  = radiación solar extraterrestre (tabla pág. 3)

$KT$  = coeficiente

$t_{max}$  = temperatura diaria máxima

$t_{min}$  = temperatura diaria mínima

Como los valores de  $R_0$  los encontramos de manera tabulada y las temperaturas máximas y mínimas comprendidas se basan en datos empíricos de fácil acceso, la dificultad para emplear esta expresión radica en el coeficiente  $KT$ ; este coeficiente

---

<sup>51</sup>CORMACARENA, “Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca Hidrográfica del Río Guama – Índices de Calidad Hidrobiológica, Vol. 4. 2013.

se puede calcular por medio de datos obtenidos de la presión atmosférica, no obstante, Hargreaves (citado en Samani, 2000) recomienda que el coeficiente KT tenga un valor de 0,162 para regiones del interior y 0,19 para regiones costeras<sup>52</sup>.

### **Fórmula Simplificada**

Sustituyendo del valor de  $R_s$  en la ecuación inicial, y eligiendo el valor medio de 0,17 para el coeficiente KT, obtenemos la siguiente fórmula para calcular la evapotranspiración potencial diaria:

$$ET_0 = 0,0023(t_{med} + 17,78)R_0 * (t_{max} - t_{min})^{0,5} \quad (28)$$

Donde:

$ET_0$  = evapotranspiración potencial diaria (mm/día).

$t_{med}$  = temperatura media diaria (°C).

$R_0$  = Radiación solar extraterrestre (mm/día).

$t_{max}$  = temperatura diaria máxima

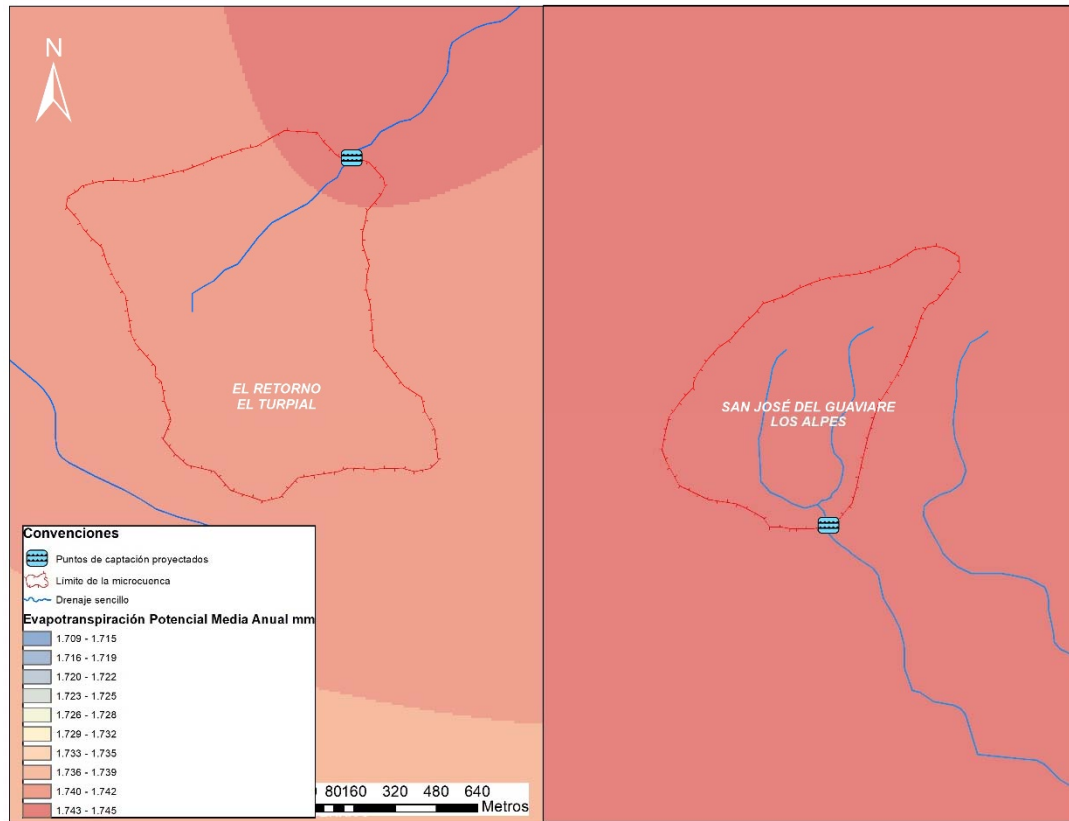
$t_{min}$  = temperatura diaria mínima

A partir de la aplicación del método mencionado previamente, se elaboró el mapa con la distribución espacial de la evapotranspiración potencial en las microcuencas estudiadas, este se presenta en la Figura 34.

---

<sup>52</sup>SAMANI, Zohrab. "Estimating Solar Radiation and Evapotranspiration Using Minimum Climatological Data". Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 2000. Vol. 126. No 4. P. 265-267.

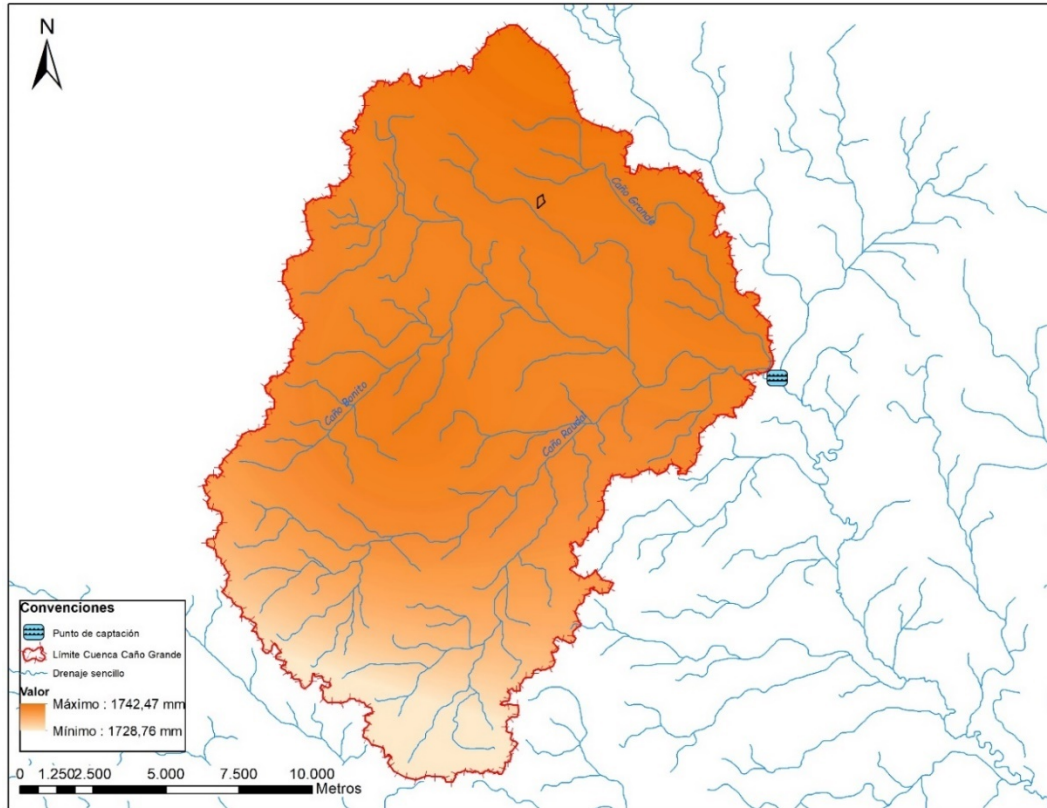
Figura 34. Distribución Espacial de la ETP en las Microcuencas del Caño Bonito y Caño Trueno.



Fuente: El estudio.

De acuerdo con los datos obtenidos por el método de Hargreaves, la ETP media anual en la microcuenca de la zona alta del Caño Trueno es de 1742,51 mm, mientras que en la zona de cerritos es de 1741,89 mm, presentando condiciones similares debido a sus similitudes en el ecosistema.

Figura 35. Distribución Espacial de la ETP en la Zona de la Cuenca del Caño Grande



Fuente: El Estudio.

Con los datos obtenidos por el método de Hargreaves, la ETP media anual en la cuenca de la zona alta del Caño Grande es de 1735,62 mm.

Conociendo la distribución de la precipitación y la ETP en las microcuencas estudiada, se procede a cuantificar el valor de la escorrentía superficial.

### 6.1.5.3 Escorrentía Superficial

Para el balance hidrológico, se utilizan las ecuaciones de conservación de masa de agua en un sistema o volumen de control. En este caso, el volumen de control considerado está conformado por las columnas atmosféricas y de suelo, donde la frontera horizontal está definida por la divisoria de la cuenca; el borde inferior de la columna de suelo es un estrato impermeable y el borde superior de la columna atmosférica es su tapa. Se presenta un esquema del volumen de control donde se indican las variables del sistema. Las variables P, E, F y R tienen dimensiones de longitud por unidad de tiempo, o caudal por unidad de área; mientras que W y S tienen dimensiones de longitud, es decir, volumen por unidad de área. Así pues, el balance de agua para la columna atmosférica está dado por la ecuación:

$$P - E - R = \frac{dS}{dt} \quad (29)$$

En el largo plazo los volúmenes de agua almacenados en la columna de suelo y la columna de atmósfera permanecen constantes por lo que el cálculo de la escorrentía se hace realizando la siguiente operación en cada punto interior como lo presenta la siguiente ecuación:

$$R = P - E \quad (30)$$

De acuerdo con lo anterior, la escorrentía superficial será igual a la resta entre la precipitación y la evapotranspiración. Para el caso de estudio, se cuantifican los siguientes valores:

Tabla 36. Resultados del balance hídrico a largo plazo

| FUENTE                                  | PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL | EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL MEDIA ANUAL | ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL MEDIO |
|---|---------------------------|--|---------------------------------|
| Caño Trueno<br>Sector Monserrate        | 2.814,11 mm               | 1.742,51 mm                              | 1.071,60 mm                     |
| Caño Bonito<br>Afluente sector Cerritos | 2.902,38 mm               | 1.741,89 mm                              | 1.160,49 mm                     |
| Caño Grande                             | 2.872,59 mm               | 1.735,89 mm                              | 1.136,98 mm                     |

Fuente: El Estudio.

Por otra parte, al analizar los datos de precipitación mensual y del cálculo de evapotranspiración potencial media se logró concluir que los meses con déficit en la oferta hídrica son los meses de enero y febrero; por tanto, se debe realizar evaluación de los caudales mínimos en estos meses con aforos para evaluar la oferta de las cuencas objeto del análisis.

#### **6.1.5.4 Oferta Hídrica**

Para el cálculo de la oferta hídrica en las microcuencas se dispone a utilizar la metodología para el cálculo del índice de escasez de agua superficial del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM.

La escorrentía puede ser expresada en términos de lámina de agua, en milímetros, lo que permite una comparación rápida con la precipitación y la evapotranspiración que tradicionalmente también se expresan en milímetros. En este caso la escorrentía se calcula como:

$$Y = \frac{Q * T}{A * 10^3} \quad (31)$$

Donde:

Y: Escorrentía superficial expresada en términos de lámina (mm].  
 Q: Caudal modal para el periodo de agregación seleccionado (m<sup>3</sup>/s).  
 T: Cantidad de segundos en el periodo de agregación (s).  
 A: Área aferente al nodo de mediciones (Km<sup>2</sup>).

Despejando el caudal (Q) de la formula anterior, obtendríamos la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{Y * 10^3 * A}{T} \quad (32)$$

Entonces;

**Caño Trueno – Sector Monserrate**

$$Q = \frac{1071,60 \text{ mm} * 10^3 * 0,93 \text{ km}^2}{86400 * 365}$$

$$Q = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Caño Bonito – Afluente Cerritos**

$$Q = \frac{1160,49 \text{ mm} * 10^3 * 1,80 \text{ km}^2}{86400 * 365}$$

$$Q = 0,066 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Caño Grande – El Retorno**

$$Q = \frac{1136,98 \text{ mm} * 10^3 * 289,4 \text{ km}^2}{86400 * 365}$$

$$Q = 10,43 \text{ m}^3/\text{s}$$

De acuerdo con el cálculo realizado, la oferta hídrica total del Caño Trueno en el punto evaluado para el proyecto es de 32 l/s, Caño Bonito tiene una OHT de 66 l/s; mientras que la oferta del Caño Grande hasta el municipio de El Retorno es de 10.430 l/s.

Aplicando los factores de reducción por régimen de estiaje (25%) y reducción por fuentes frágiles en cuanto a la reducción de la calidad del agua (25%), alternativa metodológica propuesta por el IDEAM, sobre la oferta hídrica superficial total, se estima la oferta hídrica disponible para lo cual se emplea la siguiente ecuación:

$$OHN = OHT - (OHT * (RFF + RFE)) \quad (33)$$

Dónde:

OHN = Oferta hídrica neta (m<sup>3</sup>/s)



OHT = Oferta hídrica total ( $m^3/s$ )

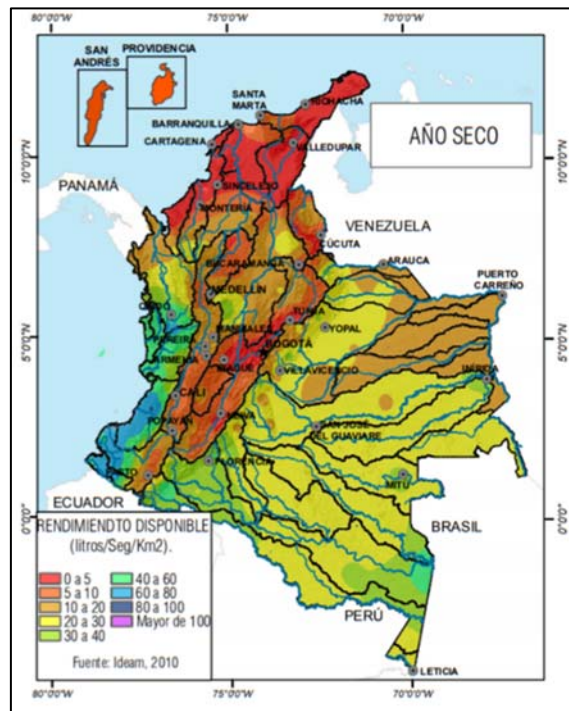
RFF = Factor de reducción por fuentes frágiles (25%)

RRE = Factor de reducción por régimen de estiaje (25%)

Como resultado se obtiene un valor de la oferta hídrica neta de 16 l/s para la microcuenca No. 1 (Caño Trueno), 33 l/s para la microcuenca No. 2 (Caño Bonito) y una oferta de  $7.82m^3/s$  para Caño Grande, valor solo afectado por la reducción del régimen por estiaje. No obstante, es importante recalcar que este valor corresponde al caudal medio anual de aporte por precipitación.

En la zona de estudio del municipio de El Retorno y adyacente a este no se encuentran estaciones hidrológicas, que permitan tener datos de caudales en diferentes periodos, a fin de obtener los caudales mínimos de las fuentes; por tanto, se realizará un análisis de transposición de caudales el cual utiliza la extrapolación de los caudales observados de una cuenca de la que existe información de caudales a una cuenca que no dispone de esta información, por comparación de sus superficies (gastos por unidad de área). Para realizar el análisis se tomarán los valores definidos en el POMCA de Caño Grande como caudales mínimos, de la fuente de Caño Grande; el cual se otorga un caudal mínimo de  $3.32 m^3/s$  para un área de drenaje de  $289.4 km^2$ ; estableciendo un rendimiento hídrico de 11.47 litros/s/ $km^2$ .

Figura 36. Rendimiento hídrico disponible en condiciones del año típico seco.



Fuente: Estudio Nacional del Agua - IDEAM

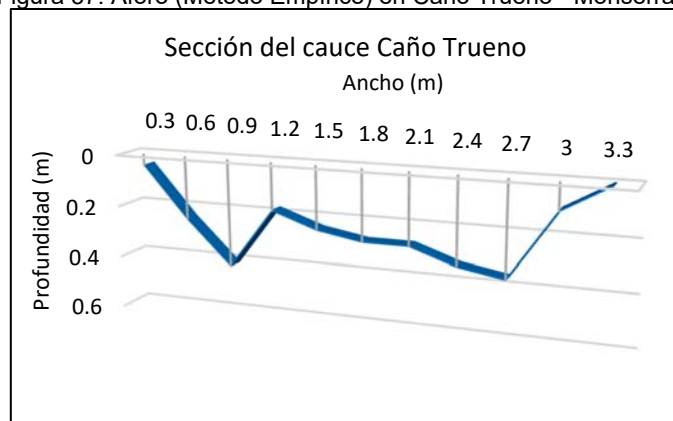
Según el estudio Nacional del agua realizado por el IDEAM, establece rendimientos hídricos a nivel nacional en diferentes periodos del año; así como balances generales a nivel multianual. Como se observa en la Figura 36, para la zona del San José del Guaviare y El Retorno, se establecen rendimientos hídricos promedios del orden entre 20 a 30 litros/s/km<sup>2</sup>; lo cual instituye que el análisis presentado, está por debajo de los valores promedios del IDEAM, por ende, se establece un factor de seguridad mayor ante los periodos de estiaje y en el dimensionamiento de las estructuras.

Dado que las microcuencas de estudio (Caño Trueno y Caño Bonito) se localizan dentro del perímetro de la cuenca de Caño Grande, y teniendo en cuenta que las características morfométricas son similares, se estima los caudales mínimos, bajo la metodología a transposición de caudales en función de la superficie de drenaje; obteniendo un caudal mínimo para Caño Trueno de 10.66 litros/s en una área de drenaje de 0.93 km<sup>2</sup>; por otro lado, se obtuvo un caudal mínimo para Caño bonito de 20.65 litros/s en un área de drenaje de 1.80 km<sup>2</sup>.

A fin de realizar un análisis de los posibles escenarios en época de estiaje, se realizaron aforos sobre los cuerpos de agua de Caño Trueno y Caño Bonito en el mes de enero, esto debido a que, en los datos de precipitación de las estaciones estudiadas, establecía que los meses de menor lluvia se comprendían entre enero y febrero. Se realizó el aforo utilizando el método de estimación aproximada por flotadores; si bien este procedimiento tiene incertidumbre en los valores de la velocidad, dado que son datos de velocidad superficial, se aconseja realizar una corrección de esta, multiplicando el valor obtenido con los flotadores por un coeficiente del orden de 0.7 ó 0.8, así se ajusta y promedia con las velocidades mínimas que se obtienen a las partes próximas a la orilla.

A continuación, se ilustran la sección transversal del cauce y los datos obtenidos en la medición del caudal en cada fuente.

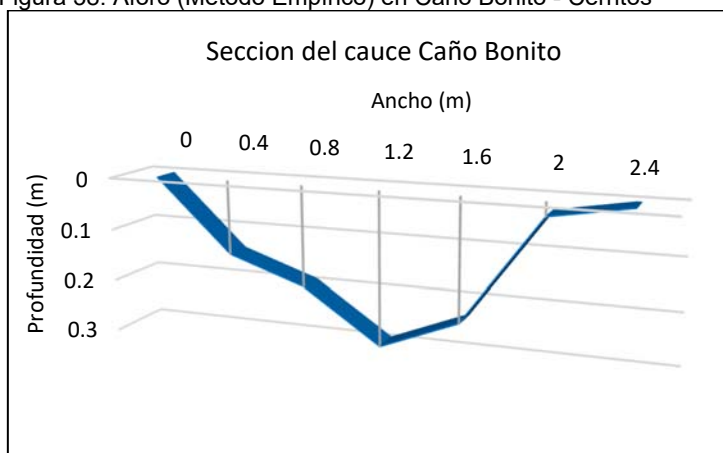
Figura 37. Aforo (Método Empírico) en Caño Trueno - Monserrate



Área media: 0,48 m<sup>2</sup>  
 Velocidad media: 0,29 m/s  
 Velocidad Corregida:  
 0.205 m/s  
 Caudal: 0,098 m<sup>3</sup>/s = 98 l/s

Fuente: El estudio.

Figura 38. Aforo (Método Empírico) en Caño Bonito - Cerritos



Área media: 0,26 m<sup>2</sup>  
 Velocidad media: 0,324 m/s  
 Velocidad Corregida:  
 0.226 m/s  
 Caudal: 0,059 m<sup>3</sup>/s = 58.9 l/s

Fuente: El estudio.

Es de resaltar, que, si bien la oferta hídrica calculada es mayor para la fuente hídrica del sector Cerritos, las mediciones de caudal in situ indican que el Caño Trueno en el sector de Monserrate cuenta con un mayor caudal. Sin embargo, estas mediciones están sujetas a las condiciones como la hora, estado del clima de toma de la muestra, entre otras; que podría afectar los valores del aforo.

Tabla 37. Estimación de caudales por diferentes métodos

| Cuenca                          | Oferta hídrica neta- Metodología del IDEAM- Datos históricos- precipitación | Caudales mínimos- metodología transposición de caudales | Aforos utilizando el método de estimación aproximada por flotadores-Tiempo seco. |
|---------------------------------|---|---|--|
| Caño Bonito                     | 33.0 Litros/s   | 20.65 Litros/s  | 58.9 Litros/s  |
| Caño Trueno                     | 16.0 Litros/ s  | 10.66 Litros/s  | 98.0 Litros/s  |
| Caño Grande (Valores del POMCA) | 7.82 m <sup>3</sup> /s  | 3.32 m <sup>3</sup> /s                                  |  |

Fuente: El estudio.

De acuerdo con lo anterior, en términos hidrológicos se concluye que las fuentes denominadas como Caño bonito y Caño Grande, cuentan con la capacidad y oferta hídrica al horizonte de diseño, por otra parte, la fuente denominada como Caño Trueno, presenta valores de caudal que se encuentran por debajo de los caudales que exige el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, adoptada por la Resolución 0330 de 2017; así las cosas se establece que las fuentes más estable para el aprovechamiento del recurso es la fuente nombrada como Caño Bonito y Caño Grande como optimización del sistema existente.

## 6.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO

Las consideraciones en el análisis hidráulico para el planteamiento de alternativas se basan en la estructuración de varios escenarios, los cuales se guían bajos los lineamientos del Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS, a través de la Resolución 0330 de 2017 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.

El análisis se validará con modelos matemáticos a partir del uso de software hidráulicos, los cuales constituyen una importante herramienta indispensable para determinar la manera en la que el agua es captada y transportada. El modelo permite determinar la mejor configuración validando diferentes escenarios con el fin de seleccionar el más adecuado para dar solución a la problemática evidenciada.<sup>53</sup>

El análisis contempla los escenarios de sistemas a gravedad y de energías limpias o funcionalmente sostenible financieramente para el prestador; por tanto, se genera la necesidad de utilizar nuevas fuentes de energías alternativas con el fin de permitir el desarrollo de energías renovables sin presentar algún tipo de limitaciones técnicas o financieras. Existen casos especiales en los que se destacan las zonas aisladas, lugares no conectados a la red por causa de la distancia o factores geográficos, en donde las nuevas energías como opciones se han convertido en la forma más efectiva para realizar un desarrollo energético en estas zonas. Al tener la combinación de dos o más sistemas de este tipo de energías renovables, estos se denominan híbridos; siendo estos los que complementan hoy en día las energías que, al momento de implementarse, no poseen una disponibilidad fija del recurso de manera permanente o no generan energía durante el día como es el caso de la energía solar fotovoltaica.<sup>54</sup>

A continuación, se relacionan las consideraciones técnicas mínimas que se deben cumplir para la estructuración de las alternativas a valorar y de la alternativa definida como la mejor opción a implementar para la optimización del sistema de abasto del municipio El Retorno.

### 6.2.1 PERIODO DE DISEÑO Y CAUDALES DE DISEÑO

De acuerdo con la Resolución 0330 de 2017 en su el Artículo 40 "*Período de diseño*", el dimensionamiento de todos los componentes deberá realizarse a 25 años, mientras que el Artículo 47 "*Caudales de Diseño*" indica que el caudal para la captación de una fuente superficial será de hasta dos (2) veces el caudal máximo diario (QMD) y para la línea de aducción deberá contar con la capacidad de caudal

---

<sup>53</sup> VALDÉS, Yaset. "Metodología para el Diseño Hidráulico de las Estaciones de Bombeo para Acueducto". 2011. Editorial Universitaria. 128 páginas. Pág. 51.

<sup>54</sup> BELTRÁN, Abian. GRACIA-LEÓN, Herberth. "Design And Calculation Of A Hybrid Solar-Hydraulic Power Station In Gran Canaria" Dyna. 2018. Vol. 85. No. 206., p.250-257.

máximo diario (QMD).

## 6.2.2 LOCALIZACIÓN DE LA TUBERÍA

Las condiciones de localización e instalación de tuberías que detalla la normativa vigente (Resolución 0330 de 2017); se rescata lo siguiente.

- Debido a que no existen normas de localización de tuberías, éstas se harán en los costados norte y oriente de cada calle y carretera con excepción de las vías que tengan tubería en ambos costados.
- Las tuberías con diámetro mayor a 12" deben estar separadas de los paramentos una distancia horizontal mínima de 0.5 m, para redes superiores deben ir en lo posible por la calzada y tener un corredor libre para mantenimiento de por lo menos 1 m a cada lado del borde exterior de la tubería.
- Las tuberías de acueducto no pueden estar ubicadas en la misma zanja de una tubería de alcantarillado y la cota externa inferior debe estar siempre por encima de la cota clave del alcantarillado, con distancias mínimas horizontales de 1.0 m y 0.3 m en la dirección vertical medidas entre superficies externas de los conductos. En caso de no poder cumplir con las distancias establecidas, es necesario proteger la tubería en todo el tramo con interferencia.
- De ubicarse la tubería en zona de riesgo, es necesario proyectar las obras necesarias para la mitigación de los riesgos a los que se encuentre expuesta la tubería.
- En los cruces con infraestructura eléctrica, vial y de otras redes es necesario cumplir con las exigencias de cada entidad afectada.

La profundidad a la que se instale la tubería debe tener en cuenta la Tabla 38 en la cual se especifica la profundidad a la que debe instalarse las tuberías así como las consideraciones establecidas en los estudios geotécnicos, si las condiciones exigen tener una profundidad diferente, es necesario justificarlo con los estudios detallados correspondiente y teniendo en cuenta las protecciones necesarias para los casos o sectores en que la tubería se vea sometida a algún caso de sumergencia o sobre esfuerzo.

Tabla 38. Profundidades Mínimas a Cota Clave de la Tubería

| SERVIDUMBRE                                | PROFUNDIDAD A LA CLAVE DE LA TUBERÍA (m) |            |
|--|--|------------|
|  | ZONA URBANA                              | ZONA RURAL |
| Vías peatonales o zonas verdes o agrícolas | 0,60                                     | 1,00       |
| Vías vehiculares                           | 1,00                                     | 1,00       |

Fuente: Resolución 0330 de 2017.

### 6.2.3 PRESIONES, DIÁMETROS Y VÁLVULAS

En el diseño de líneas de conducción y aducción deberán ser sometidas a un análisis y modelo matemático en el cual se establezca las diferentes condiciones operativas o de expansión, tomando como referencia el trazado sobre planos topográficos a escala adecuada de la conducción

La elección del diámetro debe basarse en un estudio comparativo técnico - económico, mediante las técnicas de optimización que hagan que el costo anual de la obra objeto del diseño sea mínimo.

La velocidad mínima debe ser de 0.5 m/s, mientras que la velocidad máxima no deberá sobrepasar los límites de velocidad recomendados para el material del ducto a emplear y/o los accesorios correspondientes.

La presión que debe soportar la tubería, incluyendo la onda de sobrepresión que genera el golpe de ariete, en ningún caso deberá exceder la presión de trabajo recomendada por el fabricante. La onda de subpresión no debe generar presiones manométricas inferiores a 10 m.c.a.

El diseño debe contemplar los sitios de salida para mediciones piezométricas y de caudal, los cuales pueden ser de uso permanente, o intermitente; deben localizarse al comienzo y al final de las líneas de conducción y/o aducción y en intervalos de máximo 1.500 m cuando la longitud de la tubería sea mayor que 2.000 m, antes y después de las válvulas y después de cada derivación de la conducción. El diámetro interno real de la salida debe ser acorde con el diámetro del ducto objeto de medición y debe complementarse con la instalación de una válvula esférica o de globo y su correspondiente tapón roscado.<sup>55</sup>

Las alternativas proyectadas para el análisis contemplan el abastecimiento del sistema a partir de una fuente superficial; en donde se contempla tres posibles fuentes de abasto, las cuales dos de estas comprenden sistemas de abastecimiento por gravedad y uno por bombeo.

La evaluación hidráulica de la línea de aducción, contempla básicamente la estimación del diámetro basándose en un estudio comparativo de los criterios técnicos, presiones de trabajo, velocidades del flujo, longitud de la línea de aducción, estabilidad geotécnica, limitantes ambientales, prediales y trazados próximos a vías de acceso; lo que permitirá una ejecución más sencilla de las obras a proyectar.

La velocidad mínima en los ductos debe ser de 0.5 m/s, mientras que la velocidad máxima no deberá sobrepasar los límites recomendados para el material y

---

<sup>55</sup> MINISTERIO DE VIVIENDA, CUIDAD Y TERRITORIO. Resolución 0330 de 2017. Artículo 56. Pág. 40.

accesorios, y así, no generar esfuerzos sobre las paredes de la tubería que me genere abrasión y posible erosión del material.

La presión que debe soportar la tubería, incluyendo la onda de sobrepresión que genera el golpe de ariete, en ningún caso deberá exceder la presión de trabajo recomendada por el fabricante de la tubería. La onda de sub-presión no debe generar presiones manométricas inferiores a 10 m.c.a., además se deberá garantizar una presión dinámica mínima de 5 m.c.a. en los puntos topográficos más elevados, tomando como referencia la cota clave del ducto.

Una vez se determine la alternativa de trazado más adecuada para el proyecto, es necesario aterrizar el estudio que es a nivel de prefactibilidad con estudios y diseños de detalle como son, entre otros:

- Topografía de detalle en los trazados
- Batimetrías para los pasos de agua
- Estudios de suelos
- Estudios de socavación cuando se requiera
- Estudios hidrológicos cuando se requiera.

Finalmente, posterior a la selección de la mejor alternativa, se deben desarrollar los diseños definitivos que contemplen todos los componentes del trazado, incluido redes, válvulas, accesorios, bombas, cajas, conexiones, pasos, intervenciones y demás requisitos para que el proyecto sea integral y cumpla con las condiciones para proveer agua de calidad y de forma permanente según las necesidades de la población beneficiada.

En el análisis de alternativas comprende la evaluación de dos trazados adicionales los cuales se denominarán; Alternativa No 1 de la fuente Cerritos localizada en perímetro municipal de El Retorno, Alternativa No 2 Monserrate localizada en el perímetro municipal del municipio de San José del Guaviare y la Alternativa No 3, que comprende la optimización del trazado actual localizado en el casco urbano del municipio de El Retorno. A continuación, se ilustra los trazados proyectados.

Figura 39. Trazados Propuestos para el Análisis DE Alternativas.



Fuente: El estudio, Imagen Satelital Google Earth, 2019.

La modelación se evaluó con las características y propiedades de la tubería PEAD, escogida como el material a implementar, dado que cuenta con ventajas por su peso liviano, cuenta con tuberías de tramos en rollo de 50m hasta 100m, lo cual es ideal para líneas continuas con magnitudes superiores a 2.0km, lo cual beneficia la instalación y la generación de deflexiones de diferentes magnitudes; así mismo por ser una sola unidad en tramos de 100m permite la continuidad y minimizar las pérdidas de agua en las conexiones, además por su flexibilidad tienen un excelente comportamiento ante eventos sísmicos o al someterse a cargas externas.

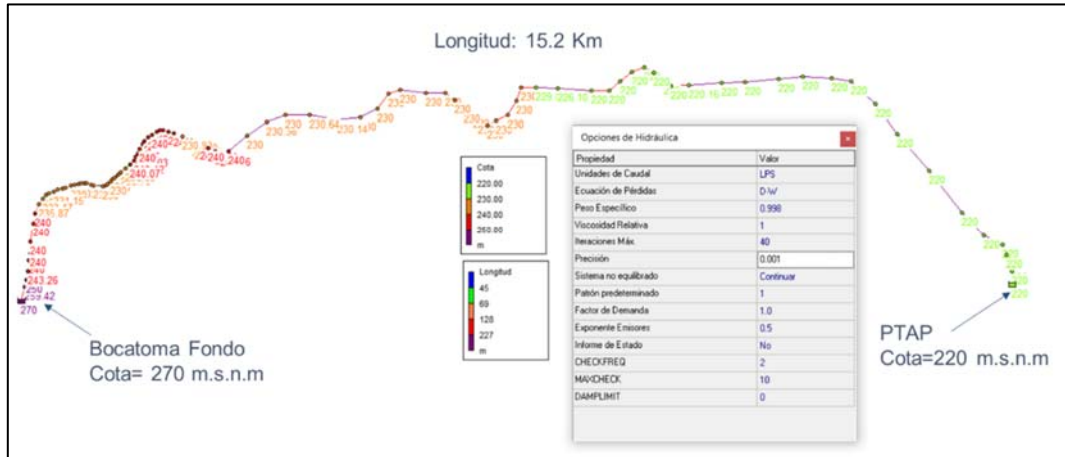
### 6.2.3.1 Alternativa N° 1

El análisis hidráulico de la alternativa No 1, comprendida con un trazado de 15.2 km, desde el punto propuesto para captación sobre las coordenadas  $2^{\circ}19'43.07''N$  y  $72^{\circ}44'22.62''W$ , sobre una cota de 270 msnm, hasta el punto de entrada a la planta de tratamiento en el municipio El Retorno sobre las coordenadas  $2^{\circ}19'42.78''N$ ,  $72^{\circ}37'59.50''W$ , sobre los 220 msnm.

En la Figura 40 se presenta el modelo general de la alternativa No 1, en este caso se utilizaron los corredores paralelos a vías y por la franja con menor intervención a ecosistemas y con menores cambios en la morfología del terreno a fin de considerar zonas geológicamente más estables, no obstante, en el caso de estimar esta alternativa como la definitiva se deberá ajustar con las consideraciones que se estimen en campo y del terreno.

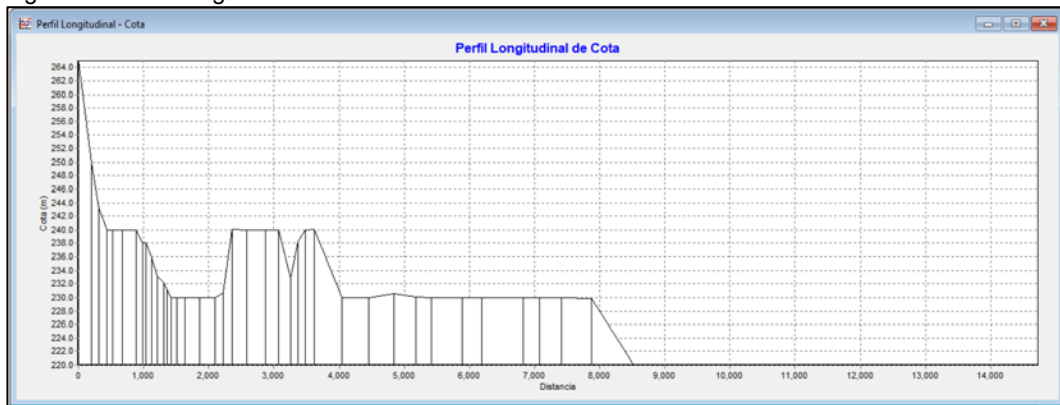


Figura 40 Modelo General de Alternativa 01.



Fuente: El estudio.

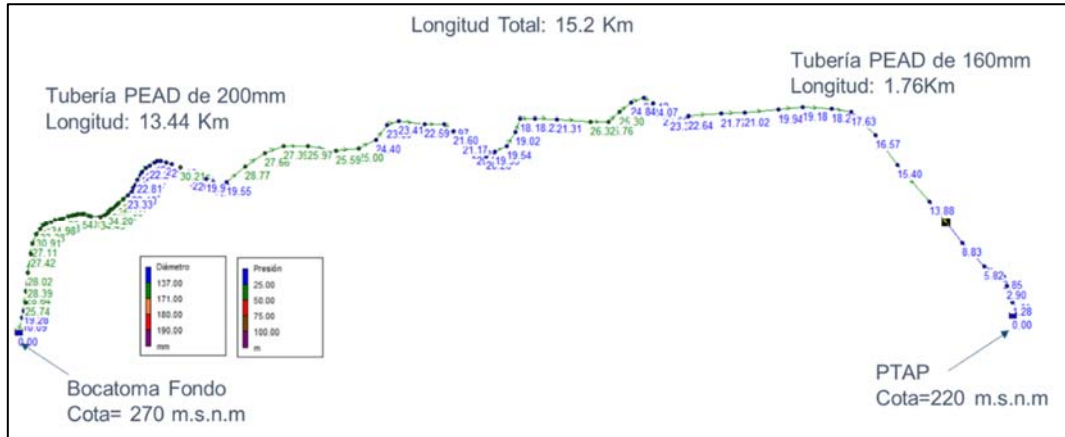
Figura 41. Perfil longitudinal del terreno Alternativa No 1.



Fuente: El estudio.

La alternativa No 1 se empleó la verificación hidráulica de la tubería se realizó mediante el software EPANET, desarrollado por la Environmental Protection Agency of United States – EPA; empleando la ecuación de Darcy – Weisbach, se tomaron los diámetros establecidos en el manual técnico tubosistemas PEAD para la conducción de agua potable, así como las condiciones del material como Coeficientes de Rugosidad absoluta Ks. La dotación se utilizó basada en la Resolución 0330 de 2017, proyectando la población a un periodo de diseño de 25 años como se establece en la normativa.

Figura 42. Diámetros Utilizados en Alternativa 01.



Fuente: El estudio.

En la evaluación matemática del trazado de la alternativa No 1, se estableció un modelo en tubería en serie con diámetros nominales de 160 mm y 200mm; en donde se proyecta una tubería en PEAD de 200mm de diámetro PN 12.5 con una longitud de 13.44 km desde la salida de la estructura de captación; posteriormente continua en una tubería en PEAD de 160 mm de diámetro con una longitud de 1.76 km.

El resultado de la modelación se ilustra velocidades con fluctuaciones entre 0.72 m/s y 1.13 m/s valores que se encuentran entre los lineamientos de la Resolución 0330 de 2017 y los limitantes del material; así mismo, en la Tabla 39 se presentan presiones mayores a 10 m.c.a. y menores a 35.98 m.c.a valor tolerante por el material, sin embargo, en la evaluación final se deberán evaluar la instalación de accesorios y/o elementos para mantener presiones controladas.

Tabla 39. Resultados de la Modelación de la Alternativa No 1.

| ID   | Cota   | Altura | Presión | ID   | Cota   | Altura | Presión | ID   | Cota   | Altura | Presión |
|------|--------|--------|---------|------|--------|--------|---------|------|--------|--------|---------|
|      | m      | m      | m       |      | m      | m      | m       |      | m      | m      | m       |
| J-3  | 230.00 | 263.95 | 33.89   | J-41 | 240.00 | 262.39 | 22.35   | J-79 | 230.00 | 253.46 | 23.41   |
| J-4  | 230.00 | 263.90 | 33.83   | J-42 | 240.00 | 262.25 | 22.20   | J-80 | 230.00 | 249.58 | 19.54   |
| J-5  | 230.00 | 264.73 | 34.66   | J-43 | 231.15 | 266.20 | 34.98   | J-81 | 220.00 | 244.89 | 24.84   |
| J-6  | 230.00 | 264.67 | 34.60   | J-44 | 240.00 | 262.86 | 22.81   | J-82 | 230.00 | 249.06 | 19.02   |
| J-7  | 230.00 | 264.46 | 34.39   | J-45 | 233.17 | 266.61 | 33.38   | J-83 | 230.00 | 248.62 | 18.59   |
| J-8  | 230.00 | 264.38 | 34.32   | J-46 | 236.09 | 263.62 | 27.47   | J-85 | 220.00 | 245.35 | 25.30   |
| J-9  | 230.00 | 265.35 | 35.28   | J-47 | 240.07 | 263.45 | 23.33   | J-86 | 220.00 | 245.81 | 25.76   |
| J-10 | 230.00 | 265.27 | 35.20   | J-48 | 240.00 | 260.54 | 20.50   | J-88 | 229.87 | 248.13 | 18.23   |
| J-11 | 230.00 | 264.17 | 34.10   | J-49 | 240.14 | 260.02 | 19.84   | J-89 | 220.00 | 246.37 | 26.32   |
| J-12 | 230.00 | 264.09 | 34.02   | J-50 | 240.26 | 259.85 | 19.55   | J-90 | 220.16 | 242.85 | 22.64   |
| J-13 | 235.33 | 260.91 | 25.52   | J-51 | 240.00 | 261.67 | 21.63   | J-91 | 230.00 | 254.44 | 24.40   |
| J-14 | 236.61 | 260.82 | 24.16   | J-52 | 240.00 | 261.50 | 21.46   | J-92 | 230.00 | 255.05 | 25.00   |
| J-15 | 230.00 | 265.18 | 35.11   | J-53 | 230.93 | 261.20 | 30.21   | J-93 | 230.00 | 252.64 | 22.59   |
| J-16 | 230.00 | 265.10 | 35.03   | J-54 | 259.42 | 269.53 | 10.09   | J-94 | 220.00 | 238.29 | 18.26   |
| J-17 | 230.70 | 263.82 | 33.05   | J-55 | 250.00 | 269.32 | 19.28   | J-95 | 220.00 | 237.66 | 17.63   |
| J-18 | 230.00 | 264.96 | 34.89   | J-56 | 235.87 | 266.85 | 30.91   | J-96 | 230.36 | 258.08 | 27.66   |
| J-19 | 230.00 | 264.87 | 34.80   | J-57 | 240.00 | 268.69 | 28.64   | J-97 | 230.00 | 257.45 | 27.39   |

| ID   | Cota<br>m | Altura<br>m | Presión<br>m | ID   | Cota<br>m | Altura<br>m | Presión<br>m | ID          | Cota<br>m | Altura<br>m | Presión<br>m |
|------|-----------|-------------|--------------|------|-----------|-------------|--------------|-------------|-----------|-------------|--------------|
| J-20 | 240.00    | 262.06      | 22.02        | J-58 | 240.00    | 268.45      | 28.39        | J-98        | 220.00    | 225.83      | 5.82         |
| J-21 | 240.00    | 261.97      | 21.92        | J-59 | 240.29    | 260.29      | 19.96        | J-99        | 226.10    | 247.46      | 21.31        |
| J-22 | 230.00    | 264.56      | 34.49        | J-60 | 230.00    | 250.89      | 20.85        | J-100       | 230.14    | 255.78      | 25.59        |
| J-23 | 230.00    | 264.27      | 34.20        | J-61 | 230.00    | 250.63      | 20.59        | J-101       | 220.00    | 241.81      | 21.77        |
| J-24 | 233.00    | 266.46      | 33.39        | J-62 | 240.00    | 259.59      | 19.55        | J-102       | 220.00    | 241.07      | 21.02        |
| J-25 | 232.11    | 266.35      | 34.18        | J-63 | 243.26    | 269.05      | 25.74        | J-103       | 230.00    | 258.83      | 28.77        |
| J-26 | 220.00    | 221.59      | 1.59         | J-64 | 220.00    | 243.70      | 23.65        | J-104       | 220.00    | 239.98      | 19.94        |
| J-27 | 220.00    | 221.28      | 1.28         | J-65 | 220.00    | 243.42      | 23.37        | J-105       | 220.00    | 239.22      | 19.18        |
| J-28 | 240.00    | 261.86      | 21.82        | J-66 | 230.00    | 250.30      | 20.26        | J-106       | 230.64    | 256.66      | 25.97        |
| J-29 | 232.90    | 261.02      | 28.06        | J-67 | 230.00    | 249.99      | 19.95        | J-107       | 220.00    | 228.84      | 8.83         |
| J-30 | 230.00    | 265.91      | 35.84        | J-68 | 240.00    | 267.16      | 27.11        | J-108       | 220.00    | 236.60      | 16.57        |
| J-31 | 230.00    | 265.80      | 35.72        | J-69 | 240.00    | 267.48      | 27.42        | J-109       | 220.00    | 235.44      | 15.40        |
| J-32 | 238.30    | 260.71      | 22.36        | J-70 | 230.00    | 251.21      | 21.17        | J-110       | 220.00    | 233.90      | 13.88        |
| J-33 | 230.00    | 265.47      | 35.40        | J-71 | 220.00    | 223.86      | 3.85         | Embalse R-3 | 270.00    | 270.00      | 0.00         |
| J-34 | 240.08    | 263.13      | 23.00        | J-72 | 220.00    | 222.90      | 2.90         | Embalse R-4 | 220.00    | 220.00      | 0.00         |
| J-35 | 240.03    | 263.01      | 22.93        | J-73 | 220.00    | 244.47      | 24.42        |             |           |             |              |
| J-36 | 240.12    | 263.26      | 23.10        | J-74 | 220.00    | 244.12      | 24.07        |             |           |             |              |
| J-37 | 230.00    | 265.61      | 35.54        | J-75 | 230.00    | 252.02      | 21.97        |             |           |             |              |
| J-38 | 240.00    | 262.69      | 22.64        | J-76 | 230.00    | 251.65      | 21.60        |             |           |             |              |
| J-39 | 240.00    | 262.55      | 22.51        | J-77 | 240.00    | 268.08      | 28.02        |             |           |             |              |
| J-40 | 230.00    | 266.05      | 35.98        | J-78 | 230.00    | 253.85      | 23.80        |             |           |             |              |

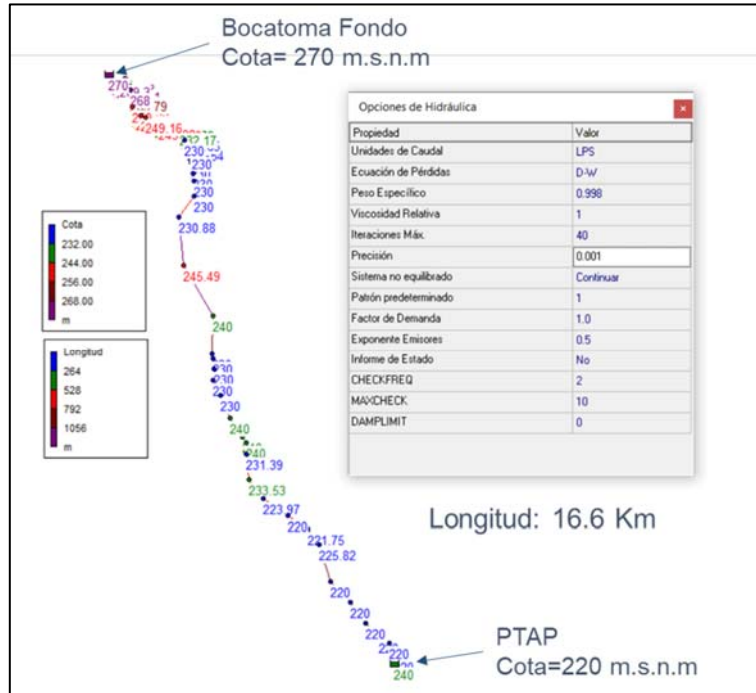
Fuente: El estudio.

### 6.2.3.2 Alternativa N° 2

Se realizó el análisis hidráulico de la alternativa No 2, comprendida con un trazado de 16.6 km, desde el punto propuesto para construcción de la captación sobre las coordenadas 2°26'44.34"N y 72°41'19.84"W sobre la cota 270 msnm, hasta el punto de entrada a la planta de tratamiento en el municipio El Retorno sobre las coordenadas 2°19'42.78"N, 72°37'59.50"W, a una altura de 220 msnm.

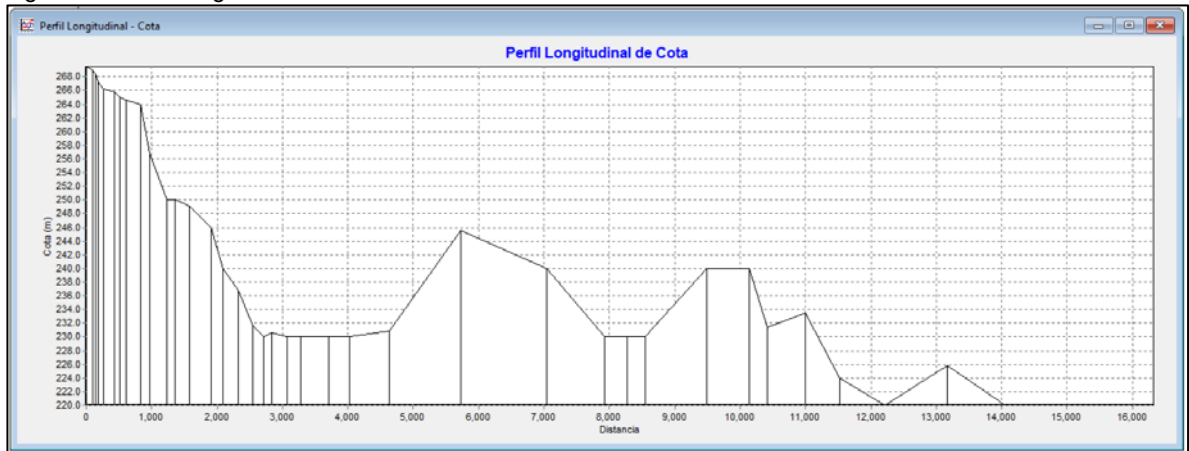
En la Figura 43 se presenta el modelo general de la alternativa No 2, en este se utilizaron los corredores paralelos a vías y por la franja con mayor continuidad morfológicamente suponiendo la zona geológicamente más estable, cabe resaltar que este análisis es a nivel de prefactibilidad, una vez se defina la alternativa se ajustarán los trazados con mayor detalle para su operación

Figura 43 Modelo General de Alternativa 02.



Fuente: El estudio.

Figura 44. Perfil longitudinal del terreno Alternativa No 2.

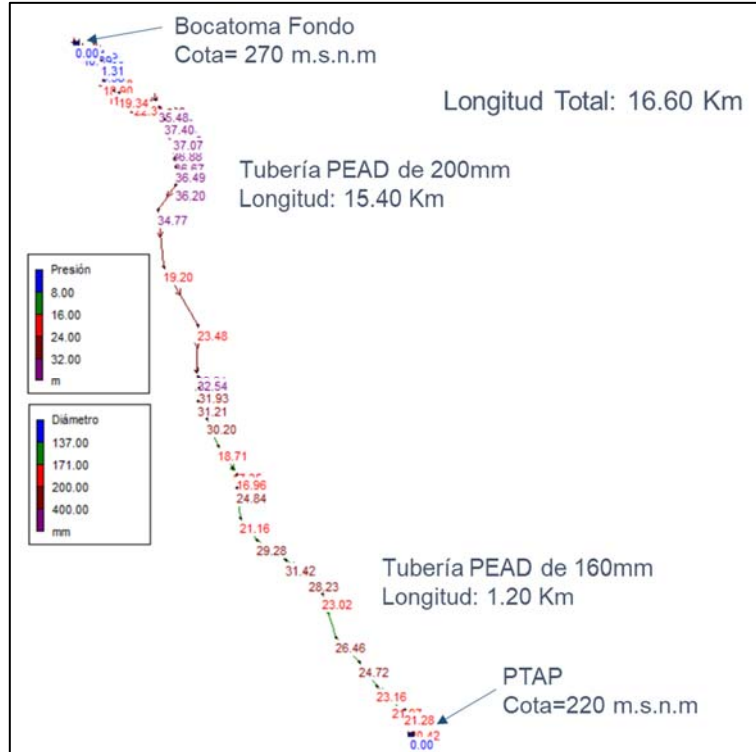


Fuente: El estudio.

La alternativa No 2 se empleó la verificación hidráulica de la tubería se realizó mediante el software EPANET, desarrollado por la Environmental Protection Agency of United States – EPA; empleando la ecuación de Darcy – Weisbach, se tomaron los diámetros establecidos en el manual técnico tubosistemas PEAD para la conducción de agua potable, así como las condiciones del material como Coeficientes de Rugosidad absoluta  $K_s$ . La dotación se utilizó basada en la Resolución 0330 de 2017, proyectando la población a un periodo de diseño de 25

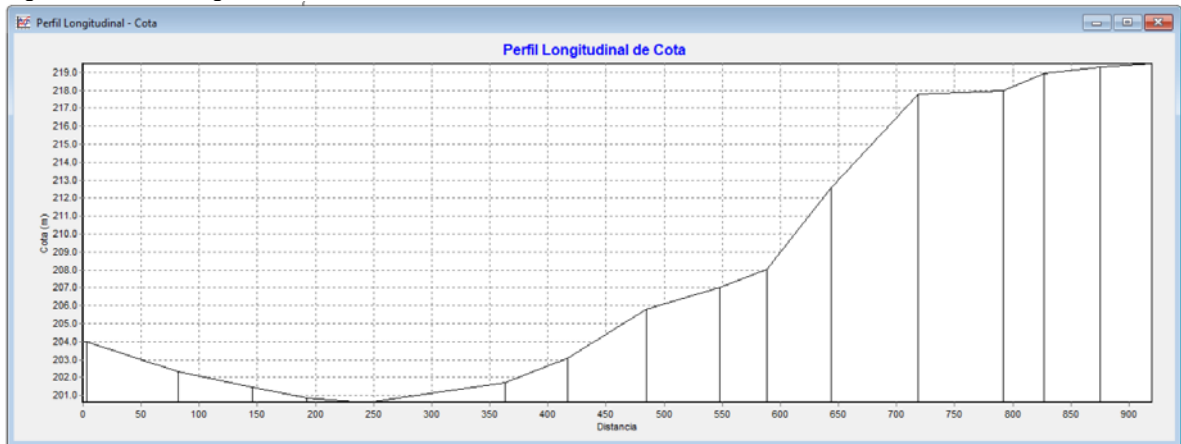
años como se establece en la normativa.

Figura 45. Diámetros Utilizados en Alternativa 02.



Fuente: El estudio.

Figura 46. Perfil longitudinal del terreno Alternativa No 3.



Fuente: El estudio.

En la evaluación matemática del trazado de la alternativa No 2, se estableció un modelo en tubería en serie con diámetros nominales de 200 mm y 160 mm; en

donde se proyecta una tubería en PEAD de 200mm de diámetro PN 12.5 con una longitud de 8.14 km desde la salida de la estructura de captación; posteriormente continua en una tubería en PEAD de 200 mm de diámetro con una longitud de 8.46 km.

El resultado de la modelación se detallan velocidades con fluctuaciones entre 0.71 m/s y 1.11 m/s valores que se encuentran entre los lineamientos de la resolución 0330 de 2017 y los limitantes del material; así mismo, Tabla 40 se presentan presiones mayores a 10 m.c.a. y menores a 32.60 m.c.a valor tolerante por el material, sin embargo, en la evaluación final se deberán evaluar la instalación de accesorios y/o elementos para mantener presiones controladas.

Tabla 40. Resultados de la Modelación de la Alternativa No 2.

| ID Nudo | Cota   | Altura | Presión | ID Nudo | Cota   | Altura | Presión |
|---------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|---------|
|         | m      | m      | m       |         | m      | m      | m       |
| J-1     | 268.40 | 269.53 | 1.12    | J-61    | 240.00 | 244.75 | 4.74    |
| J-2     | 267.20 | 269.52 | 2.32    | J-62    | 233.53 | 240.77 | 7.23    |
| J-3     | 250.00 | 266.68 | 16.65   | J-63    | 223.97 | 239.37 | 15.37   |
| J-4     | 250.00 | 266.65 | 16.62   | J-64    | 220.00 | 237.55 | 17.52   |
| J-5     | 230.43 | 262.40 | 31.90   | J-65    | 220.00 | 230.91 | 10.89   |
| J-6     | 230.54 | 262.34 | 31.73   | J-66    | 230.88 | 257.60 | 26.67   |
| J-7     | 264.80 | 268.43 | 3.63    | J-67    | 220.00 | 232.63 | 12.61   |
| J-8     | 264.60 | 268.35 | 3.74    | J-68    | 240.00 | 251.23 | 11.21   |
| J-9     | 265.40 | 268.70 | 3.30    | J-69    | 245.49 | 254.71 | 9.21    |
| J-10    | 265.00 | 268.60 | 3.59    | J-72    | 220.00 | 222.90 | 2.90    |
| J-11    | 269.00 | 269.64 | 0.64    | J-73    | 220.00 | 244.47 | 24.42   |
| J-12    | 256.76 | 267.39 | 10.61   | J-74    | 220.00 | 244.12 | 24.07   |
| J-13    | 251.33 | 267.28 | 15.92   | J-75    | 230.00 | 252.02 | 21.97   |
| J-14    | 265.80 | 268.82 | 3.01    | J-76    | 230.00 | 251.65 | 21.60   |
| J-15    | 266.80 | 269.40 | 2.60    | J-77    | 240.00 | 268.08 | 28.02   |
| J-17    | 269.50 | 269.88 | 0.38    | J-78    | 230.00 | 253.85 | 23.80   |
| J-18    | 266.20 | 269.28 | 3.07    | J-79    | 230.00 | 253.46 | 23.41   |
| J-19    | 250.00 | 266.52 | 16.48   | J-80    | 230.00 | 249.58 | 19.54   |
| J-20    | 239.46 | 263.84 | 24.33   | J-81    | 220.00 | 244.89 | 24.84   |
| J-21    | 236.76 | 263.70 | 26.89   | J-82    | 230.00 | 249.06 | 19.02   |
| J-22    | 245.16 | 264.55 | 19.36   | J-83    | 230.00 | 248.62 | 18.59   |
| J-23    | 240.00 | 264.42 | 24.37   | J-85    | 220.00 | 245.35 | 25.30   |
| J-24    | 264.40 | 268.20 | 3.79    | J-86    | 220.00 | 245.81 | 25.76   |
| J-25    | 264.00 | 267.77 | 3.76    | J-88    | 229.87 | 248.13 | 18.23   |
| J-26    | 263.79 | 267.62 | 3.82    | J-89    | 220.00 | 246.37 | 26.32   |
| J-27    | 231.60 | 263.12 | 31.46   | J-90    | 220.16 | 242.85 | 22.64   |
| J-28    | 231.65 | 262.97 | 31.26   | J-91    | 230.00 | 254.44 | 24.40   |
| J-29    | 250.04 | 266.36 | 16.29   | J-92    | 230.00 | 255.05 | 25.00   |
| J-30    | 266.00 | 269.11 | 3.11    | J-93    | 230.00 | 252.64 | 22.59   |
| J-31    | 264.20 | 268.01 | 3.80    | J-94    | 220.00 | 238.29 | 18.26   |
| J-32    | 230.00 | 261.37 | 31.30   | J-95    | 220.00 | 237.66 | 17.63   |
| J-33    | 230.00 | 261.17 | 31.10   | J-96    | 230.36 | 258.08 | 27.66   |
| J-34    | 250.00 | 266.92 | 16.89   | J-97    | 230.00 | 257.45 | 27.39   |
| J-35    | 230.00 | 261.98 | 31.91   | J-98    | 220.00 | 225.83 | 5.82    |
| J-36    | 230.00 | 261.73 | 31.67   | J-99    | 226.10 | 247.46 | 21.31   |
| J-37    | 243.53 | 265.14 | 21.57   | J-100   | 230.14 | 255.78 | 25.59   |
| J-38    | 245.88 | 264.88 | 18.96   | J-101   | 220.00 | 241.81 | 21.77   |
| J-39    | 232.17 | 263.39 | 31.16   | J-102   | 220.00 | 241.07 | 21.02   |
| J-40    | 230.00 | 262.68 | 32.62   | J-103   | 230.00 | 258.83 | 28.77   |
| J-41    | 250.00 | 266.08 | 16.04   | J-104   | 220.00 | 239.98 | 19.94   |
| J-42    | 230.00 | 248.87 | 18.83   | J-105   | 220.00 | 239.22 | 19.18   |
| J-43    | 230.00 | 248.57 | 18.53   | J-106   | 230.64 | 256.66 | 25.97   |

| ID Nudo | Cota   | Altura | Presión | ID Nudo     | Cota   | Altura | Presión |
|---------|--------|--------|---------|-------------|--------|--------|---------|
|         | m      | m      | m       |             | m      | m      | m       |
| J-44    | 249.16 | 265.77 | 16.58   | J-107       | 220.00 | 228.84 | 8.83    |
| J-45    | 240.00 | 243.40 | 3.39    | J-108       | 220.00 | 236.60 | 16.57   |
| J-46    | 240.00 | 243.01 | 3.01    | J-109       | 220.00 | 235.44 | 15.40   |
| J-47    | 220.00 | 221.35 | 1.35    | J-110       | 220.00 | 233.90 | 13.88   |
| J-49    | 230.00 | 260.56 | 30.50   | Embalse R-3 | 270.00 | 270.00 | 0.00    |
| J-50    | 230.00 | 260.05 | 29.99   | Embalse R-4 | 220.00 | 220.00 | 0.00    |
| J-51    | 230.00 | 247.97 | 17.93   |             |        |        |         |
| J-52    | 220.00 | 225.89 | 5.88    |             |        |        |         |
| J-53    | 220.00 | 223.87 | 3.86    |             |        |        |         |
| J-54    | 231.39 | 242.30 | 10.89   |             |        |        |         |
| J-55    | 230.00 | 247.25 | 17.21   |             |        |        |         |
| J-56    | 230.00 | 259.19 | 29.13   |             |        |        |         |
| J-57    | 230.00 | 246.25 | 16.21   |             |        |        |         |
| J-58    | 221.75 | 236.12 | 14.34   |             |        |        |         |
| J-59    | 225.82 | 234.99 | 9.15    |             |        |        |         |
| J-60    | 220.00 | 229.36 | 9.34    |             |        |        |         |

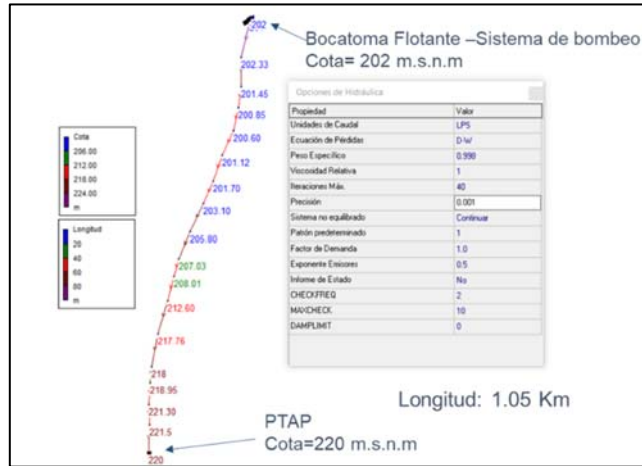
Fuente: El estudio.

### 6.2.3.3 Alternativa N°3

Se realizó el análisis hidráulico de la alternativa No 3, comprendida con un trazado de 1.05 km, desde el punto propuesto para construcción de la captación flotante sobre las coordenadas 2°20'12.83"N, 72°37'51.70"W sobre la cota 202 msnm, hasta el punto de entrada a la planta de tratamiento en el municipio El Retorno sobre las coordenadas 2°19'42.78"N, 72°37'59.50"W, a una altura de 220 msnm.

En la Figura 47 se presenta el modelo general de la alternativa No 3, en este caso se utilizó el trazado actual, dado que se proyecta es realizar una optimización de la línea de aducción; por tanto, se empleará la misma localización geográfica para el sistema. Dada la capacidad de tratamiento de la planta actual, se empleará la misma configuración de 2 bombas en paralelo, que operen de manera escalonada en periodos de 8 horas, permitiendo una vida útil mayor de las bombas y de realizar labores de mantenimiento y reposición, sin que se afecte la continuidad en el servicio. Para esto se utilizarán dos bombas centrifugas de 12.5 hp cada, para un punto de trabajo de 1200 l/min y una presión manométrica de 32 mca, cumpliendo con las necesidades básicas de caudal al horizonte de diseño.

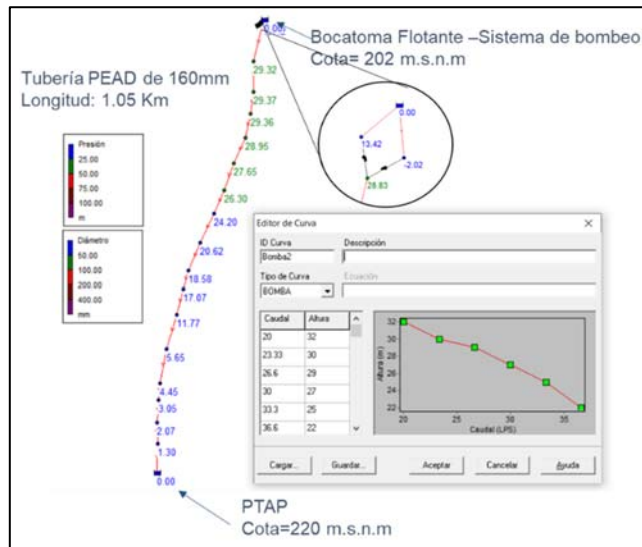
Figura 47 Modelo General de Alternativa No 3.



Fuente: El estudio.

La alternativa No 3 se empleó la verificación hidráulica de la tubería se realizó mediante el software EPANET, desarrollado por la Environmental Protection Agency of United States – EPA; empleando la ecuación de Darcy – Weisbach, se tomaron los diámetros establecidos en el manual técnico tubosistemas PEAD para la conducción de agua potable, así como las condiciones del material como Coeficientes de Rugosidad absoluta Ks. La dotación se utilizó basada en la Resolución 0330 de 2017, proyectando la población a un periodo de diseño de 25 años como se establece en la normativa.

Figura 48. Diámetros Utilizados en Alternativa No 3.



Fuente: El estudio.



En la evaluación matemática del trazado de la alternativa No 3, se estableció un modelo con una tubería en PEAD de 160mm de diámetro PN 12.5 con una longitud de 1.05 km desde la salida del sistema de bombeo.

El resultado de la modelación se ilustra velocidades 1.49 m/s valores que se encuentran entre los lineamientos de la resolución 0330 de 2017 y los limitantes del material; así mismo, en la Tabla 41 se presentan presiones mayores a 10 m.c.a. Así mismo deberán realizarse la evaluación instalación de accesorios y/o elementos para mantener presiones controladas.

Tabla 41. Resultados de la Modelación de la Alternativa No 3.

| ID Nudo       | Cota   | Altura | Presión |
|---------------|--------|--------|---------|
|               | m      | m      | m       |
| Conexión J-1  | 218.00 | 222.46 | 4.45    |
| Conexión J-2  | 218.95 | 222.01 | 3.05    |
| Conexión J-3  | 207.03 | 225.65 | 18.58   |
| Conexión J-4  | 208.01 | 225.11 | 17.07   |
| Conexión J-6  | 204.00 | 232.88 | 28.83   |
| Conexión J-7  | 219.30 | 221.38 | 2.07    |
| Conexión J-8  | 219.50 | 220.80 | 1.30    |
| Conexión J-9  | 202.33 | 231.71 | 29.32   |
| Conexión J-10 | 201.45 | 230.88 | 29.37   |
| Conexión J-11 | 200.85 | 230.27 | 29.36   |
| Conexión J-12 | 200.60 | 229.60 | 28.95   |
| Conexión J-13 | 201.70 | 228.05 | 26.30   |
| Conexión J-14 | 203.10 | 227.35 | 24.20   |
| Conexión J-15 | 212.60 | 224.39 | 11.77   |
| Conexión J-16 | 201.12 | 228.83 | 27.65   |
| Conexión J-18 | 205.80 | 226.46 | 20.62   |
| Conexión J-19 | 217.76 | 223.42 | 5.65    |
| Conexión 1    | 204.00 | 201.97 | -2.02   |
| Conexión 2    | 204.00 | 217.44 | 13.42   |
| Embalse R-1   | 202.00 | 202.00 | 0.00    |
| Embalse R-2   | 220.00 | 220.00 | 0.00    |

Fuente: El estudio.

### 6.3 ANÁLISIS DE IMPACTO AMBIENTAL

El análisis de impactos ambientales contemplará la identificación y descripción de las áreas de influencia directa e indirecta de las alternativas propuestas, identificando los ecosistemas que se pretenden intervenir y el grado de intervención al que estos pueden ser sometidos. Para efectuar dicho análisis se realizó la consulta en documentos técnicos como el Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio El Retorno y el Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca Hidrográfica – POMCA del Caño Grande, que son los dos documentos que actualmente identifican las zonas objeto de la evaluación de impacto, cabe resaltar que este análisis se estructura bajo información secundaria; sin embargo, una vez se establezca la alternativa con menor impacto, debe realizarse una validación en

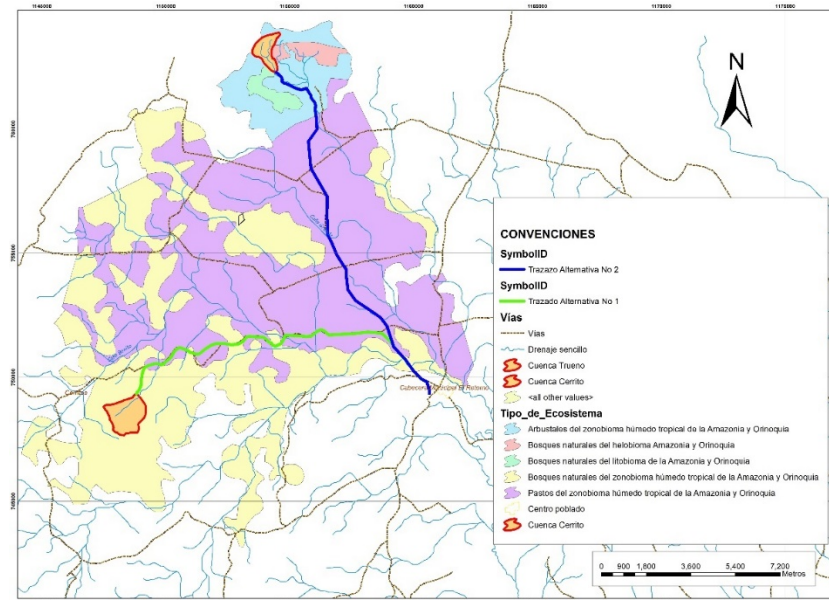
campo con profesionales especialistas en la evaluación de los ecosistemas.

A continuación, se describe el nivel de afectación de cada uno sobre los diferentes ecosistemas que se encuentran en el área de influencia de las alternativas definidas y de las proyecciones de los trazados de las líneas de aducción y de la validación del análisis hidráulico, cabe resaltar que para este análisis los mayores impactos se reflejaran sobre la alternativa No 1 y alternativa No 2, dado que la alternativa No 3 se proyecta sobre el trazado actual, ubicado sobre el casco urbano, sin afectación sobre los ecosistemas.

Para el análisis, se sobrepuso los trazados de la red de aducción de las dos alternativas propuestas, sobre la zonificación de ecosistemas del Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca Hidrográfica del Caño Grande, posteriormente se realizó un buffer o zona de influencia sobre el trazado de las líneas de aducción propuesta, correspondiente a la instalación de la tubería; para la Alternativa No. 1 abarcaría un área total de 8,5 ha, de las cuales 6,19 ha corresponden al ecosistema de *Pastos del zonobioma húmedo tropical de la Amazonia y Orinoquia* y 2,30 ha corresponden al ecosistema de *Bosques naturales del zonobioma húmedo tropical de la Amazonia y Orinoquia*. Por otra parte, el trazado de la alternativa No. 2 abarcaría un área total de 9,17 ha, de las cuales 1,84 ha corresponden al tipo de ecosistema *Arbustales del zonobioma húmedo tropical de la Amazonia y Orinoquia*, 6,60 ha pertenecen al ecosistema *Pastos del zonobioma húmedo tropical de la Amazonia y Orinoquia*, 0,31 ha en el ecosistema *Bosques naturales del helobioma Amazonia y Orinoquia* y 0,40 ha al ecosistema *Bosques naturales del zonobioma húmedo tropical de la Amazonia y Orinoquia*.

La alternativa No 3 la cual corresponde a una optimización de la línea de aducción actual, esta se localiza sobre el casco urbano, por tanto, no presenta intervención a los ecosistemas definidos en el POMCA del Caño Grande. En la Figura 49 se presenta el mapa los trazados propuestos sobre la zonificación eco sistémica del POMCA del Caño Grande.

Figura 49. Interferencia de los Trazados sobre Ecosistemas



Fuente: El estudio – Digitalización POMCA.

Como se representa en mapa y con los datos obtenidos la alternativa No. 1 tiene mayor área de impacto sobre ecosistemas con respecto a la alternativa No. 2 en área de interferencia total, en donde la alternativa No 1 supone la intervención de una mayor área de bosques, lo cual la establece como la alternativa con mayor impacto ambiental del análisis, lo cual se reflejará en la complejidad de la ejecución de la obra; así mismo, con la autorización de la corporación ambiental en la aprobación de los permisos ambientales. Por el contrario, la afectación de la alternativa No. 2 sobre los ecosistemas de bosque se reducen exclusivamente al cruce de las fuentes hídricas, lo cual reduce el impacto ambiental y lo hace más favorable para la intervención y la obtención de los permisos ambientales como para la eficiencia a la hora de la ejecución de la obra; ahora bien, la alternativa No 3 es la que no requiere ningún permiso para la intervención, dado que comprende la optimización de una línea existente que cuenta con un trazado sobre predios públicos y privados dentro de la zona urbana.

En cuanto a predios de interés hídrico, humedales, zonas de conservación u otros esquemas de preservación de ecosistemas, los trazados propuestos no afectarían ninguno de estos, puesto que en su gran mayoría atravesarían potreros; sin embargo, de acuerdo con la zonificación de cobertura vegetal del Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca Hidrográfica del Caño Grande, el proyecto intervendría una franja mínima de los bosques de galería en las distintas fuentes hídricas sobre las que se pretende cruzar la tubería, así como una franja de bosque natural denso.

Al realizar el análisis de los trazados proyectados sobre los posibles drenajes que se visualizan en imágenes satelitales, cartografía del POMCA Caño Grande y de las evidenciadas en la visita a campo se obtuvieron los siguientes puntos.

Tabla 42. Intersección de los Trazados sobre Drenajes Naturales

| <b>CRUCES SOBRE DRENAJES ALTERNATIVA NO. 1</b> | <b>OBSERVACIÓN</b>         | <b>CRUCES SOBRE DRENAJES ALTERNATIVA NO. 2</b> | <b>OBSERVACIÓN</b>         |
|--|----------------------------|--|----------------------------|
| 2°20'22.28"N72°43'53.98"W                      | Puente vehicular existente | 2°26'33.63"N72°41'11.87"W                      | Puente vehicular existente |
| 2°20'57.01"N72°41'59.58"W                      | Puente vehicular existente | 2°25'36.35"N72°40'27.52"W                      | Drenaje menor              |
| 2°20'47.16"N72°41'16.49"W                      | Puente vehicular existente | 2°23'17.91"N72°40'13.22"W                      | Puente vehicular existente |
| 2°21'5.31"N72°40'17.73"W                       | Puente vehicular existente | 2°22'15.03"N72°39'48.71"W                      | Drenaje menor              |
| 2°21'2.36"N72°39'36.35"W                       | Puente vehicular existente | 2°21'20.27"N72°39'2.08"W                       | Drenaje menor              |
| 2°20'20.47"N72°38'26.55"W                      | Viaducto sobre Caño Grande | 2°20'20.47"N72°38'26.55"W                      | Viaducto sobre Caño Grande |

Fuente: El estudio.

Revisada la información cartográfica ya nombrada, los trazados de las dos alternativas atravesarían cerca de seis (6) drenajes naturales; adicionalmente se deben considerar dos pasos (2) pasos elevados de mayor magnitud en la alternativa No. 1; ahora en la Alternativa No 2 se localiza sobre fuentes de gran caudal y un (1) paso elevado sobre el Caño Grande; dado que actualmente se cuentan con estructuras de paso vehicular sobre los drenajes ya mencionados, es factible el anclaje de las tuberías proyectadas sobre dichas estructuras; esto en función de la comprobación, si la estructura es capaz de soportar las nuevas cargas y diseñar un sistema de sujeción, en otros, se deberá prever estructuras nuevas.

Para la puesta en marcha de cualquiera de los dos casos propuestos; Alternativa No 1 y Alternativa No 2 se requeriría de la obtención de una (1) concesión de aguas superficiales y seis (6) permisos de ocupación de cauce de no poder ser aprovechada la infraestructura existente (puentes y viaductos), en todo caso se debe realizar la respectiva verificación estructural para el posible uso de la misma. Así mismo, los permisos de aprovechamiento forestal.

El análisis de impactos ambientales se constituye en un insumo clave para la toma de decisiones previo a la ejecución de una obra, en este sentido, la construcción del sistema de acueducto por gravedad para el Municipio El Retorno trae consigo impactos ambientales asociados a la afectación de ecosistemas estratégicos, el cual sería un impacto negativo. De acuerdo con lo anterior, la alternativa No. 1 requeriría

el aprovechamiento de 2,30 ha de bosque natural denso, mientras que la alternativa No. 2 tan solo afectaría 0,7 ha, cerca de la tercera parte de la otra alternativa; por otra parte, la Alternativa No 3 no comprende cambios o impactos ambientales relevantes sobre el ecosistema en el cual se proyecta, dado que se localiza sobre el casco urbano y la incidencia sobre es mínima, frente a las otras dos alternativas.

#### 6.4 ANÁLISIS ECONÓMICO

En este capítulo se realizará el análisis de los costos de inversión, mantenimiento, y reposición de las estructuras que comprende cada alternativa, a nivel de prefactibilidad, en donde se tomaran los valores de estudios de mercado, revisión de presupuestos de proyectos similares ejecutados por la Gobernación del Guaviare, precios oficiales de la Gobernación del Guaviare y a través de Funciones de costo ampliamente utilizadas en el sector de Agua Potable y Saneamiento por los organismos nacionales e internacionales encargados de la planeación y financiamiento de obras de acueductos y alcantarillados.

Tal como se indicó, las funciones de costos han sido ampliamente utilizadas en el sector agua potable y saneamiento básico, ahora bien, tomando el estudio de *“Análisis de la Metodología de Costo Mínimo de Expansiones de Capacidad”* elaborado por Aleán Suárez & Díaz-Granados de la Universidad de los Andes en el año 2001, determino las funciones de costos contenido en la Tabla 43, utilizando información de 485 proyectos de acueducto y 210 proyectos de alcantarillado levantada por la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico. De esta forma, el costo de un sistema o de un componente de acueducto o alcantarillado puede expresarse en función de la capacidad mediante la siguiente ecuación:

$$C(Q) = K * Q^b \quad (34)$$

Donde,

C (Q): es el costo total de una instalación de “Q” unidades de capacidad.

K: es una constante, que representa el costo de capacidad unitaria.

B: es el factor de economía de escala.

Tabla 43. Factores de Economía Escala (b) en Acueducto.

| COMPONENTE         | FACTOS DE ECONOMÍA DE ESCALA B | CONSTANTE K O COSTO DE UNIDAD DE CAPACIDAD | COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN R |
|--------------------|--------------------------------|--|--------------------------------|
| Captación de fondo | 0,65                           | 1967,2                                     | 0,6763                         |

| COMPONENTE                       | FACTOS DE ECONOMÍA DE ESCALA B | CONSTANTE K O COSTO DE UNIDAD DE CAPACIDAD | COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN R |
|----------------------------------|--------------------------------|--|--------------------------------|
| Captación lateral                | 0,79                           | 1415,1                                     | 0,7267                         |
| Pozo de succión                  | 0,86                           | 11286                                      | 0,8942                         |
| Desarenador                      | 0,55                           | 2770,8                                     | 0,709                          |
| Conducción                       | 0,81                           | 14227                                      | 0,643                          |
| Tanques superficiales            | 0,66                           | 1391,7                                     | 0,7898                         |
| Tanques sedimentadores           | 0,79                           | 763,11                                     | 0,8514                         |
| Tanques enterrados               | 0,75                           | 863,63                                     | 0,8567                         |
| Tanques elevados                 | 0,69                           | 2378,3                                     | 0,6899                         |
| Planta convencional por gravedad | 0,81                           | 13010                                      | 0,689                          |
| Planta compacta                  | 0,57                           | 21886                                      | 0,7011                         |
| Planta de filtración lenta       | 0,73                           | 27989                                      | 0,711                          |
| Estación de bombeo               | 0,76                           | 4081,5                                     | 0,657                          |

Nota: Para indexar la inversión al valor presente se utilizaron los Índices de Precios del Consumidor IPC.  
Fuente: Análisis de la Metodología de Costo Mínimo de Expansiones de Capacidad, 2011.

Por otra parte, el Viceministro de Agua Potable y Saneamiento Básico en el seminario “Preparación de Proyectos de Expansión de Sistemas de Agua Potable y Saneamiento Básico” del año 2011, además de los factores de economía de escala relacionados anteriormente, planteo las funciones de costo contenidas en la para valorar los planes de expansión de los componentes de sistemas de abastecimiento.

Tabla 44. Funciones de Costos Componentes Sistemas de Abastecimiento.

| COMPONENTE           | FUNCIÓN DE COSTO         | OBSERVACIÓN  |
|----------------------|--------------------------|--|
| Bocatoma de fondo    | $C = 38,878 * Q^{0.49}$  | Q= Caudal de diseño en L/s.<br>C= Costo en millones de \$.           |
| Captación Lateral    | $C = 2,389 * Q^{0.26}$   | Q= Caudal de diseño en L/s.<br>C= Costo en millones de \$.           |
| Desarenador          | $C = 6,667 * Q^{0.548}$  | Q= Caudal de diseño en L/s.<br>C= Costo en millones de \$.           |
| PTAP                 | $C = 91 * Q^{0.588}$     | Q= Caudal de diseño en L/s.<br>C= Costo en millones de \$.           |
| Tanque elevado       | $C = 18,372 * V^{0.642}$ | C= Costo en millones de \$.<br>V=Volumen de diseño en m <sup>3</sup> |
| Tanque semienterrado | $C = 6,124 * V^{0.642}$  | C= Costo en millones de \$.  |

| COMPONENTE             | FUNCIÓN DE COSTO        | OBSERVACIÓN  |
|------------------------|-------------------------|--|
| Conducción             | $C = 68674 + 874 * Q$   | V=Volumen de diseño en m <sup>3</sup><br>C= Costo de metro lineal en \$<br>Q= Caudal de diseño en L/s. |
| Red Distribución (l/s) | $C = 91113 + 75,49 * Q$ | C= Costo de metro lineal en \$<br>Q= Caudal de diseño en L/s.  |

Fuente: Seminario Preparación de Proyectos de Expansión de Sistemas de Agua Potable y Saneamiento Básico del año 2011.

Los costos de inversión que se estiman con las funciones de costos ya nombradas, se le realizara la indexación de los valores, dado que las funciones de costos, se estimaron en el año 2011 y es necesario aterrizarlas al valor presente, para ello se utilizó el índice de precios del consumidor IPC, establecido por el DANE con la serie de empalme del 2003 al 2020.

A continuación, se realiza el análisis de costos de inversión, reposición y mantenimientos para cada una de las alternativas propuestas.

#### 6.4.1 COSTOS ALTERNATIVAS N° 1.

La alternativa No 1 comprende el abastecimiento de la fuente denominada Caño Bonito; para este sistema de abastecimiento comprende la construcción de una bocatoma, desarenador y una línea de aducción de 15.2 km, en una tubería en PEAD de 200mm de diámetro PN 12.5 con una longitud de 7.60 km desde la salida de la estructura de captación; posteriormente continua en una tubería en PEAD de 160 mm de diámetro con una longitud de 7.60 km. Para las estructuras de captación y desarenador se emplearán funciones de costos, en cambio para la línea de aducción se utilizarán los precios oficiales de la Gobernación del Guaviare. En la

Tabla 45. Costos por metro del suministro e instalación de tubería.

| ÍTEM                            | Actividades  | Unidad | Cantidad | Precio Unitario | Valor Total  |
|---------------------------------|--|--------|----------|-----------------|--------------|
| 3.1                             | Actividades preliminares   | M      | 1        | \$2.196,35      | \$2.196,35   |
| 3.2                             | Excavaciones   | M3     | 1.2      | \$42.873,66     | \$51.448,39  |
| 3.3                             | Arena para base de tubería (inc. Extendida y compactada)               | M3     | 0.18     | \$191.023,53    | \$34.384,24  |
| 3.4                             | Relleno para estructuras con recebo.                                   | M3     | 0.18     | \$53.641,89     | \$9.655,54   |
| 3.5                             | Relleno con material de excavación.                                    | M3     | 0.18     | \$38.074,11     | \$6.853,34   |
| 3.6                             | Suministro e instaló. Tubería PEAD 200 mm (Inc. unión e instal acces.) | M      | 1        | \$151.360,00    | \$151.360,00 |
| 3.7                             | Suministro e instal. Tubería PEAD 160 mm (Inc. unión e instal acces.)  | M      | 1        | \$97.770,00     | \$97.770,00  |
| 3.8                             | Accesorios PEAD 200mm  | %      | 2.0%     |                 | \$3.027,20   |
| 3.9                             | Accesorios PEAD 160mm  | %      | 2.0%     |                 | \$1.955,40   |
| <b>TOTAL PEAD 200mm x metro</b> |  |        |          |                 | \$258.925,06 |
| <b>TOTAL PEAD 160mm x metro</b> |  |        |          |                 | \$204.263,26 |

Fuente: El estudio.

Tabla 46. Análisis de Costos de Inversión Alternativa No 1.

| ÍTEM         | COMPONENTES ACUEDUCTO        | UNIDAD | CAPACIDAD | FUNCION DE COSTO        | COSTO EN Millones de \$ | COSTO EN Millones de \$ (2020) |
|--------------|------------------------------|--------|-----------|-------------------------|-------------------------|--------------------------------|
| 1.0          | Bocatoma Fondo               | L/s    | 32.56     | $C = 38,878 * Q^{0.49}$ | \$214,25                | \$ 301,31                      |
| 2.0          | Desarenador                  | L/s    | 16.28     | $C = 6,667 * Q^{0.548}$ | \$30,76                 | \$ 43,25                       |
| 3.0          | Línea de Aducción PEAD 200mm | M      | 13400     | $C = 0,2589 * m$        |                         | \$ 3.469,60                    |
| 4.0          | Línea de Aducción PEAD 160mm | M      | 1760      | $C = 0,2042 * m$        |                         | \$ 359,50                      |
| <b>TOTAL</b> |                              |        |           |                         |                         | \$ 4.173,67                    |

Fuente: El estudio.

Para la alternativa No 1 comprende una inversión de \$ 4.173,67 millones, para la construcción de la bocatoma, desarenador y línea de aducción; cabe resaltar que estos costos son a nivel de prefactibilidad, a fin de realizar el estudio comparativo entre las alternativas proyectadas.

Se realizó un análisis de los elementos más vulnerables en la operación; en donde se logró concluir que los elementos eléctricos y los accesorios de las tuberías de conducción del fluido, son los elementos que podría presentar fallas debido a eventos de amenazas naturales, intervención antrópica o por con una vida útil corta en comparación con las estructuras en concreto y estructuras metálicas; por tanto, es necesario estimar un valor mensual asignado al valor de estos elementos, que permita tener un activo de amortización ante la presentación de la falla de alguno de los elementos que componen el sistema eléctrico y/o transporte del agua; por ende, se estimaron los valores tomando como base el presupuesto de inversión proyectado en los componentes de accesorios hidráulicos y eléctricos; y se les aplico depreciación de un activo por el método lineal, el cual establece la resta entre el valor inicial del accesorio y el valor remanente; dividido el periodo, el cual corresponde al establecido en el diseño y en conformidad con el RAS, obteniendo un valor de 25 años. Dado que para la alternativa No 1 no comprende elementos eléctricos, solo se le asignará los costos de mantenimiento preventivo y un rubro correspondiente a la reposición de accesorios. Para la estimación del valor aproximado de los accesorios se tomó un valor de 2% del valor del suministro e instalación de la tubería como se muestra en la Tabla 45, posteriormente se multiplica por el número de metros de los dos tramos de tubería, obteniendo un valor de \$ 44,00 millones en la inversión de los accesorios y teniendo un valor remanente de cero (0), dividido el periodo de diseño (25 años) se obtiene un valor de \$ 1,76 millones/ anual.

#### 6.4.2 COSTOS ALTERNATIVAS N° 2.

La alternativa No 2 comprende el abastecimiento de la fuente denominada Caño Trueno; para este sistema de abastecimiento comprende la construcción de una bocatoma, desarenador y una línea de aducción de 16.60 km, en una tubería en



PEAD de 200mm de diámetro PN 12.5 con una longitud de 10.05 km desde la salida de la estructura de captación; posteriormente continua en una tubería en PEAD de 160 mm de diámetro con una longitud de 6.51 km. Para las estructuras de captación y desarenador se emplearán funciones de costos, en cambio para la línea de aducción se utilizarán los precios oficiales de la Gobernación del Guaviare.

Tabla 47. Costos por metro del suministro e instalación de tubería.

| ÍTEM                            | Actividades  | Unidad | Cantidad | Precio Unitario | Valor Total         |
|---------------------------------|--|--------|----------|-----------------|---------------------|
| 3.1                             | Actividades preliminares   | M      | 1        | \$2.196,35      | \$2.196,35          |
| 3.2                             | Excavaciones   | M3     | 1.2      | \$42.873,66     | \$51.448,39         |
| 3.3                             | Arena para base de tubería (inc. Extendida y compactada)               | M3     | 0.18     | \$191.023,53    | \$34.384,24         |
| 3.4                             | Relleno para estructuras con recebo.                                   | M3     | 0.18     | \$53.641,89     | \$9.655,54          |
| 3.5                             | Relleno con material de excavación.                                    | M3     | 0.18     | \$38.074,11     | \$6.853,34          |
| 3.6                             | Suministro e instaló. Tubería PEAD 200 mm (Inc. unión e instal acces.) | M      | 1        | \$151.360,00    | \$151.360,00        |
| 3.7                             | Suministro e instal. Tubería PEAD 160 mm (Inc. unión e instal acces.)  | M      | 1        | \$97.770,00     | \$97.770,00         |
| 3.8                             | Accesorios PEAD 200mm  | %      | 2.0%     |                 | \$3.027,20          |
| 3.9                             | Accesorios PEAD 160mm  | %      | 2.0%     |                 | \$1.955,40          |
| <b>TOTAL PEAD 200mm x metro</b> |  |        |          |                 | <b>\$258.925,06</b> |
| <b>TOTAL PEAD 160mm x metro</b> |  |        |          |                 | <b>\$204.263,26</b> |

Fuente: El estudio.

Tabla 48. Análisis de Costos de Inversión Alternativa No 2.

| ÍTEM         | COMPONENTES ACUEDUCTO        | Unidad | CAPACIDAD | FUNCION DE COSTO        | COSTO EN Millones de \$ | COSTO EN Millones de \$ (2020) |
|--------------|------------------------------|--------|-----------|-------------------------|-------------------------|--------------------------------|
| 1.0          | Bocatoma Fondo               | L/s    | 32.56     | $C = 38,878 * Q^{0.49}$ | \$214,25                | \$ 301,31                      |
| 2.0          | Desarenador                  | L/s    | 16.28     | $C = 6,667 * Q^{0.548}$ | \$30,76                 | \$ 43,25                       |
| 3.0          | Línea de Aducción PEAD 200mm | M      | 15400     | $C = 0,2589 * m$        |                         | \$ 3.987,45                    |
| 4.0          | Línea de Aducción PEAD 160mm | M      | 1200      | $C = 0,2042 * m$        |                         | \$ 245,12                      |
| <b>TOTAL</b> |                              |        |           |                         |                         | <b>\$ 4.577,13</b>             |

Fuente: El estudio.

Para la alternativa No 2 comprende una inversión de \$ 4.577,13 millones, para la construcción de la bocatoma, desarenador y línea de aducción; cabe resaltar que estos costos son a nivel de prefactibilidad, a fin de realizar el estudio comparativo entre las alternativas proyectadas.

Dado que para la alternativa No 2 no comprende elementos eléctricos, solo se le asignara los costos de mantenimiento preventivo y un rubro correspondiente a la reposición de accesorios; Para la estimación del valor aproximado de los accesorios se tomó un valor de 2% del valor del suministro e instalación de la tubería como se muestra en la Tabla 47, posteriormente se multiplica por el número de metros de los dos tramos de tubería, obteniendo un valor de \$ 48,96 millones en la inversión de los accesorios y teniendo un valor remanente de cero (0), dividido el periodo de

diseño (25 años) se obtiene un valor de \$ 1,95 millones/ anual.

### 6.4.3 COSTOS ALTERNATIVAS N° 3.

La alternativa No 3 comprende el abastecimiento de la fuente denominada Caño Grande; optimización del sistema actual, para lo cual comprende la construcción de una bocatoma flotante, sistema de bombeo a partir de energía solar y una línea de aducción de 1.1 km, en una tubería PEAD de 160 mm de diámetro. Para las estructuras de captación, la bocatoma de tipo barcaza se tomaron valores de licitaciones con condiciones similares a las del sistema de abasto; por otra parte, para el sistema de bombeo se realizaron cotizaciones de bombas adaptables a energía solar; para el sistema de aprovechamiento de la energía solar por paneles se realizó la evaluación del costo de inversión con las bases de los precios oficiales del Departamento para el municipio de El Retorno, así mismo se verificaron con los presupuestos y POIS de estudios y diseño de sistemas de suministro de agua potable en el municipio El Retorno, finalmente para la línea de aducción se utilizarán los precios oficiales de la Gobernación del Guaviare.

Tabla 49. Costos por metro del suministro e instalación de tubería.

| ÍTEM                            | Actividades   | Unidad | Cantidad | Precio Unitario | Valor Total  |
|---------------------------------|---|--------|----------|-----------------|--------------|
| 5.1                             | Actividades preliminares  | M      | 1        | \$2.196,35      | \$2.196,35   |
| 5.2                             | Excavaciones  | M3     | 1.2      | \$42.873,66     | \$51.448,39  |
| 5.3                             | Arena para base de tubería (inc. Extendida y compactada)              | M3     | 0.18     | \$191.023,53    | \$34.384,24  |
| 5.4                             | Relleno para estructuras con recebo.                                  | M3     | 0.18     | \$53.641,89     | \$9.655,54   |
| 5.5                             | Relleno con material de excavación.                                   | M3     | 0.18     | \$38.074,11     | \$6.853,34   |
| 5.6                             | Suministro e instal. Tubería PEAD 160 mm (Inc. unión e instal acces.) | M      | 1        | \$97.770,00     | \$97.770,00  |
| 5.7                             | Accesorios PEAD 160mm   | %      | 2.0%     |                 | \$1.955,40   |
| <b>TOTAL PEAD 200mm x metro</b> |   |        |          |                 | \$258.925,06 |
| <b>TOTAL PEAD 160mm x metro</b> |   |        |          |                 | \$204.263,26 |

Fuente: El estudio.

| Ítem                  | Actividades  | Unidad | Cantidad | Precio Unitario | Valor Total    |
|-----------------------|--|--------|----------|-----------------|----------------|
| 2.1                   | Suministro e instalación de soporte para 2 módulos fotovoltaicos           | UN     | 1        | \$247,400.00    | \$247,400.00   |
| 2.2                   | Suministro e instalación de base para soporte para 2 módulos fotovoltaicos | UN     | 1        | \$447,400.00    | \$447,400.00   |
| 2.3                   | Suministro e instalación de módulos fotovoltaicos de 100W                  | UN     | 2        | \$499,800.00    | \$999,600.00   |
| 2.4                   | Suministro e instalación de caja de conexiones                             | UN     | 2        | \$248,041.00    | \$496,082.00   |
| 2.5                   | Suministro e instalación de caja de protecciones eléctricas                | UN     | 2        | \$269,600.00    | \$539,200.00   |
| 2.6                   | Polo a tierra  | UN     | 1        | \$1,642,000.00  | \$1,642,000.00 |
| 2.7                   | Suministro e instalación de cable encauchetado 4x10                        | M      | 10       | \$13,850.00     | \$138,500.00   |
| 2.8                   | Suministro e instalación de cable encauchetado 2x16                        | M      | 10       | \$7,150.00      | \$71,500.00    |
| <b>TOTAL x Unidad</b> |  |        |          |                 | \$4,581,682.00 |

Fuente: El estudio.

Tabla 50. Análisis de costos de inversión Alternativa No 3.

| ÍTEM | COMPONENTES ACUEDUCTO        | UNIDAD | CAPACIDAD | FUNCION DE COSTO | COSTO EN MILLONES DE \$ (2020) |
|------|------------------------------|--------|-----------|------------------|--------------------------------|
| 1.0  | Bomba Solar                  | L/s    | 32.56     |                  | \$15,47                        |
| 2.0  | Sistema fotovoltaico         | UN     | 65        | C = 4.581*UN     | \$297,77                       |
| 3.0  | Bocatoma Flotante            | UN     | 1         |                  | \$24,00                        |
| 5.0  | Línea de Aducción PEAD 160mm | M      | 1100      | C = 0,2042 * m   | \$224.69                       |
|      |                              |        |           |                  | \$561.92                       |

Fuente: El estudio.

Para la alternativa No 3 comprende una inversión de \$561,92 millones, para la construcción de la bocatoma flotante, sistema de bombeo y línea de aducción; cabe resaltar que estos costos son a nivel de prefactibilidad, a fin de realizar el estudio comparativo entre las alternativas proyectadas.

Se realizó un análisis de los elementos más vulnerables en la operación; en donde se logró concluir que los elementos eléctricos y los accesorios de las tuberías de conducción del fluido, son los elementos que podría presentar fallas debido a eventos de amenazas naturales, intervención antrópica o por con una vida útil corta en comparación con las estructuras en concreto y estructuras metálicas; por tanto, es necesario estimar un valor mensual asignado al valor de estos elementos, que permita tener un activo de amortización ante la presentación de la falla de alguno de los elementos que componen el sistema eléctrico y/o transporte del agua. Para la estimación de los costos de mantenimiento y reposición para el sistema de energía solar se tomó como base el artículo “Análisis financiero para la implementación de un sistema de energía solar fotovoltaica para el centro recreacional Club Naval de Oficiales Santa Cruz de Castillogrande” el cual establece los valores de mantenimiento, degradación de las celdas fotovoltaicas y el aumento de los mantenimientos anual; para el análisis se estimó un IPC constante para los años al horizonte de diseño, con un valor del 3% anual, como se establece en las metas del Banco de la Republica de Colombia, el valor debe mantenerse entre 2% -4%.

Tabla 51. Factores Relevantes

| ÍTEM                            | VALOR % |
|---------------------------------|---------|
| Energía                         | 6.00 %  |
| Mantenimiento                   | 0.75 %  |
| Aumento anual del mantenimiento | 3.00 %  |
| Degradación SFV / año           | 0.70 %  |

Fuente: Análisis financiero para la implementación de un sistema de energía solar fotovoltaica para el centro recreacional Club Naval de Oficiales Santa Cruz de Castillogrande.

Tabla 52. Costos de Mantenimiento y Reposición de la Alternativa No 3.

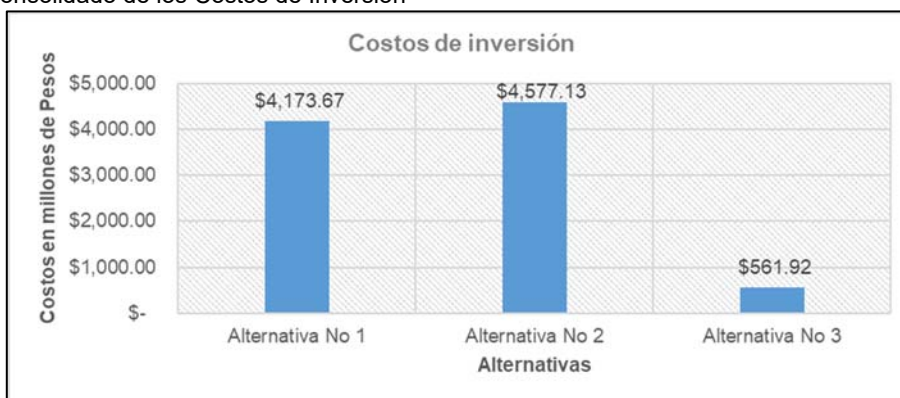
| AÑO | MANTENIMIENTO SISTEMA SOLAR | DEGRADACIÓN CELDA | MANTENIMIENTO LÍNEA ADUCCIÓN | TOTAL            |
|-----|-----------------------------|-------------------|------------------------------|------------------|
| 0   |                             |                   |                              | \$297,765,000.00 |
| 1   | \$2,233,237.50              | \$2,084,355.00    | \$88,618.73                  | \$4,406,211.23   |
| 2   | \$2,300,234.63              | \$2,146,885.65    | \$91,277.29                  | \$4,538,397.56   |
| 3   | \$2,369,241.66              | \$2,211,292.22    | \$94,015.61                  | \$4,674,549.49   |
| 4   | \$2,440,318.91              | \$2,277,630.99    | \$96,836.08                  | \$4,814,785.98   |
| 5   | \$2,513,528.48              | \$2,345,959.92    | \$99,741.16                  | \$4,959,229.56   |
| 6   | \$2,588,934.34              | \$2,416,338.71    | \$102,733.39                 | \$5,108,006.44   |
| 7   | \$2,666,602.37              | \$2,488,828.87    | \$105,815.40                 | \$5,261,246.64   |
| 8   | \$2,746,600.44              | \$2,563,493.74    | \$108,989.86                 | \$5,419,084.03   |
| 9   | \$2,828,998.45              | \$2,640,398.55    | \$112,259.55                 | \$5,581,656.56   |
| 10  | \$2,913,868.40              | \$2,719,610.51    | \$115,627.34                 | \$5,749,106.25   |
| 11  | \$3,001,284.46              | \$2,801,198.82    | \$119,096.16                 | \$5,921,579.44   |
| 12  | \$3,091,322.99              | \$2,885,234.79    | \$122,669.04                 | \$6,099,226.82   |
| 13  | \$3,184,062.68              | \$2,971,791.83    | \$126,349.12                 | \$6,282,203.63   |
| 14  | \$3,279,584.56              | \$3,060,945.59    | \$130,139.59                 | \$6,470,669.74   |
| 15  | \$3,377,972.10              | \$3,152,773.96    | \$134,043.78                 | \$6,664,789.83   |
| 16  | \$3,479,311.26              | \$3,247,357.17    | \$138,065.09                 | \$6,864,733.52   |
| 17  | \$3,583,690.60              | \$3,344,777.89    | \$142,207.04                 | \$7,070,675.53   |
| 18  | \$3,691,201.31              | \$3,445,121.23    | \$146,473.25                 | \$7,282,795.80   |
| 19  | \$3,801,937.35              | \$3,548,474.86    | \$150,867.45                 | \$7,501,279.67   |
| 20  | \$3,915,995.47              | \$3,654,929.11    | \$155,393.48                 | \$7,726,318.06   |
| 21  | \$4,033,475.34              | \$3,764,576.98    | \$160,055.28                 | \$7,958,107.60   |
| 22  | \$4,154,479.60              | \$3,877,514.29    | \$164,856.94                 | \$8,196,850.83   |
| 23  | \$4,279,113.99              | \$3,993,839.72    | \$169,802.65                 | \$8,442,756.35   |
| 24  | \$4,407,487.41              | \$4,113,654.91    | \$174,896.73                 | \$8,696,039.04   |
| 25  | \$4,539,712.03              | \$4,237,064.56    | \$180,143.63                 | \$8,956,920.22   |

Fuente: El Estudio

En la Tabla 52 se detallan los costos anuales para el mantenimiento del sistema eléctrico y de la red de impulsión, en donde se puede observar costos anuales al inicio de su operación del orden de \$ 4,40 millones, hasta \$ 8,95 millones; enfatizando en la vulnerabilidad que tienen estos tipos de sistemas a tener mantenimientos constantes y reposición de accesorios eléctricos con mayor frecuencia.

Como se ilustra en la Grafica 1, se establece los costos de inversión de las tres alternativas propuestas, en la cual se detalla la alternativa No 2 como la de mayor inversión, seguida por la alternativa No 1 y finalmente la alternativa No 3 como la de menor costo de inversión.

Grafica 1. Consolidado de los Costos de Inversión



Fuente: El estudio.

Como se observa en la Tabla 53, en el análisis de los costos anuales por mantenimiento de las alternativas proyectadas, se observa que la alternativa que mayores costos operacionales y de reposición será la alternativa No 3, del orden de hasta cuatro veces los costos de las alternativas No 1 y No 2, valores que son relevantes a la hora de evaluar la mejor alternativa, dado que el objeto de este estudio es estimar la mejor alternativa que minimice los costos operativos del sistema de acueducto del municipio El Retorno y así, lograr que la empresa Administración Pública Cooperativa Servir AAA sea financieramente sostenible y así garantizar la buena prestación y la calidad en el servicio de suministro de agua potable.

Tabla 53. Valores estimados de mantenimiento proyectados a 25 años.

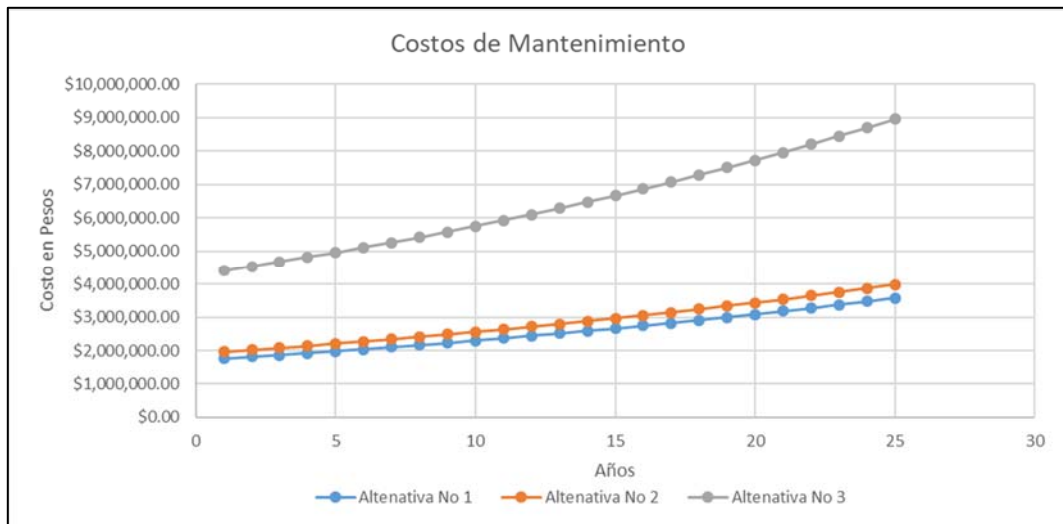
| Año | Alternativa No 1 | Alternativa No 2 | Alternativa No 3 |
|-----|------------------|------------------|------------------|
| 0   |                  |                  |                  |
| 1   | \$1,760,239.36   | \$1,958,614.40   | \$4,406,211.23   |
| 2   | \$1,813,046.54   | \$2,017,372.83   | \$4,538,397.56   |
| 3   | \$1,867,437.94   | \$2,077,894.02   | \$4,674,549.49   |
| 4   | \$1,923,461.08   | \$2,140,230.84   | \$4,814,785.98   |
| 5   | \$1,981,164.91   | \$2,204,437.76   | \$4,959,229.56   |
| 6   | \$2,040,599.85   | \$2,270,570.90   | \$5,108,006.44   |
| 7   | \$2,101,817.85   | \$2,338,688.02   | \$5,261,246.64   |
| 8   | \$2,164,872.39   | \$2,408,848.66   | \$5,419,084.03   |
| 9   | \$2,229,818.56   | \$2,481,114.12   | \$5,581,656.56   |
| 10  | \$2,296,713.11   | \$2,555,547.55   | \$5,749,106.25   |
| 11  | \$2,365,614.51   | \$2,632,213.97   | \$5,921,579.44   |
| 12  | \$2,436,582.94   | \$2,711,180.39   | \$6,099,226.82   |
| 13  | \$2,509,680.43   | \$2,792,515.80   | \$6,282,203.63   |
| 14  | \$2,584,970.84   | \$2,876,291.28   | \$6,470,669.74   |

| Año | Alternativa No 1 | Alternativa No 2 | Alternativa No 3 |
|-----|------------------|------------------|------------------|
| 15  | \$2,662,519.97   | \$2,962,580.02   | \$6,664,789.83   |
| 16  | \$2,742,395.57   | \$3,051,457.42   | \$6,864,733.52   |
| 17  | \$2,824,667.44   | \$3,143,001.14   | \$7,070,675.53   |
| 18  | \$2,909,407.46   | \$3,237,291.17   | \$7,282,795.80   |
| 19  | \$2,996,689.68   | \$3,334,409.91   | \$7,501,279.67   |
| 20  | \$3,086,590.37   | \$3,434,442.21   | \$7,726,318.06   |
| 21  | \$3,179,188.08   | \$3,537,475.47   | \$7,958,107.60   |
| 22  | \$3,274,563.73   | \$3,643,599.74   | \$8,196,850.83   |
| 23  | \$3,372,800.64   | \$3,752,907.73   | \$8,442,756.35   |
| 24  | \$3,473,984.66   | \$3,865,494.96   | \$8,696,039.04   |
| 25  | \$3,578,204.20   | \$3,981,459.81   | \$8,956,920.22   |

Fuente: El estudio.

A continuación, se ilustra el comportamiento de la curva de los costos de mantenimiento al horizonte de diseño, con un crecimiento del IPC promedio como se establece en los valores que propone el DANE.

Grafica 2. Costos de Mantenimiento de las Alternativas.



Fuente: El estudio.

Una vez analizados los costos de inversión y los de mantenimiento se concluye que la alternativa más favorable es la alternativa No 1; si bien, la alternativa de menor costo de inversión es la alternativa No 3, esta requiere altos costos de operación en relación con las otras dos alternativas, además de ser más susceptible a presentar falencias en su operación, dado que se limita a la incidencia de energía solar, conjuntamente la localización del municipio limita en la disposición de repuestos

para sistemas eléctricos a partir de energía solar; igualmente de la baja oferta de personal para que opere dichos sistemas para los mantenimientos y reposición de elementos, lo que podría generar periodos de no operación, lo que afectara a la comunidad para disponer de continuidad en el servicio de suministro de agua potable.

## **6.5 ANÁLISIS SOCIAL**

El diseño y construcción de obras de infraestructura juegan un papel muy importante en el desarrollo social ya que son un factor indispensable el cual permite el crecimiento de la economía en su conjunto, superando en gran parte la pobreza y marginación, es por eso que el adecuado desarrollo de estas ayuda a mejorar la calidad de vida de los habitantes de la zona de estudios.

De acuerdo con el artículo 14 *“Comparación de Alternativas y Selección de la Alternativa más Viable”*, inciso No 5 *“Criterios de Sostenibilidad Social”*, establecidos en la Resolución 0330 de 2017, indica que, es sumamente necesario que el desarrollo de estos proyectos deberá contar con todos los estudios que tengan que ver con la viabilidad y aceptabilidad del proyecto en marcha, esto incluye un análisis exhaustivo de los patrones socioculturales de las comunidades involucradas referente a las alternativas planteadas. Para llevar a cabo esto, las comunidades deberán involucrarse durante la etapa en la que se plateará el proyecto, esto se hace con el fin de que la misma comunidad participe en la toma de decisiones aportando información vital al desarrollo y puesta en marcha del proyecto.

Para este caso, se determinó que la principal problemática que aqueja a la comunidad del municipio El Retorno con respecto al sistema de acueducto, es la continuidad de la prestación del servicio y los altos costos de operación del sistema de captación con respecto al consumo de energía eléctrica; esto se debe a la ubicación del componente de captación el cual se encuentra localizado sobre una barcaza flotante, este está compuesto por dos bombas las cuales funcionan con energía eléctrica generando altos consumos y costos energéticos al prestador, por ello, en el presente estudio se establecieron 3 alternativas para dar solución a la problemática evidenciada; estas alternativas comprenden dos sistemas de captación diseñados por gravedad de dos fuentes alternas y un sistema de bombeo utilizando energía solar.

Las alternativas 1 y 2 comprenden una posible solución a la problemática evidenciada del sistema de acueducto en el municipio El Retorno, las cuales proponen implementar un sistema de captación por gravedad teniendo en cuenta dos fuentes superficiales alternas; esta solución pretende mejorar la prestación del servicio en cuanto a la continuidad y la reducción de los costos operativos del sistema, además, la selección de cualquiera de estas dos alternativas presentaría impactos positivos desde el aspecto social y económico, puesto que se generaría

ofertas de empleo beneficiando a la comunidad además del desarrollo económico, social y comercial que representaría la puesta en marcha de esta obra.

La alternativa 3 se basa en optimizar el sistema de captación actual el cual funciona por medio de estación de bombeo, este sistema utiliza la energía convencional por ciertos periodos de tiempo, debido a esto, los costos de operación son sumamente elevados y la prestación del servicio no es continua, sin embargo, con esta alternativa se pretende reemplazar el uso de energías convencionales, como el caso de la energía eléctrica, por energías alternativas como la energía solar; el uso de este tipo de energías, además de reducir los costos de operación y garantizar la continuidad del servicio, resultan ser amigables con el medio ambiente, generando conciencia ambiental en la comunidad como beneficio, además, este sistema tiene la capacidad de funcionar conjuntamente con la energía eléctrica (sistema híbrido) en las horas donde los rayos solares sean de menor intensidad.

Como conclusión, las obras de inversión en el sector de agua potable generan un impacto positivo en el área económico y social. En cuanto a lo social, la población del municipio El Retorno se verá beneficiada por medio de la continuidad del servicio, esto llevará a mejorar la calidad de vida de los habitantes ya que se les prestará un servicio de acueducto acorde a las necesidades presentes, sin embargo, para el fortalecimiento de la prestación del servicio, es necesario la implementación y ejecución de los Planes de Uso Eficiente y Ahorro del Agua (PUEAA) según lo establecido en la Ley 373 de 1997, como complemento para generar cultura ambiental llamada “cultura del agua” y conciencia con respecto al uso del agua, para ello, se deberán establecer metas enfocadas a la educación ambiental que irán de la mano con la vinculación del proyecto de infraestructura y la comunidad.

## **6.6 SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA**

Para la selección de la mejor alternativa, se aplicó la herramienta de “Matriz de Priorización” en donde la Alternativa 1 es la selección de la fuente denominada Caño Bonito para la construcción de una bocatoma, desarenador y línea de aducción, la Alternativa 2 hace referencia a la selección de la fuente denominada Caño Trueno para la construcción de una bocatoma, desarenador y línea de aducción y la Alternativa 3 consiste en la optimización del componente de captación por bombeo a partir de un sistema de energía solar; para ello, se consideraron factores en planta y alzado, factores socioeconómicos y factores ambientales, en donde se evaluaron los siguientes criterios: hidrológicos, hidráulicos, longitud y material, terrenos inestables, acceso, interferencia de servicios, accidentes naturales, inversión inicial, mantenimiento, vulnerabilidad, impactos ambientales, permisos ambientales y percepción social; para la valoración de cada criterio se emplearon escalas que variaron dependiendo de su priorización en función de los criterios recesivos y dominantes, con valores de 1 a 15, de 1 a 10 y de 1 a 5, donde el menor valor



corresponde a la condición más desfavorable y el mayor valor a la más favorable.

Tabla 54. Matriz de Priorización - Selección de Alternativas

| Factores analizados                   | Valor | Alternativa No 1  | Nota | Alternativa No 2   | Nota | Alternativa No 3  | Nota |
|---------------------------------------|-------|---|------|--|------|---|------|
| <b>FACTORES DE HIDROLOGÍA</b>         |       |   |      |  |      |   |      |
| <b>Oferta Hídrica</b>                 | 1- 10 | <p>La oferta hídrica neta para el Caño Bonito, una vez se le hayan aplicado los factores de reducción por régimen de estiaje y reducción por fuentes frágiles en cuanto a la reducción de la calidad del agua, se estima una oferta de 33.0 l/s.</p> <p>El caudal mínimo bajo la metodología de transposición de caudales se estimó un valor de 20.65 Litros/s.</p> | 10   | <p>La oferta hídrica para el Caño Trueno, una vez se le hayan aplicado los factores de reducción por régimen de estiaje y reducción por fuentes frágiles en cuanto a la reducción de la calidad del agua, se estima una oferta de 16.0 l/s.</p> <p>El caudal mínimo bajo la metodología de transposición de caudales se estimó un valor de 10.66 Litros/s.</p> <p>la cual, de escogerse, debería contar con una fuente que complemente la oferta, dado que se encuentra al límite de su capacidad de producción de agua.</p> | 3    | <p>La oferta hídrica para el Caño Grande, una vez se le hayan aplicado los factores de reducción por régimen de estiaje en cuanto a la reducción de la calidad del agua, se estima una oferta de 7.82 m<sup>3</sup>/s.</p> <p>Según los datos del POMCA de Caño Grande, la fuente de caño grande tiene caudales mínimos sobre el orden de los 3.32 m<sup>3</sup>/s.</p> | 10   |
| <b>FACTORES HIDRÁULICOS</b>           |       |   |      |  |      |   |      |
| <b>Longitud y material</b>            | 1 - 5 | <p>Una línea de 15.2 km en PEAD, desde la bocatoma sobre las coordenadas 2°19'43.07"N y 72°44'22.62"W, hasta el punto de entrada a la planta de tratamiento en el Municipio El Retorno sobre las coordenadas 2°19'42.78"N, 72°37'59.50"W.</p>   | 4    | <p>Una línea de 16.6 km en PEAD, desde el embalse sobre las coordenadas 2°26'44.34"N y 72°41'19.84"W, hasta el punto de entrada a la planta de tratamiento en el Municipio El Retorno sobre las coordenadas 2°19'42.78"N, 72°37'59.50"W.</p>   | 3    | <p>Una línea de 1.05 km, desde el punto propuesto para construcción de la captación flotante sobre las coordenadas 2°20'12.83"N, 72°37'51.70"W hasta el punto de entrada a la planta de tratamiento en el Municipio El Retorno sobre las coordenadas 2°19'42.78"N, 72°37'59.50"W</p>  | 5    |
| <b>Condicion es mínimas de diseño</b> | 1 - 5 | <p>El diseño proyectado cumple con las condiciones mínimas de velocidad, presiones y caudal al horizonte de diseño; es necesario la instalación de válvulas de ventosa y purga en varios puntos de su trazado.</p>  | 5    | <p>El diseño proyectado cumple con las condiciones mínimas de velocidad, presiones y caudal al horizonte de diseño; no obstante, por las fuertes pendientes al inicio del sistema, dificultará la instalación, además de la necesidad de estructuras de paso por la irregularidad del perfil.</p> <p>Otra problemática del trazado de esta alternativa, es el paso adyacente por varios predios de producción agrícola y pecuaria, siendo vulnerable a conexiones</p>  | 3    | <p>El diseño proyectado cumple con las condiciones mínimas de velocidad, presiones y caudal al horizonte de diseño; no obstante, el diseño comprende sistemas de bombeo alimentados por energía solar, lo cual crea vulnerabilidad en el servicio, dado que, al presentar algún problema eléctrico o mecánico, el sistema dejará de funcionar.</p>                      | 3    |

| Factores analizados                         | Valor  | Alternativa No 1   | Nota | Alternativa No 2   | Nota | Alternativa No 3  | Nota |
|---|--------|--|------|--|------|---|------|
|   |        |  |      | fraudulentas al sistema.   |      |   |      |
| <b>Operación del sistema</b>                | 1 - 10 | No requiere operación constante, basta con mantenimientos preventivos y válvulas de purga de la línea de aducción, para su limpieza periódica.   | 5    | No requiere operación constante, basta con mantenimientos preventivos y válvulas de purga de la línea de aducción, para su limpieza periódica.   | 5    | Requiere la supervisión constante para el sistema de bombeo, así como mantenimientos periódicos al sistema de bombeo y de energía solar.  | 2    |
| <b>LOCALIZACIÓN Y TRAZADO</b>               |        |  |      |  |      |   |      |
| <b>Terrenos inestables en punto de toma</b> | 1 - 10 | Bajo riesgo por movimientos en masa.   | 5    | Riesgo medio por movimientos en masa.  | 3    | Alto riesgo por desprendimiento de la bocanoma, ante eventos de crecientes súbitas y susceptibilidad a fallas en el sistema de barcaza.   | 3    |
| <b>Acceso</b>                               | 1 - 5  | El punto de toma proyectado carece de una vía de acceso, se encuentra a 1.2 km de la vía Cerritos. En general el trazado no presenta mayor dificultad en el acceso. Si bien el 97,0% del trazado se extenderá en terrenos planos, las vías son de difícil acceso y se deberán estabilizar tramos en la vía para la ejecución de las obras. | 2    | El punto de toma proyectado se encuentra a tan solo 150 m de la vía de acceso. El trazado se localiza en una zona plana aproximadamente en un 86.5% lo que favorece la ejecución de las obras; además de localizarse adyacente del corredor vial entre San José del Guaviare y El Retorno, lo que beneficia las actividades de transporte e instalación de la tubería. | 4    | Dado que el punto proyectado para la toma, se localiza sobre el casco urbano, el acceso a la fuente y estructuras proyectadas, se encuentra en buenas condiciones.                                    | 5    |
| <b>Interferencia de servicios</b>           | 1 - 5  | El trazado atraviesa cerca de 3 vías de orden terciarias, siendo vías con bajo flujo vehicular y poco impacto en movilidad; además, no se encontraron posibles cruces con líneas de otros servicios públicos.  | 4    | El trazado atraviesa cerca de 5 vías de orden terciarias, siendo vías con bajo flujo vehicular y poco impacto en movilidad; además, no se encontraron posibles cruces con líneas de otros servicios públicos.  | 3    | El trazado atraviesa cerca de 2 vías, de las cuales una es el acceso al municipio y la otra es una interna del casco urbano, no se encontraron posibles cruces con líneas de otros servicios públicos | 5    |
| <b>FACTORES AMBIENTALES</b>                 |        |  |      |  |      |   |      |
| <b>Impactos</b>                             | 1 - 5  | Intervención de 2,30 ha de bosque natural denso, cruce de la tubería por 6 drenajes naturales, represamiento deteriora el esquema de conservación.   | 3    | Intervención de 0,70 ha de bosque de galería, cruce de la tubería por 6 drenajes naturales, el represamiento del cauce no afecta bosques primarios.  | 4    | Dada su localización en el casco urbano, esta no interviene con ningún ecosistema, ni drenajes.   | 5    |
| <b>Permisos ambientales</b>                 | 1 - 5  | Concesión de aguas superficiales (incertidumbre en el valor a otorgar), Aprovechamiento forestal de 2,3 ha de bosques, Permisos de ocupación de cauce: 6   | 3    | Concesión de aguas superficiales (incertidumbre en el valor a otorgar), Aprovechamiento forestal de 0,7 ha de bosques, Permisos de ocupación de cauce: 6   | 3    | Renovación de la concesión de aguas superficiales, Permisos de ocupación de cauce.  | 5    |
| <b>FACTORES ECONÓMICOS</b>                  |        |  |      |  |      |   |      |

| Factores analizados                    | Valor           | Alternativa No 1  | Nota      | Alternativa No 2  | Nota      | Alternativa No 3  | Nota      |
|--|-----------------|---|-----------|---|-----------|---|-----------|
| <b>Inversión inicial</b>               | 1 - 10          | \$4.173,67 millones   | 6         | \$4.577,13 millones   | 6         | \$561.92 millones   | 10        |
| <b>Costos de Mantenimiento</b>         | 1 - 15          | \$ 1,76 millones/ anual   | 15        | \$ 1,95 millones/ anual   | 12        | \$ 4,40 millones/anual  | 5         |
| <b>Vulnerabilidad</b>                  | 1 - 10          | El sistema presenta baja vulnerabilidad al detrimento de los elementos, siendo un sistema robusto ante el ambiente y posibles hurtos. | 10        | El sistema presenta baja vulnerabilidad al detrimento de los elementos, siendo un sistema robusto ante el ambiente y posibles hurtos. | 10        | El sistema presenta alta vulnerabilidad al deterioro de los elementos eléctricos, así como a hurtos, ya que se localizará en la zona urbana y son estructuras fáciles de desmontar. | 6         |
| <b>FACTORES SOCIALES</b>               |                 |   |           |   |           |   |           |
| <b>Percepción de los beneficiarios</b> | 1 - 5           | Mejora de la calidad del agua y aumento de la continuidad en la prestación del servicio, fomenta el trabajo en la región.             | 4         | Mejora de la calidad del agua y aumento de la continuidad en la prestación del servicio, fomenta el trabajo en la región.             | 4         | Integra a la comunidad con el desarrollo de energías alternativas y concientiza el uso de los recursos.   | 5         |
| <b>Total</b>                           | <b>Máx. 100</b> |   | <b>76</b> |   | <b>68</b> |   | <b>69</b> |

Fuente: El estudio.

Al realizar la evaluación de las 3 alternativas propuestas anteriormente por medio de la Matriz de Priorización en la cual se tuvieron en cuenta los criterios hidrológicos, hidráulicos, longitud y material, terrenos inestables, acceso, interferencia de servicios, accidentes naturales, inversión inicial, mantenimiento, vulnerabilidad, impactos ambientales, permisos ambientales y percepción social; se determinó que la Alternativa 1 que hace referencia a la selección de la fuente denominada Caño Bonito para la construcción de una bocatoma, desarenador y línea de aducción, es la más conveniente para el sistema de acueducto del municipio El Retorno.

## **7 DISEÑOS DEFINITIVOS**

### **7.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN**

Las aguas superficiales son aquellas que se encuentran en constante movimiento (lóticas) o en reposo (lénticos), estos cuerpos de agua son utilizadas por las comunidades de diferentes localidades como medio de abastecimiento para obtener el recurso hídrico y emplearlo en actividades domésticas, pecuarias, agrícolas y, con el debido tratamiento, para consumo humano; sin embargo, para poder obtener el agua es necesario la construcción de una estructura de captación ubicada en la fuente abastecedora, este componente permite captar una porción de agua del cauce y posteriormente transportarla por un conjunto de tuberías, hasta otros componentes los cuales realizarán el debido tratamiento para que finalmente el agua llegue a las viviendas.

La captación de agua es una de las técnicas más antiguas para abastecer de este fluido a poblaciones enteras que se encuentren a una distancia considerable de la fuente, con el pasar de los años, la metodología de esta práctica ha ido evolucionando de tal manera que se han diseñado diferentes tipos de estructuras de captación de acuerdo a la necesidad que se presente; las estructuras más comunes son las bocatomas de fondo, laterales, flotantes y torres. Para el caso del presente estudio, se realizará el diseño de una bocatoma de fondo debido a las características que presenta la fuente superficial.

Las bocatomas son obras hidráulicas encargadas de captar el recurso hídrico de una fuente superficial determinada, con el fin de transportar el agua cruda por líneas y tuberías hasta los demás componentes del sistema de acueducto de una localidad; estas estructuras se componen generalmente de una rejilla, canales de aducción, presas, cámaras de recolección y desagües.

Teniendo en cuenta lo anterior, el diseño y construcción de una bocatoma en el sistema de acueducto del municipio El Retorno es fundamental como componente de captación, generando una circulación continua del agua sin utilizar energías convencionales o equipos electrónicos adicionales.

#### **7.1.1 BOCATOMA**

Las obras de captación o bocatomas, son unas estructuras hidráulicas las cuales se construyen sobre un cuerpo de agua en movimiento o en reposo, dependiendo del caso, su función es la de extraer una porción de agua del caudal de la corriente principal de donde se está captando y posteriormente transportarlo por tuberías a

los demás componentes del sistema.<sup>56</sup>

### 7.1.2 COMPONENTES DE LA BOCATOMA

La estructura de captación debe estar constituida por una serie de elementos encargados de derivar de forma controlada, el flujo de agua de una fuente superficial; para ello, A continuación, se relacionan los componentes mínimos que se deben tener en cuenta para el diseño hidráulico de una bocatoma de fondo.

Tabla 55. Componentes de la Bocatoma

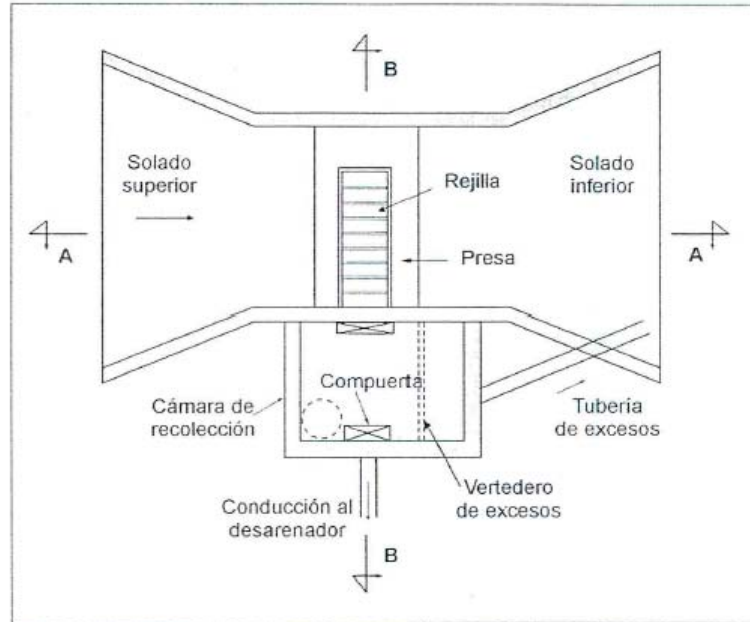
| COMPONENTE                             | DESCRIPCIÓN  |
|--|--|
| Presa                                  | Generalmente se encuentra construida en concreto ciclópeo, encontrándose dentro de ella el canal de aducción.      |
| Solados o Enrocado Superior e Inferior | Se encargan de proteger la estructura de la erosión ocasionada por el agua y otros agentes naturales.              |
| Rejilla                                | Es la encargada de captar el agua y evitar el paso de material particulado de gran tamaño a través de ella.        |
| Canal de Aducción                      | Se encarga de recibir el agua captada a través de la rejilla y conducirla a la cámara de recolección.              |
| Cámara de Recolección                  | Es el componente donde finalmente llega el agua captada y posteriormente es transportada por la línea de aducción. |

Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados – López Cualla, Pág. 96.

En la siguiente figura se observan los componentes de la estructura de captación desde una vista en planta.

<sup>56</sup> MERY, Horacio. "Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras". RIL Editores. Primera Edición. 454 páginas. Pág. 335. Santiago de Chile, Chile, 2013.

Figura 50. Componentes de la Bocatoma



Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados – López Cualla, Pág. 94.

### 7.1.3 FACTORES POBLACIONALES DE DISEÑO

En la siguiente tabla se relacionan los datos necesarios de los factores poblacionales para el diseño de la bocatoma de fondo del municipio El Retorno.

Tabla 56. Factores Poblacionales de Diseño

|                                       |                         |
|---------------------------------------|-------------------------|
| <b>Población Inicial</b>              | 3355 hab                |
| <b>Periodo de Diseño</b>              | 25 años                 |
| <b>Población Futura</b>               | 5798 hab                |
| <b>Caudal de Diseño (hasta 2*QMD)</b> | 32.56 l/s               |
| <b>Caudal Medio de la fuente</b>      | 0,066 m <sup>3</sup> /s |
| <b>Caudal Mínimo de la fuente</b>     | 0,020 m <sup>3</sup> /s |
| <b>Ancho del Río</b>                  | 2,5 m                   |
| <b>Ancho de la Presa (asumido)</b>    | 2 m                     |

Fuente: El estudio.

Los factores poblacionales evidenciados en la Tabla 56, como la población inicial se determinaron por medio del censo realizado en el 2018 al casco urbano del municipio El Retorno; para el periodo de diseño, se siguieron las pautas indicadas en el artículo 40 “*Periodo de Diseño*” contenido en la Resolución 0330 de 2017.

La población futura se calculó mediante las directrices contempladas en el

Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS en el numeral 2.4.3.4. “*Métodos de Cálculo*”, del título B; el cual indica que se debe realizar la proyección utilizando los métodos Geométricos, Exponencial y Aritméticos y dependiendo de los resultados, elegir el que más se ajuste a la realidad.

Para determinar el caudal de diseño, este se calculó teniendo en cuenta lo establecido en el artículo 47 “*Caudales de Diseño*” contenido en la Resolución 0330 de 2017, el cual indica que para las captaciones superficiales el caudal de diseño debe ser hasta 2 veces el Caudal Máximo Diario (2\*QMD).

Los caudales mínimos de la fuente se determinaron mediante la metodología de la transposición de caudales con los datos proporcionados por el POMCA de Caño Grande para la fuente de Caño Grande, estableciendo un rendimiento hídrico de 11.47 litros/s/km<sup>2</sup>; para lo cual en la microcuenca de estudio Caño Bonito se localiza dentro del perímetro de la cuenca de Caño Grande, y teniendo en cuenta que las características morfométricas son similares, se estima los caudales mínimos, bajo dicha metodología en función de la superficie de drenaje; obteniendo un caudal mínimo para Caño bonito de 20.65 litros/s en un área de drenaje de 1.80 km<sup>2</sup>. En la evaluación de caudales máximos se tomó el valor mayor de los tres análisis obteniendo 60.0 litros/s.

#### 7.1.4 PARÁMETROS DE DISEÑO

En el presente numeral, se determinarán los parámetros necesarios para el diseño de la bocatoma de fondo perteneciente al sistema de acueducto del municipio El Retorno, teniendo en cuenta los parámetros de diseño establecidos anteriormente.

##### 7.1.4.1 Caudal de Diseño

A continuación, se relacionan los caudales de diseño calculados teniendo en cuenta lo indicado en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS, bajo la Resolución 0330 de 2017. Los caudales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 57. Caudales de Diseño

| CAUDALES DOTACIÓN POBLACIONAL | CAUDAL (l/s) | 2*CAUDAL (l/s) |
|-------------------------------|--------------|----------------|
| Qmd                           | 12,53        | 25,06          |
| <b>QMD</b>                    | <b>16,28</b> | <b>32,56</b>   |
| QMH                           | 26,05        | 52,10          |

Fuente: El estudio.

Para el caso del diseño de la captación, se debe usar hasta dos veces el Caudal Máximo Diario (QMD) de acuerdo a lo estipulado en el artículo 47 de la Resolución 0330 de 2017, “Caudales de Diseño” cuyo valor es 32,56 l/s (0,032 m³/s).

### 7.1.5 CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DE LA BOCATOMA

Después de haber adoptado los parámetros de diseño para la bocatoma de fondo, se calculan los elementos que conforman la estructura de captación.

#### 7.1.5.1 Diseño de la Presa

La presa y la garganta de la bocatoma se diseñan como un vertedero rectangular con doble contracción, para ello, es necesario calcular la altura de la lámina de agua (H) de la siguiente forma:

$$H = \left( \frac{Q_{dis}}{1,84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (35)$$

En donde;

H = altura de la lámina de agua (m)  
Q<sub>dis</sub> = caudal de diseño (0,032 m³/s)  
L = ancho de la presa (asumido) (2 m)

$$H = \left( \frac{0,032 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 2 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad H = 0,043 \text{ m}$$

Como se determinó la existencia de contracciones laterales, se debe realizar la corrección de la longitud del vertimiento; esta corrección se calcula de la siguiente manera:

$$L' = L - 0,1 * n * H \quad (36)$$

En dónde;

L' = corrección por contracciones laterales (m)  
n = número de contracciones (2)



H = altura de la lámina de agua (0,043 m)  
L = ancho de la presa (asumido) (2 m)

$$L' = 2 \text{ m} - 0,1 * 2 * 0,043 \text{ m}$$

$$L' = 1,99 \text{ m}$$

Luego de calcular la corrección por contracciones laterales, se determina la velocidad del agua sobre la presa utilizando la siguiente fórmula:

$$V_r = \frac{Q_{dis}}{L' * H} \quad (37)$$

En donde;

$V_r$  = velocidad del agua sobre la presa (m/s), bajo el caudal de diseño.

$Q_{dis}$  = caudal de diseño (0,032 m<sup>3</sup>/s)

$L'$  = corrección por contracciones laterales (1,99 m)

H = altura de la lámina de agua (0,043 m)

$$V_r = \frac{0,032 \text{ m}^3/\text{s}}{1,99 \text{ m} * 0,043 \text{ m}}$$

$$V_r = 0,38 \text{ m/s}$$

De acuerdo con las recomendaciones establecidas en el libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados en el numeral 6.1.3.1. “Diseño de la Bocatoma de Fondo”, la velocidad del agua sobre la presa debe estar comprendida entre los valores de 0,3 y 3 m/s con el fin de ser de utilidad para el cálculo del canal de aducción.

### **7.1.5.2 Diseño del Canal de Aducción**

Para diseñar el canal de aducción se debe tener en cuenta aspectos como alcance del filo superior e inferior, el ancho del canal de aducción y el borde libre. Para poder calcular los aspectos mencionados anteriormente, se utilizan las siguientes fórmulas:

- **Alcance Filo Superior**

El alcance del filo superior hace referencia a la distancia máxima de caída del flujo de agua a través de la rejilla, esta se representa en la Figura 51; para calcular su distancia se utiliza la siguiente ecuación:

$$X_s = 0,36 * V_r^{\frac{2}{3}} + 0,60 * H^{\frac{4}{7}} \quad (38)$$

En donde;

$X_s$  = alcance filo superior (m)

$V_r$  = velocidad del agua sobre la presa (0,38 m/s)- Caudal de diseño.

H = altura de la lámina de agua (0,043 m)

$$X_s = 0,36 * (0,38 \text{ m/s})^{\frac{2}{3}} + 0,60 * (0,043 \text{ m})^{\frac{4}{7}} \quad X_s = 0,29 \text{ m}$$

- **Alcance Filo Inferior**

El alcance del filo inferior hace referencia a la distancia mínima de caída del flujo de agua a través de la rejilla, esta se representa en la Figura 51; para calcular su distancia se utiliza la siguiente ecuación:

$$X_i = 0,18 * V_r^{\frac{4}{7}} + 0,74 * H^{\frac{3}{4}} \quad (39)$$

En dónde;

$X_i$  = alcance filo inferior (m)

$V_r$  = velocidad del agua sobre la presa (0,38 m/s)- Caudal de diseño.

H = altura de la lámina de agua (0,043 m)

$$X_i = 0,18 * (0,38 \text{ m/s})^{\frac{4}{7}} + 0,74 * (0,043 \text{ m})^{\frac{3}{4}} \quad X_i = 0,17 \text{ m}$$

- **Ancho Canal de Aducción**

$$B = X_s + B_L \quad (40)$$

En donde;

B = ancho del canal de aducción (m)

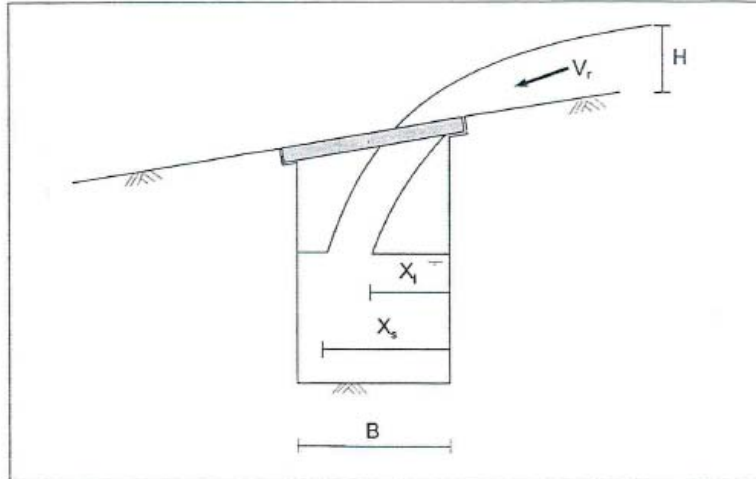
$X_s$  = alcance filo superior (0,29 m)

$B_L$  = borde libre (asumido) (0,11 m)

$$B = 0,29 \text{ m} + 0,11 \text{ m} \quad B = 0,40 \text{ m}$$

Cabe resaltar que estos cálculos se realizaron teniendo en cuenta las indicaciones contempladas en el libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados en el numeral 6.1.3.1., “Diseño de la Bocatoma de Fondo”

Figura 51. Visualización del Alcance del Filo Superior e Inferior a Través de la Rejilla de Captación



Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados – López Cualla, Pág. 99.

### 7.1.5.3 Diseño de la Rejilla de Captación

Para el diseño de la rejilla hay que tener en cuenta algunas indicaciones establecidas en el numeral 4.4.5.1. “Elementos de Diseños”, contempladas en el Título B del Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS, las cuales son las siguientes:

- **Inclinación de las Rejillas**

La inclinación de las rejillas deberá estar comprendida entre el 10% y 20% hacia la dirección aguas abajo del cauce, esto para el caso de que la estructura de captación esté ubicada sobre fuentes superficiales en cursos de aguas de las zonas montañosas; para ello se tomará una inclinación de 20%.

- **Separación entre Barrotes**

Para ríos que contengan gravas gruesas en sus cauces, la separación entre los barrotes de la rejilla deberá ser entre 75 mm y 150 mm, y para los ríos que contengan gravas finas transportadas por su flujo, la separación de los barrotes deberá ser entre 20 mm y 40 mm.

- **Ancho de la Rejilla**

El ancho de la rejilla deberá ser el mismo valor del ancho del canal de aducción; para este caso ese valor será de 0,40 m.

Para el cálculo de la velocidad del flujo en la rejilla, se debe tener en cuenta que el agua que pase a través de esta deberá ser inferior a 0,15 m/s, evitando el paso del arrastre de material flotante; estas condiciones se encuentran establecidas en el numeral 4.4.5.2. “Velocidad del Flujo en la Rejilla” contemplado en el Título B del Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS. Si bien para el cálculo del canal del canal de aducción se estimó con la velocidad del agua sobre la presa, conforme a la fórmula propuesta para el cálculo del vertedero, es necesario calcular la sección de la rejilla para que la velocidad cumpla con lo proyectado en la normativa, para ello se supone la velocidad permisible y se calcula las secciones de la rejilla.

Una vez determinados los requisitos para el diseño de la rejilla de captación se estiman los diámetros de los barrotes, la separación entre ellos y la velocidad del agua entre los barrotes; estas estimaciones se realizan de la siguiente forma:

Tabla 58. Parámetros Diseño de la Rejilla

| BARROTES | SE ASUME     |                |                                |
|----------|--------------|----------------|--------------------------------|
|          | DIÁMETRO (m) | SEPARACIÓN (m) | VELOCIDAD ENTRE BARROTES (m/s) |
|          | 0,013        | 0,03           | 0,15                           |

Fuente: El estudio.

Teniendo en cuenta los parámetros adoptados para el diseño de la rejilla indicados en la Tabla 58, es posible realizar los cálculos necesarios para el diseño de esta de acuerdo con los siguientes factores:

- **Área Neta de la Rejilla**

$$A_n = \frac{Q_{dis}}{0,9 * V_{eb}} \quad (41)$$

En donde,

$A_n$  = área neta de la rejilla (m<sup>2</sup>)

$Q_{dis}$  = caudal de diseño (0,032 m<sup>3</sup>/s)  
 $V_{eb}$  = velocidad entre barrotes (0,15 m/s)

$$A_n = \frac{0,032 \text{ m}^3/\text{s}}{0,9 * 0,15 \text{ m/s}} \qquad A_n = 0,24 \text{ m}^2$$

- **Longitud Neta de la Rejilla**

$$L_n = \frac{A_n * (S_b + D_b)}{S_b * B} \qquad (42)$$

En donde;

$L_n$  = longitud neta de la rejilla (m)  
 $A_n$  = área neta de la rejilla (0,24 m<sup>2</sup>)  
 $B$  = ancho canal de aducción (0,40 m)  
 $S_b$  = separación entre barrotes (0,03 m)  
 $D_b$  = diámetro de los barrotes (0,013 m)

$$L_n = \frac{0,24 \text{ m}^2 * (0,03 \text{ m} + 0,013 \text{ m})}{0,03 \text{ m} * 0,40 \text{ m}} \qquad L_n = 0,86 \text{ m}$$

Se opta por tomar un valor de 0.85m

- **Área Neta de la Rejilla Recalculada**

$$A_{nr} = \frac{S_b}{(S_b + D_b)} * B * L_n \qquad (43)$$

En donde;

$A_{nr}$  = área neta de la rejilla recalculada (m<sup>2</sup>)  
 $S_b$  = separación entre barrotes (0,03 m)  
 $D_b$  = diámetro de los barrotes (0,013 m)  
 $B$  = ancho del canal de aducción (0,40 m)  
 $L_n$  = longitud neta de la rejilla (0,85 m)

$$A_{nr} = \frac{0,03 \text{ m}}{(0,03 \text{ m} + 0,013 \text{ m})} * 0,40 \text{ m} * 0,85 \text{ m} \quad A_{nr} = 0,238 \text{ m}^2$$

- **Número de Orificios**

$$N = \frac{A_{nr}}{S_b * B} \quad (44)$$

En donde;

N = número de orificios

$A_{nr}$  = área neta de la rejilla recalculada (0,24 m<sup>2</sup>)

$S_b$  = separación entre barrotes (0,03 m)

B = ancho del canal de aducción (0,40 m)

$$N = \frac{0,24 \text{ m}^2}{0,03 \text{ m} * 0,40 \text{ m}} \quad N = 20$$

Tabla 59. Parámetros de Diseño de la Rejilla

| NOMENCLATURA         | PARÁMETRO                 | MEDIDA | UNIDADES       |
|----------------------|---------------------------|--------|----------------|
| <b>B</b>             | Ancho Rejilla             | 0,40   | m              |
| <b>L<sub>r</sub></b> | Longitud de la Rejilla    | 0,86   | m              |
| <b>D<sub>b</sub></b> | Diámetro del Barrote      | 0,013  | m              |
| <b>S<sub>b</sub></b> | Separación entre Barrotes | 0,03   | m              |
| <b>N</b>             | Número de Orificios       | 20     | -              |
| <b>A<sub>n</sub></b> | Área Neta                 | 0,24   | m <sup>2</sup> |
| <b>V<sub>b</sub></b> | Velocidad entre Barrotes  | 0,15   | m/s            |
| <b>N<sub>b</sub></b> | Número de Barrotes        | 19     | -              |

Fuente: El estudio.

#### 7.1.5.4 Determinación de los Niveles del Agua en el Canal de Aducción

La determinación de los niveles del agua en el canal de aducción se calcula mediante los valores obtenidos de la profundidad aguas arriba de la fuente, espesor del muro de la cámara, la longitud del canal y el borde libre según lo establecido en el Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados en el numeral 6.1.3.1. "Diseño de la Bocatoma de Fondo". Para ello, se deben tener en cuenta los siguientes parámetros:

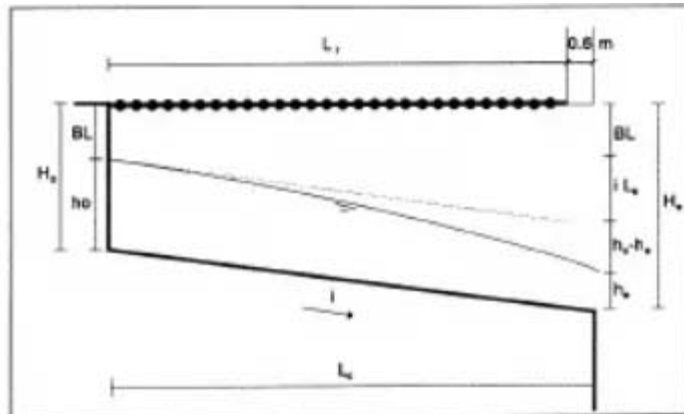
Tabla 60. Parámetros de Diseño - Niveles del Agua en el Canal de Aducción

| NOMENCLATURA   | PARÁMETRO                     | VALOR | UNIDADES |
|----------------|-------------------------------|-------|----------|
| e              | Espesor Muro de la Cámara     | 0,25  | m        |
| L <sub>c</sub> | Longitud del Canal            | 1,10  | m        |
| i              | Pendiente del Fondo del Canal | 3%    | %        |
| B <sub>L</sub> | Borde Libre                   | 0,13  | m        |

Fuente: El estudio.

Se adoptó un valor de 0,25m en el espesor de los muros de la estructura (espesor aproximado en estructuras hidráulicas, cabe resaltar que estos se ajustan bajos los criterios de un especialista estructural) y una pendiente 3% garantizando el arrastre de sedimentos, conforme a las pendientes mínimas que adoptan para el diseño de canales revestidos en concreto; una vez definidos estos parámetros, la longitud del canal se calcula como la suma de la longitud de la rejilla y el espesor del muro de la cámara.

Figura 52. Canal de aducción



Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados- Lopez Cualla -Pág. 101.

- Profundidad Aguas Abajo**

$$h_e = h_c = \left( \frac{Q_{dis}^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (45)$$

En donde;

h<sub>e</sub> = profundidad aguas abajo (m)

$Q_{dis}$  = caudal de diseño (0,032 m<sup>3</sup>/s)  
 $g$  = aceleración de la gravedad (9,81 m/s<sup>2</sup>)  
 $B$  = ancho de la rejilla (0,40 m)

$$h_e = \left( \frac{(0,032 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9,81 \text{ m/s}^2 * (0,40 \text{ m})^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad h_e = 0,09 \text{ m}$$

- **Profundidad Aguas Arriba**

$$h_o = \left[ 2 * h_e^2 + \left( h_e - \frac{i * L_c}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * i * L_c \quad (46)$$

En donde;

$h_o$  = profundidad aguas arriba (m)  
 $h_e$  = profundidad aguas abajo (0,09 m)  
 $i$  = pendiente del fondo del canal (0,03 – 3%)  
 $L_c$  = longitud del canal (1,10 m)

$$h_o = \left[ 2 * (0,09 \text{ m})^2 + \left( 0,09 \text{ m} - \frac{0,03 * 1,10 \text{ m}}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * 0,03 * 1,10 \text{ m}$$

$$h_o = 0,12 \text{ m}$$

- **Profundidad Total Aguas Arriba**

$$H_o = h_o + B_L \quad (47)$$

En donde,

$H_o$  = profundidad total aguas arriba (m)  
 $h_o$  = profundidad aguas arriba (0,12 m)  
 $B_L$  = borde libre (13 cm – 0,13 m)

$$H_o = 0,12 \text{ m} + 0,13 \text{ m}$$

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



- **Profundidad Total Aguas Abajo**

$$H_e = H_o + i * L_c \quad (48)$$

En donde;

$H_e$  = profundidad total aguas abajo (m)  
 $H_o$  = profundidad total aguas arriba (0,25 m)  
 $i$  = pendiente del fondo del canal (0,03 – 3%)  
 $L_c$  = longitud del canal (1,10 m)

$$H_e = 0,25 \text{ m} + 0,03 * 1,10 \text{ m}$$

$$H_e = 0,29 \text{ m}$$

- **Velocidad del Agua al Final del Canal**

$$V_e = \frac{Q_{dis}}{B * h_e} \quad (49)$$

En donde;

$V_e$  = velocidad del agua al final del canal (m/s)  
 $Q_{dis}$  = caudal de diseño (0,032 m<sup>3</sup>/s)  
 $B$  = ancho del canal de aducción (0,40 m)  
 $h_e$  = profundidad aguas abajo (0,09 m)

$$V_e = \frac{0,032 \text{ m}^3/s}{0,40 \text{ m} * 0,09 \text{ m}}$$

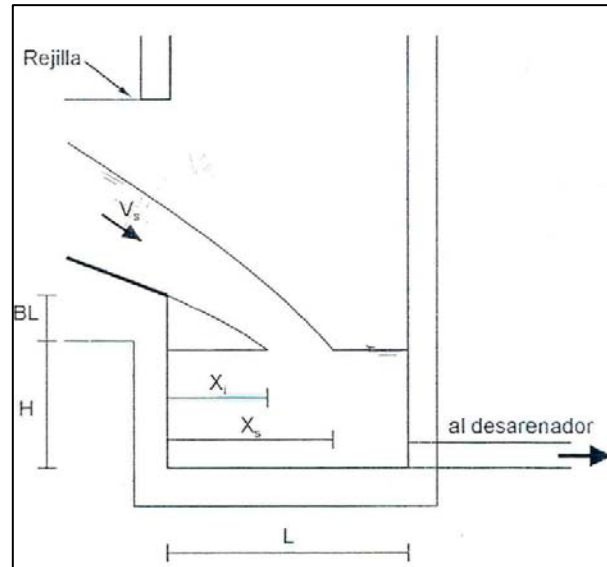
$$V_e = 0,93 \text{ m/s}$$

$$0,3 \text{ m/s} < V_e < 3 \text{ m/s}$$

### **7.1.5.5 Diseño de la Cámara de Recolección**

La cámara de recolección generalmente tiene forma cuadrada o rectangular, construida con muros de concreto reforzado conteniendo en su interior un vertedero de excesos ubicado de forma lateral el cual se encarga de entregar el agua a una tubería de excesos retornando esta al cauce original según lo establecido en el Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados en el numeral 6.1.3.1. “Diseño de la Bocatoma de Fondo”. Para el diseño de esta estructura se deben realizar los siguientes cálculos:

Figura 53. Esquema cámara de recolección



Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados- López Cualla -Pág. 102.

- **Alcance Filo Superior**

$$X_s = 0,36 * V_e^{\frac{2}{3}} + 0,60 * h_e^{\frac{4}{7}} \quad (50)$$

En donde;

$X_s$  = alcance filo superior (m)

$V_e$  = velocidad del agua al final del canal (0,93 m/s)

$h_e$  = profundidad aguas abajo (0,09 m)

$$X_s = 0,36 * (0,93 \text{ m/s})^{\frac{2}{3}} + 0,60 * (0,09 \text{ m})^{\frac{4}{7}} \quad X_s = 0,49 \text{ m}$$

- **Alcance Filo Inferior**

$$X_i = 0,18 * V_e^{\frac{4}{7}} + 0,74 * h_e^{\frac{3}{4}} \quad (51)$$

En donde;

$X_i$  = alcance filo inferior (m)

$V_e$  = velocidad del agua al final del canal (0,93 m/s)

$h_e$  = profundidad aguas abajo (0,09 m)

$$X_i = 0,18 * (0,93 \text{ m/s})^{\frac{4}{7}} + 0,74 * (0,09 \text{ m})^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0,29 \text{ m}$$

- **Ancho Cámara de Recolección**

$$B_{cam} = X_s + 0,30 \quad (52)$$

En donde;

$B_{cam}$  = ancho cámara de recolección (m)

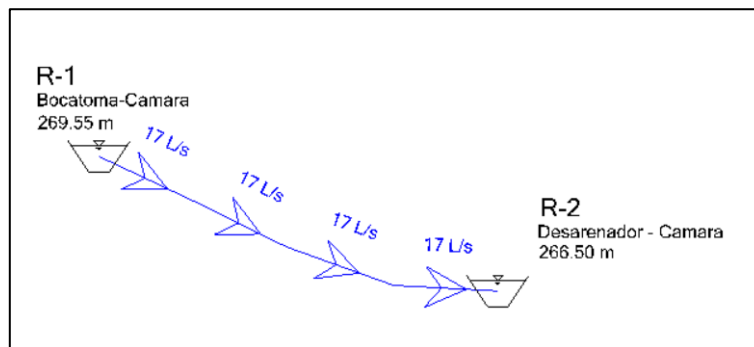
$X_s$  = alcance filo superior (0,49 m)

$$B_{cam} = 0,50 \text{ m} * 0,30$$

$$B_{cam} = 0,80 \text{ m}$$

Por facilidad de acceso y mantenimiento a la estructura, se adopta una cámara rectangular de recolección de ancho 1,20 m por 1,50 de largo. El desarenador se proyecta a localizar a 19,00 m de la bocatoma, en donde la cota de la altura de la cámara de aquietamiento contará con una altura de 266,50 msnm, para lo cual se cuenta con una diferencia de alturas posicional de 2,60m, a fin de garantizar el transporte del caudal QMD se realizó la validación del sistema, el cual establece una lámina de agua de 0,40 m de cabeza hidráulica para garantizar dichas condiciones. Para la conducción se proyectó una tubería de PVC de 3" de diámetro.

Figura 54. Tramo de aducción, bocatoma al desarenador



Fuente: El estudio.

Por último, se adopta en esta etapa del diseño un valor de 0,15 m como borde libre.

Tabla 61. Parámetros de Diseño - Cámara de Recolección

|                            |      |   |
|----------------------------|------|---|
| Ancho Cámara (asume)       | 1.20 | m |
| Largo Cámara (asume)       | 1.50 | m |
| Borde Libre Cámara (asume) | 0.15 | m |
| H (cabeza)                 | 0.40 | m |

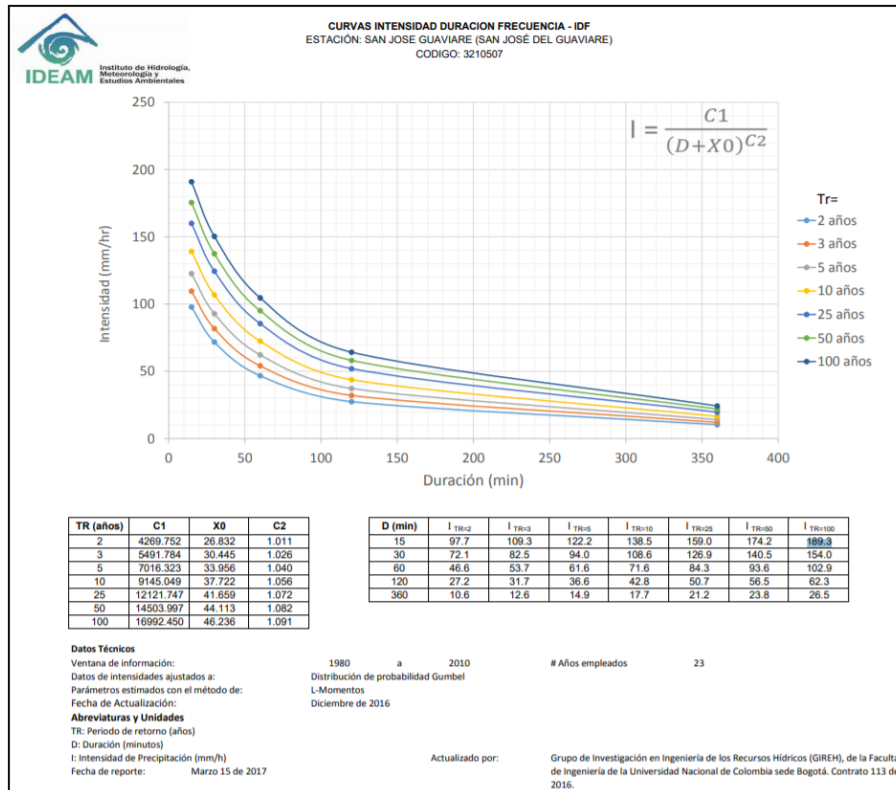
Fuente: El estudio.

### **7.1.5.6 Diseños de los Muros de Contención**

Los muros de contención los encargados de encausar el agua y dirigirla hacia la rejilla y a su vez, protegiendo los taludes de la estructura de captación según lo establecido en el Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados en el numeral 6.1.3.1. “*Diseño de la Bocatoma de Fondo*”. Para el diseño de estos muros se deben realizar los siguientes cálculos:

Para la estimación del caudal máximo de la fuente se basó en los criterios que establece la resolución 330 de 2017, en su artículo 53, ítem 3 “*El diseño deberá garantizar la altura de muros de protección y la estabilidad de las obras ante eventos de crecientes con periodo de retorno de 100 años*” para lo cual se tomaron los valores de intensidad que proyecta el IDEAM en las curvas IDF de la estación de San José del Guaviare a un periodo de retorno de 100 años y con una duración de 15 min, dado que el tiempo de concentración de la cuenca de caño bonito establece un valor de 13 min.

Figura 55. Curvas IDF estación San José del Guaviare.



Fuente: IDEAM

La estimación del caudal se realizó por el método racional, empleando la siguiente fórmula:

$$Q_{m\acute{a}x} = 0.278 * C * i * A$$

En donde;

- C= coeficiente de escorrentía
- i= intensidad de precipitación (mm/h)
- A= Área (km<sup>2</sup>)

Figura 56. Coeficientes de escorrentía en áreas rurales.

| VEGETACIÓN Y TOPOGRAFÍA Y   | TEXTURA DEL SUELO |                       |           |
|---|-------------------|-----------------------|-----------|
|   | FRANCO ARENOSO    | FRANCO LIMO ARCILLOSO | ARCILLOSO |
| <b>BOSQUES</b>  |                   |                       |           |
| Plano   | 0.10              | 0.30                  | 0.40      |
| Ondulado  | 0.25              | 0.35                  | 0.50      |
| Montañoso   | 0.30              | 0.50                  | 0.60      |
| <b>PASTOS</b>   |                   |                       |           |
| Plano   | 0.10              | 0.30                  | 0.40      |
| Ondulado  | 0.16              | 0.36                  | 0.55      |
| Montañoso   | 0.22              | 0.42                  | 0.60      |
| <b>TIERRAS CULTIVADAS</b>   |                   |                       |           |
| Plano   | 0.30              | 0.50                  | 0.60      |
| Ondulado  | 0.40              | 0.60                  | 0.70      |
| Montañoso   | 0.52              | 0.72                  | 0.82      |
| Nota: Plano (pendiente 0 - 5%); Ondulado (pendiente 5 - 10%); Montañoso (pendiente 10 - 30%). Para valores mayores al 30 %, a falta de datos, utilizar los valores para pendientes entre el 10 y el 30 %. |                   |                       |           |

Fuente: Manual de Drenaje de carreteras- INVIAS

$$Q_{m\acute{a}x} = 0.278 * 0.10 * 189.9 \frac{mm}{hr} * 1.80 Km^2 = 9.50 m^3/s$$

Cabe resaltar que diferentes autores como Chen (1983) y Bell (1969) relacionan el tiempo de concentración de la cuenca con la duración del evento, pero no se recomienda emplear este valor en diseño hidrológico de obras hidráulicas ya que es alto y conlleva a una subvaloración de los caudales de diseño; sin embargo, no se cuentan con datos que permitan estimar la duración y la intensidad de los eventos.

$$H = \left( \frac{Q_{m\acute{a}x}}{1,84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (53)$$

En donde;

H = altura del muro de contención (m)

Q<sub>máx</sub> = caudal máximo del río (9.50 m<sup>3</sup>/s)

L = ancho de la presa asumido (2 m)

$$H = \left( \frac{9,50 m^3/s}{1,84 * 2 m} \right)^{\frac{2}{3}} \quad H = 1,88 m$$

Si bien los criterios que exige la norma en función del periodo de retorno y los

valores presentados por el IDEAM, estima un caudal máximo de 9.50 m<sup>3</sup>/s, y por ende una altura de los muros de 1.88m; no obstante, se propone un valor menor, dado que la fuente no evidencia la capacidad de transporte de caudales de dicha magnitud, por tanto, se consolida una altura de 1.0 m.

Se asume un borde libre para los muros de contención de 0,30 m, quedando la altura de los muros de la siguiente manera:

$$H = 1,0 \text{ m} + 0,30 \text{ m}$$

$$H = 1,30 \text{ m}$$

### 7.1.5.7 Cálculo del Caudal de Excesos

El caudal de excesos, es aquel que es devuelto por medio del vertedero de excesos al cauce original con el fin de no alterar el flujo de la fuente de abastecimiento según lo establecido en el Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados en el numeral 6.1.3.1. “Diseño de la Bocatoma de Fondo”. Este caudal se calcula de la siguiente forma:

Tabla 62. Parámetros de Diseño - Caudal de Excesos

| PARÁMETROS DE DISEÑO              |       |                   |
|-----------------------------------|-------|-------------------|
| Caudal Promedio del Río (asumido) | 0,066 | m <sup>3</sup> /s |
| Coefficiente de Descarga          | 0,3   | -                 |

Fuente: El estudio.

El caudal promedio del río se basó en la estimación de la oferta hídrica neta como se presentó en el numeral 6.1.5.4 basándose en datos históricos de las tres estaciones descritas en dicho capítulo, bajo la metodología para el cálculo del índice de escasez de agua superficial del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM.

el coeficiente de descarga de un vertedero depende de varios factores: carga H, naturaleza de los bordes, altura del umbral, propiedades del fluido, etc. Las diversas investigaciones experimentales para determinar el coeficiente de descarga se han desarrollado en diferentes condiciones. Para el caso, se tomaron los valores que propone Ricardo López Cualla en el documento de elementos de diseño para acueductos y alcantarillados.

- **Cálculo Profundidad Lámina de Agua**

$$H = \left( \frac{Q_{prom}}{1,84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (54)$$

En donde;

H = profundidad lámina de agua (m)

$Q_{prom}$  = caudal promedio del río (0,066 m<sup>3</sup>/s)

L = ancho de la presa (asumido) (2 m)

$$H = \left( \frac{0,066 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 2 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}} \qquad H = 0,068 \text{ m}$$

- **Cálculo del Caudal Captado**

$$Q_{cap} = A_n * C_d * \sqrt{2 * g * H} \qquad (55)$$

En donde;

$Q_{cap}$  = caudal captado (m<sup>3</sup>/s)

$A_n$  = área neta de la rejilla recalculada (0,24 m<sup>2</sup>)

$C_d$  = coeficiente de descarga (0,3)

g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s<sup>2</sup>)

H = profundidad lámina de agua (0,068 m)

$$Q_{cap} = 0,24 \text{ m}^2 * 0,3 * \sqrt{2 * 9,81 \text{ m/s}^2 * 0,068 \text{ m}} \qquad Q_{cap} = 0,083 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Cálculo del Caudal de Exceso**

$$Q_{exc} = Q_{cap} - Q_{dis} \qquad (56)$$

En donde;

$Q_{exc}$  = caudal de exceso (m<sup>3</sup>/s)

$Q_{cap}$  = caudal captado (0,083 m<sup>3</sup>/s)

$Q_{dis}$  = caudal de diseño (0,032 m<sup>3</sup>/s)

$$Q_{exc} = 0,083 \text{ m}^3/\text{s} - 0,032 \text{ m}^3/\text{s} \qquad Q_{exc} = 0,051 \text{ m}^3/\text{s}$$



- **Cálculo de la Altura del Caudal de Excesos**

$$H_{exc} = \left( \frac{Q_{exc}}{1,84 * B_{cam}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (57)$$

En donde;

$H_{exc}$  = altura del caudal de excesos (m)

$Q_{exc}$  = caudal de exceso (0,051 m<sup>3</sup>/s)

$B_{cam}$  = ancho cámara de recolección asumido (1,20 m)

$$H_{exc} = \left( \frac{0,051 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 1,20 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad H_{exc} = 0,08 \text{ m}$$

- **Velocidad de Excesos**

$$Vel_{exc} = \frac{Q_{exc}}{H_{exc} * B_{cam}} \quad (58)$$

En donde;

$Vel_{exc}$  = velocidad de excesos (m/s)

$Q_{exc}$  = caudal de excesos (0,051 m<sup>3</sup>/s)

$H_{exc}$  = altura del caudal de excesos (0,08 m)

$B_{cam}$  = ancho cámara de recolección asumido (1,20 m)

$$Vel_{exc} = \frac{0,051 \text{ m}^3/\text{s}}{0,08 \text{ m} * 1,20 \text{ m}} \quad Vel_{exc} = 0,53 \text{ m/s}$$

- **Cálculo del Alcance Filo Superior Vertedero de Excesos**

$$X_s = 0,36 * Vel_{exc}^{\frac{2}{3}} + 0,6 * H_{exc}^{\frac{7}{4}} \quad (59)$$

En donde;

$X_s$  = alcance filo superior vertedero de excesos (m)

$Vel_{exc}$  = velocidad de excesos (0,53 m/s)

$H_{exc}$  = altura del caudal de excesos (0,08m)

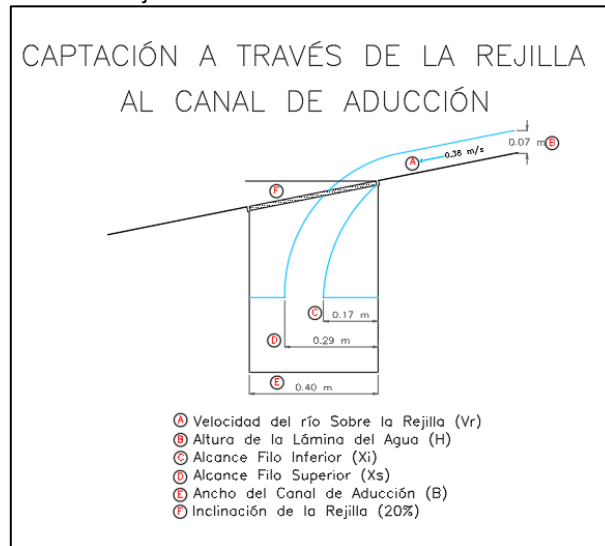
$$X_s = 0,36 * (0,53 \text{ m/s})^{\frac{2}{3}} + 0,6 * (0,08 \text{ m})^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,38 \text{ m}$$

### 7.1.6 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS – DISEÑOS DE LA BOCATOMA

De acuerdo con los cálculos realizados para el diseño de la bocatoma, se muestra a continuación el diseño final de la estructura dibujada digitalmente por medio del software AutoCAD con todos sus accesorios.

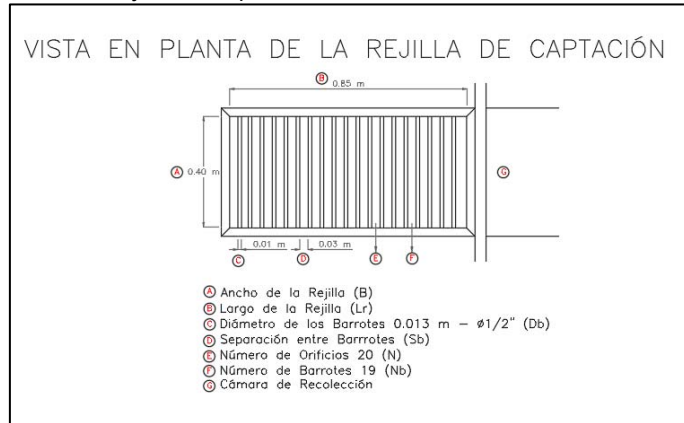
Figura 57. Captación a Través de la Rejilla al Canal de Aducción.



Fuente: El estudio.

En la Figura 57, se muestra una vista en perfil de la captación a través de la rejilla que conduce el agua a al canal de aducción de la estructura de captación; allí se puede observar la altura de la lámina del agua, la inclinación que debe tener la rejilla y la velocidad con la que debe pasar el río sobre esta.

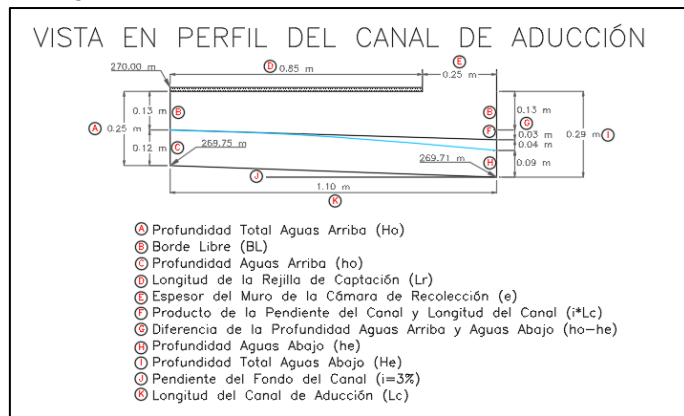
Figura 58. Vista en Planta de la Rejilla de Captación



Fuente: El estudio.

En la Figura 58, se puede apreciar la vista en planta de la rejilla de captación de la bocatoma, en ella, se presentan las dimensiones con las que se debe construir la rejilla (largo y ancho), el número de barrotes y el diámetro que debe poseer, además de la separación entre cada uno de ellos.

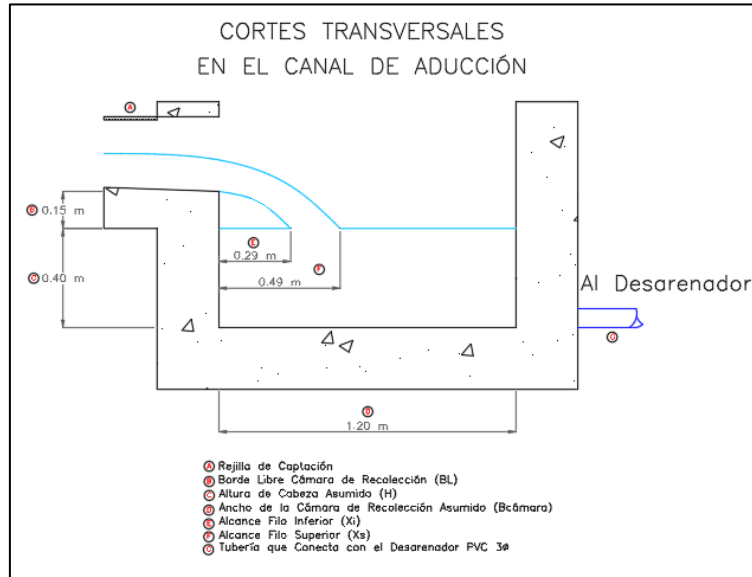
Figura 59. Vista en Perfil del Canal de Aducción



Fuente: El estudio.

En la Figura 59, se presenta la vista en perfil del canal de aducción en donde se pueden observar las dimensiones (largo, ancho y pendiente) con las que fue diseñado teniendo en cuenta los cálculos anteriormente realizados, además de diversos complementos necesarios para que esta estructura funcione correctamente y cumpla con las condiciones hidráulicas establecidas por la norma.

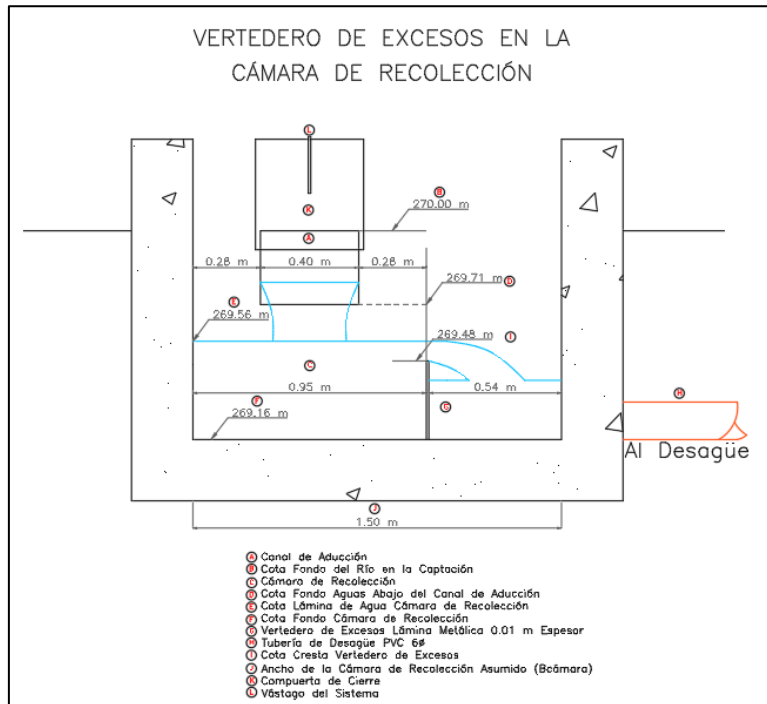
Figura 60. Corte Transversal de la Cámara de Recolección



Fuente: El estudio.

En la Figura 60, se observa un corte transversal realizado a la cámara de recolección de la bocatoma, en donde se puede apreciar las dimensiones de su diseño y algunos cálculos necesarios para su funcionamiento hidráulico.

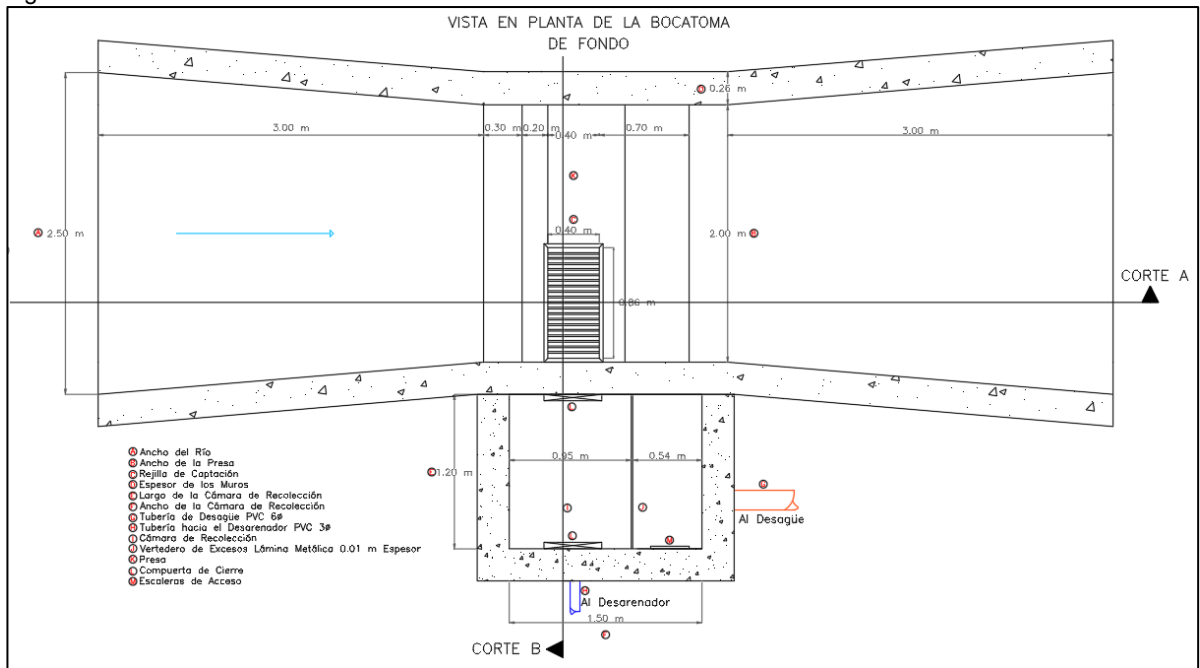
Figura 61. Vertedero de Excesos en la Cámara de Recolección.



Fuente: El estudio.

El diseño del vertedero de excesos ubicado en la cámara de recolección de la bocatoma se muestra en la Figura 61, la cual presenta las dimensiones y componentes que presenta esta sección de la estructura según los cálculos realizados anteriormente. El material del vertedero será en lámina de 0.01 m de espesor debido a las dimensiones de este último y las de la cámara de recolección.

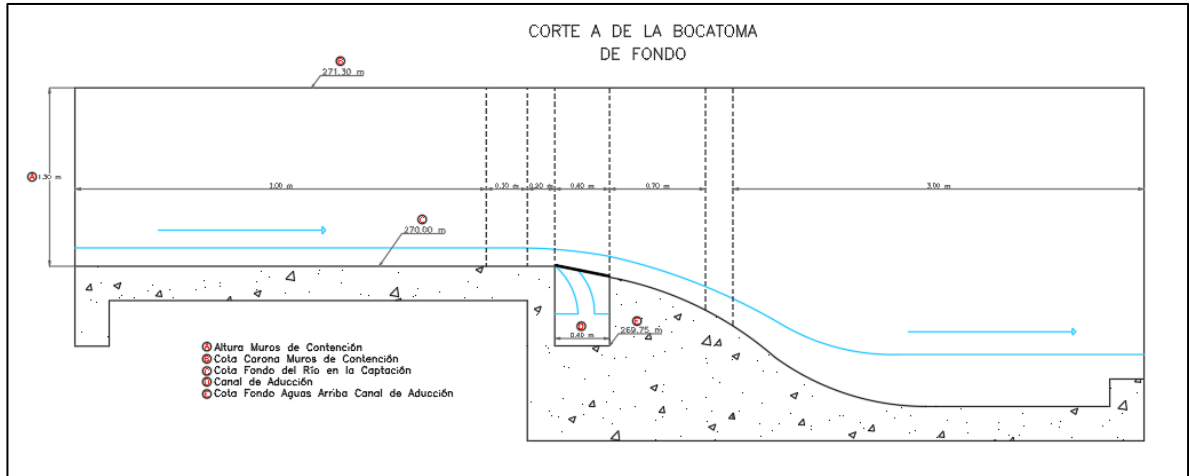
Figura 62. Vista en Planta de la Bocatoma de Fondo



Fuente: El estudio.

Finalmente, se presenta el diseño completo de la estructura de captación o bocatoma de fondo (Figura 62), en la cual se puede apreciar todas las secciones juntas que componen esta estructura teniendo en cuenta los cálculos realizados y las condiciones establecidas en la norma.

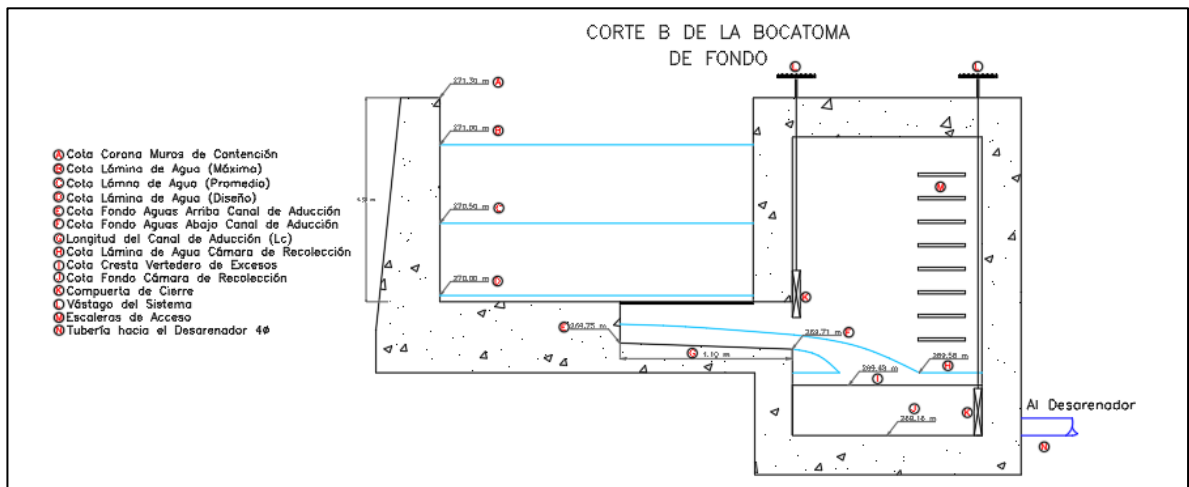
Figura 63. Corte A de la Bocatoma de Fondo



Fuente: El estudio.

En la Figura 63, se muestra el Corte A de la bocatoma de fondo en donde se puede apreciar la altura de los muros de contención, una vista en perfil del canal de aducción junto con la rejilla de captación y sus respectivas cotas.

Figura 64. Corte B de la Bocatoma de Fondo



Fuente: El estudio.

Como se puede observar en la Figura 64, se aprecia el corte B de la bocatoma de fondo, en donde se pueden evidenciar las cotas de las láminas de agua sobre la presa de la estructura, la altura de los muros de contención, el perfil del canal de aducción junto con la rejilla de captación y la cámara de recolección con su vertedero. Además de ello, se observan los accesorios de control de la estructura

como las compuertas de cierre y los vástagos del sistema, junto con las escaleras de acceso para la realización de mantenimiento de esta sección del componente.

## 7.2 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE DESARENADOR

La cantidad de sedimentos en suspensión que transporta el agua puede ocasionar abrasión en las paredes de las tuberías y/o la deposición de las partículas más finas alterando el área conductora de agua y reduciendo, en forma parcial o total, el caudal de descarga; es por ello que el diseño y la construcción de un desarenador para el sistema de acueducto del municipio El Retorno es fundamental para el pretratamiento del agua captada, a fin de garantizar el cumplimiento de las condiciones de transporte de agua.

### 7.2.1 DESARENADOR

Un desarenador es una estructura con forma de tanque cuya función es la de sedimentar partículas en suspensión por medio de la acción de la gravedad, este se caracteriza por ser un método de pretratamiento o tratamiento primario; una de sus condiciones primordiales es que debe estar construido cerca de la estructura de captación, esto con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción ocasionados por el material particulado y sólidos transportados por el agua.<sup>57</sup>

### 7.2.2 COMPONENTES DEL DESARENADOR

La estructura del desarenador es la encargada de la remoción de las partículas en suspensión que son transportadas por la línea de aducción a través de la captación. Este componente está dividido en varias zonas, en donde cada una de ellas cumple con una función en específico; estas zonas se relacionan en la siguiente tabla.

Tabla 63. Zonas del Desarenador

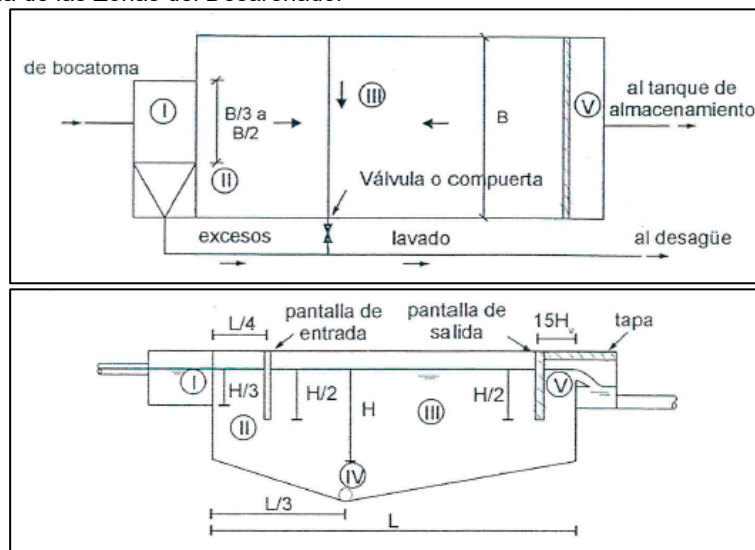
| ZONA                            | DESCRIPCIÓN  |
|---------------------------------|--|
| Zona I: Cámara de Aquietamiento | Debido a la ampliación de la sección, se disipa el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada. El paso del agua a la zona siguiente se puede hacer por medio de un canal de repartición con orificios sumergidos. Lateralmente se encuentra un vertedero de excesos que lleva el caudal sobrante de nuevo al río mediante una tubería que se une con la |

<sup>57</sup> ORTIZ, Ramiro. "Pequeñas Centrales Hidroeléctricas". Ediciones de la U. Primera Edición. 384 páginas. Pág. 207. Bogotá, Colombia, 2011.

| ZONA                             | DESCRIPCIÓN  |
|----------------------------------|--|
|                                  | del lavado (Zona IV).  |
| Zona II: Entrada al Desarenador  | Constituida entre la cámara de quietamiento y una cortina, la cual obliga a las líneas de flujo a descender con rapidez, de manera que se sedimente el material más grueso inicialmente.     |
| Zona III: Zona de Sedimentación  | Es la zona en donde se sedimentan todas las partículas restantes y en donde se cumple en rigor con las leyes de sedimentación.   |
| Zona IV: Almacenamiento de Lodos | Comprende el volumen entre la cota de profundidad útil en la Zona III y el fondo del tanque. El fondo tiene pendientes longitudinales y transversales hacia la tubería de lavado.            |
| Zona V: Salida del Desarenador   | Constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección. Esta zona debe estar completamente tapada, con el fin de evitar la posible contaminación exterior. |

Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados – López Cualla, pág. 184.

Figura 65. Esquema de las Zonas del Desarenador



Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados – López Cualla, pág.186.

### 7.2.3 FACTORES POBLACIONALES DE DISEÑO

En la siguiente tabla se relacionan los datos necesarios de los factores poblacionales para el diseño del desarenador del municipio El Retorno.



Tabla 64. Factores Poblacionales de Diseño

|                                   |                  |
|-----------------------------------|------------------|
| <b>Población Inicial</b>          | 3355 hab         |
| <b>Periodo de Diseño</b>          | 25 años          |
| <b>Población Futura</b>           | 5798 hab         |
| <b>Dotación Neta</b>              | 140 l/hab-día    |
| <b>Pérdidas</b>                   | 25%              |
| <b>Dotación Bruta</b>             | 186,65 l/hab-día |
| <b>Factores de Máximo Consumo</b> | K1=1,3 K2=1,6    |

Fuente: El estudio.

Los factores poblacionales evidenciados en la Tabla 64, como la población inicial se determinaron por medio del censo realizado en el 2018 al casco urbano del municipio El Retorno; para el periodo de diseño, se siguieron las pautas indicadas en el artículo 40 “*Periodo de Diseño*” contenido en la Resolución 0330 de 2017.

La población futura se calculó mediante las directrices contempladas en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS en el numeral 2.4.3.4. “*Métodos de Cálculo*”, del título B; el cual indica que se debe realizar la proyección utilizando los métodos Geométricos, Exponencial y Aritméticos y dependiendo de los resultados, elegir el que más se ajuste a la realidad.

Para la dotación neta, se determinó mediante lo indicado en el artículo 43 “*Dotación Neta Máxima*” la cual indica que la dotación neta máxima por habitante debe ser calculada de acuerdo a la altura sobre el nivel del mar en la que se encuentre el municipio, para este caso, el municipio El Retorno se encuentra a 207 m.s.n.m. aproximadamente.

La dotación bruta se calculó de acuerdo a lo indicado en el artículo 44 “*Dotación Bruta*” contemplado en la Resolución 0330 de 2017, teniendo en cuenta la dotación neta determinada anteriormente y el porcentaje de pérdidas, que no deberá superar el 25%, el cual se indica en el párrafo 1 del mismo artículo.

Para los factores de máximo consumo, se adoptaron las indicaciones establecidas en el artículo 47 “*Caudales de Diseño*” contenidas en el párrafo 2, los cuales sugieren que, para las poblaciones menores o iguales a 12.500 habitantes proyectados al periodo de diseño, se tomarán como valores de referencia los factores  $K1 = 1,3$  y  $K2 = 1,6$ ; en donde estos valores no deberán ser superados. Cabe aclarar que estos factores de máximo consumo aplican para este estudio debido al número de habitantes que viven en el municipio.

Para calcular el volumen del desarenador, se tomará como caudal de diseño el correspondiente al Caudal Máximo Diario (QMD).

## 7.2.4 PARÁMETROS DE DISEÑO

En el presente numeral, se determinarán los parámetros necesarios para el diseño del desarenador perteneciente al sistema de acueducto del municipio El Retorno, teniendo en cuenta los parámetros de diseño establecidos anteriormente.

### 7.2.4.1 Caudal de Diseño

A continuación, se relacionan los caudales de diseño calculados teniendo en cuenta lo indicado en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS en el numeral 2.8.2 “*Demanda de Agua por Suscriptores*”, del título B. Los caudales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 65. Caudales de Diseño

| CAUDALES DOTACIÓN POBLACIONAL | CAUDAL (l/s) | CAUDAL (m <sup>3</sup> /día) |
|-------------------------------|--------------|------------------------------|
| Qmd                           | 12,53        | 1082,29                      |
| <b>QMD</b>                    | <b>16,28</b> | <b>1406,98</b>               |
| QMH                           | 26,05        | 2251,17                      |

Fuente: El estudio.

Para el caso del diseño del desarenador, se debe usar el Caudal Máximo Diario (QMD) de acuerdo a lo estipulado en el artículo 47 de la Resolución 0330 de 2017, “*Caudales de Diseño*” cuyo valor es 16,28 l/s.

### 7.2.4.2 Temperatura del Agua

Con el fin de seleccionar la viscosidad adecuada del agua, es necesario conocer la temperatura del fluido, para ello, se realizó la medición de este parámetro con un medidor portátil multiparámetro HANNA modelo HI 991300, el cual estableció una temperatura de 26,27°C. Según los valores promedios de la temperatura en los ríos de Colombia se establece del orden de 22,5°C, indicando que los ríos en Colombia son cálidos, propios de los bosques tropicales húmedos.<sup>58</sup> Teniendo en cuenta la discrepancia de los datos tomados en campo con los datos de referencia en ríos de Colombia, se concluyó utilizar los valores medios propuestos 22,5°C.

<sup>58</sup> GUALDRON, Luis. “EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE AGUA DE RÍOS DE COLOMBIA USANDO PARÁMETROS FÍSICOQUÍMICOS Y BIOLÓGICOS”. Universidad Libre de Colombia. Diciembre 2016. Revista Dinámica Ambiental. Vol. 1 No 1 Pág. 83 -102.

### 7.2.4.3 Viscosidad Cinemática del Agua

Una vez determinada la temperatura del agua, este valor se relaciona con la tabla de viscosidad cinemática del agua establecida en el numeral 9.3 “Teoría de la Sedimentación” de la literatura Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. La tabla es la siguiente.

Tabla 66. Viscosidad Cinemática del Agua

| TEMPERATURA (°C) | VISCOSIDAD ( $\mu$ )(cm <sup>2</sup> /s) |
|------------------|--|
| 0                | 0,01792                                  |
| 2                | 0,01763                                  |
| 4                | 0,01567                                  |
| 6                | 0,01473                                  |
| 8                | 0,01386                                  |
| 10               | 0,01308                                  |
| 12               | 0,01237                                  |
| 14               | 0,01172                                  |
| 15               | 0,01059                                  |
| 16               | 0,01112                                  |
| 18               | 0,01059                                  |
| 20               | 0,01007                                  |
| <b>22</b>        | <b>0,00960</b>                           |
| 24               | 0,00917                                  |
| 26               | 0,00876                                  |
| 28               | 0,00839                                  |
| 30               | 0,00804                                  |
| 32               | 0,00772                                  |
| 34               | 0,00741                                  |
| 36               | 0,00713                                  |

Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados – López Cualla, pág.187.

Teniendo en cuenta los datos de la tabla anterior, la viscosidad cinemática del agua para una temperatura de 22,5°C es de 0,00960 ( $\mu$ )(cm<sup>2</sup>/s).

### 7.2.4.4 Clasificación del Diámetro de la partícula

La selección del diámetro de la partícula se determina mediante la información relacionada en la Tabla 67, la cual contiene la clasificación de los materiales en suspensión más comunes encontrados en el agua de fuentes captadas para el tratamiento y distribución como agua potable. Cabe resaltar que la información de la tabla fue recopilada a través del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados en el numeral 9.1 “Especificaciones de Diseño”.

Tabla 67. Clasificación de los Materiales en Suspensión

| <b>CLASIFICACIÓN DE MATERIALES EN SUSPENSIÓN</b> |                          |
|--|--------------------------|
| <b>MATERIAL</b>                                  | <b>DIÁMETRO</b>          |
| Gravilla Gruesa                                  | 2 mm o más               |
| Gravilla Fina                                    | 2 mm – 1 mm              |
| Arena Gruesa                                     | 1 mm – 0,5 mm            |
| Arena Media                                      | 0,5 mm – 0,25 mm         |
| Gravilla Muy Fina                                | 0,25 mm – 0,10 mm        |
| <b>Arena Muy Fina</b>                            | <b>0,10 mm – 0,05 mm</b> |
| Fango  | 0,05 mm – 0,01 mm        |
| Limo   | 0,01 mm – 0,005 mm       |
| Arcilla  | 0,005 mm – 0,001 mm      |

Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados – López Cualla, pág. 183.

Se adopta un diámetro de 0,05 mm (0,005 cm) de la partícula en suspensión la cual hace referencia a la arena muy fina, esto se tiene en cuenta según lo estipulado en el artículo 55 “*Requisitos Mínimos de Diseño para Desarenadores*” de la Resolución 0330 de 2017, la cual establece que para el diseño de un desarenador, es indispensable realizar la eliminación de partículas con un diámetro de 0,1 mm; como se observa en la tabla, este valor hace referencia a la Arena Muy Fina (0,10 mm – 0,05 mm), sin embargo, con el fin de tener un horizonte más amplio, se termina adoptando el diámetro de 0,005 cm.

#### **7.2.4.5 Peso Específico de las Partículas**

Teniendo en cuenta los requisitos mínimos para el diseño de desarenadores establecido en el artículo 55 “*Requisitos Mínimos de Diseño para Desarenadores*” de la Resolución 0330 de 2017, sugiere que el peso específico de las partículas de arena por remover sea de 2,65 g/cm<sup>3</sup>, teniendo en cuenta que la relación entre la velocidad horizontal y la velocidad de asentamiento vertical sea inferior a 20.

#### **7.2.4.6 Altura Mínima y Máxima**

De acuerdo con las recomendaciones del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados de López Cualla en el numeral 9.2.5. “*Profundidades Mínima y Máxima*”, se debe tener en cuenta una altura útil mínima específica de 1,50 m y la máxima de 4,50 m. Para este caso, se adopta una altura útil de 1,50 m (150 cm) en caso de que haya que hacer una modificación a esta medida, se tenga un horizonte amplio para elegir la más adecuada.

#### 7.2.4.7 Cálculo de los Parámetros de Sedimentación

Una vez se hayan calculado los valores anteriores, es posible hallar la Velocidad de Sedimentación de las Partículas ( $V_s$ ) utilizando la fórmula de Stokes como se estipula en el numeral 4.6.3., “*Velocidades en el Desarenador*” establecidos el Título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable – RAS; de donde se concluye que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de ésta. La fórmula es la siguiente:

$$V_s = \frac{g * (\rho_s - \rho) * d^2}{18 * \mu} \quad (60)$$

En donde;

$V_s$  = velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)  
 $g$  = aceleración de la gravedad ( $981 \text{ cm/s}^2$ )  
 $\rho_s$  = peso específico de la partícula (arena =  $2,65 \text{ g/cm}^3$ )  
 $\rho$  = peso específico del fluido (agua =  $1,00 \text{ g/cm}^3$ )  
 $\mu$  = viscosidad cinemática del fluido ( $0,00960 \text{ cm}^2/\text{s}$ )  
 $d$  = diámetro de la partícula ( $0,005 \text{ cm}$ )

De acuerdo con los valores y las variables de la ecuación de Stokes mencionadas anteriormente, se calcula la velocidad de sedimentación de la partícula, obteniendo el siguiente valor:

$$V_s = \frac{\left(981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}\right) * \left(2,65 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} - 1 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}\right) * (0,005 \text{ cm})^2}{18 * 0,00960 \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}} \quad V_s = 0,234 \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

La velocidad de sedimentación las partículas, en este caso arena muy fina, será de  $0,234 \text{ cm/s}$ .

#### 7.2.4.8 Periodo de Retención Hidráulico

Teniendo en cuenta lo indicado en el numeral 4.6.4., “*Dimensionamiento*” establecido en el Título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable – RAS, en el inciso 2; el tiempo de retención hidráulica para las partículas muy finas no deberá ser menor de 20 minutos.

De acuerdo con la recomendación anterior, es necesario calcular el tiempo que tarda una partícula en llegar al fondo del desarenador, utilizando la siguiente fórmula:

$$t = \frac{H}{V_s} \quad (61)$$

En donde;

t = tiempo que tarda una partícula en llegar al fondo (s-min-horas)

H = altura útil de sedimentación (1,50 m – 150 cm)

$V_s$  = velocidad de sedimentación de la partícula (0,234 cm/s)

Teniendo en cuenta los valores anteriores, se calcula el tiempo de llegada de la partícula al fondo del desarenador obteniendo el siguiente resultado:

$$t = \frac{150 \text{ cm}}{0,234 \frac{\text{cm}}{\text{s}}} \quad t = 641,02 \text{ s}$$

Calculado el tiempo que demora la partícula en llegar al fondo del desarenador es posible determinar el periodo de retención hidráulico, para ello, se debe seleccionar el grado de desarenador que se va a diseñar teniendo en cuenta la eficiencia de las pantallas deflectoras utilizando la siguiente tabla.

Tabla 68. Clasificación del Desarenador de Acuerdo a su Grado

| GRADO (n) | DESCRIPCIÓN                                 |
|-----------|---|
| 1         | Deflectores deficientes o ausencia de ellos |
| 2         | Deflectores regulares                       |
| 3         | Deflectores bueno                           |
| 5 a 8     | Deflectores muy buenos                      |
| > ∞       | Caso teórico                                |

Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados – López Cualla, pág.190.

Sabiendo que se va a diseñar y construir un nuevo desarenador para el sistema de acueducto del municipio El Retorno, se adopta el valor n=5 ya que los deflectores de la estructura serán nuevos, sin embargo, para cumplir con el tiempo de retención hidráulico establecido en la norma, en la Tabla 69 se escoge la condición n=4 para unos deflectores buenos.

Tabla 69. Número de Hazen (Vs/Vo)

| CONDICIONES    | REMOCIÓN (%) |      |      |      |      |      |      |      |
|----------------|--------------|------|------|------|------|------|------|------|
|                | 87,5         | 80   | 75   | 70   | 65   | 60   | 55   | 50   |
| n = 1          | 7,00         | 4,00 | 3,00 | 2,30 | 1,80 | 1,50 | 1,30 | 1,00 |
| n = 3          | 2,75         | -    | 1,66 | -    | -    | -    | -    | 0,76 |
| n = 4          | 2,37         | -    | 1,52 | -    | -    | -    | -    | 0,73 |
| Máximo Teórico | 0,88         | -    | 0,75 | -    | -    | -    | -    | 0,50 |

Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados – López Cualla, pág. 191.

Adoptando una remoción del 87,5%, se selecciona como condición de deflectores buenos, obteniendo como resultado el Número de Hazen igual a 2,37, esta selección se adopta con el fin de obtener un periodo de retención no menor a 20 minutos como lo indica la norma. Una vez teniendo los valores necesarios se puede calcular el Periodo de Retención Hidráulico de la siguiente manera:

$$\theta = t * N.Hazen$$

$$\theta = 641,02 * 2,37$$

$$\theta = 1519,23 \text{ s} \quad (62)$$

$$\theta = 23,30 \text{ min}$$

$$\theta = 0,422 \text{ horas}$$

#### 7.2.4.9 Volumen del Tanque

El cálculo del volumen del tanque desarenador se calcula mediante el caudal proyectado según el periodo de diseño (25 años) y el periodo de retención hidráulico obteniendo el siguiente resultado:

$$V = \theta * Q \quad (63)$$

En donde;

V = volumen del tanque (m<sup>3</sup>)

θ = periodo de retención hidráulico (1519,23 s)

Q = caudal proyectado de diseño (16,28 l/s – 0,01628 m<sup>3</sup>/s)

Reemplazando los valores por las variables de la fórmula se obtiene el siguiente resultado:

$$V = 1519,23 \text{ s} * 0,01628 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$V = 24,73 \text{ m}^3$$

#### **7.2.4.10 Área Superficial del Tanque**

Con los valores obtenidos del cálculo del volumen del tanque y la altura útil seleccionada en el numeral 7.2.4.6, se calcula el área superficial del tanque con la siguiente fórmula, como se indica en el numeral 9.4., del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados.

$$A_s = \frac{V}{H} \quad (64)$$

En donde;

$A_s$  = área superficial del tanque ( $m^2$ )

$V$  = volumen del tanque ( $24,73 m^3$ )

$H$  = altura útil ( $1,50 m$ )

$$A_s = \frac{24,73 m^3}{1,50 m} \quad A_s = 16,48 m^2$$

#### **7.2.4.11 Dimensiones Largo y Ancho del Desarenador**

Una vez hallada el área superficial del tanque, es necesario calcular el largo y el ancho de este utilizando una relación 1:4 (L:A) como se indica en el numeral 4.6.4. Del título B del Ras 2000; donde el largo será 4 veces el ancho del desarenador; teniendo en cuenta lo anterior, tenemos la siguiente ecuación para el cálculo de las dimensiones del tanque.

$$L = 4 * A \quad (65)$$

En donde;

$L$  = largo del desarenador (m)

$A$  = ancho del desarenador (m)

4 = relación largo ancho (4)

De acuerdo con lo anterior, tenemos la siguiente expresión:

$$A_s = L * A \quad (66)$$



En donde;

$A_s$  = área del desarenador (16,48 m<sup>2</sup>)

L = largo del desarenador (m)

A = ancho del desarenador (m)

$$A_s = (4 * A) * A = 4 * A^2$$

$$A = \sqrt{\frac{A_s}{4}} \qquad A = \sqrt{\frac{16,48m^2}{4}} \qquad A = 2,03 m$$

Ahora, para el cálculo del largo del desarenador, se realiza la siguiente operación:

$$L = \frac{A_s}{A} \qquad (67)$$

En donde;

L = largo del desarenador (m)

$A_s$  = área superficial del tanque (16,48 m<sup>2</sup>)

A = ancho del desarenador (2,03 m)

$$L = \frac{16,48 m^2}{2,03 m} \qquad L = 8,12 m$$

Las medidas del desarenador calculadas anteriormente son 8,12 m de largo por 2,03 m de ancho, sin embargo, se asumen las siguientes dimensiones para tener longitudes constructivas; las medidas asumidas serán de 8,25 m de largo por 2 m de ancho.

$$A = 2 m \qquad L = 8,25 m$$

Con estas medidas se calcula el área superficial real del tanque quedando de la siguiente manera:

$$A_s = L * A \qquad (68)$$

En donde;

$A_s$  = área superficial real del tanque (m<sup>2</sup>)

L = largo del desarenador (8,25 m)

A = ancho del desarenador (2 m)

$$A_s = 8,25 \text{ m} * 2 \text{ m}$$

$$A_s = 16,50 \text{ m}^2$$

#### 7.2.4.12 **Carga Hidráulica Superficial**

De acuerdo con el numeral 4.6.4., “Dimensionamiento” contemplado en el Título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable – RAS, en el inciso 4, la carga hidráulica superficial será de 1000 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día en el área horizontal. La carga hidráulica superficial para este tanque se calcula utilizando los valores de las variables Caudal Máximo Diario (QMD) y el área superficial del tanque (As), tal como se indica en el numeral 9.4. del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados.

$$q = \frac{Q}{A_s} \quad (69)$$

En donde;

q = carga hidráulica superficial (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*s)  
 Q = caudal de Diseño (QMD) (0,01628 m<sup>3</sup>/s)  
 As = área superficial del tanque (16,50 m<sup>2</sup>)

$$q = \frac{0,01628 \text{ m}^3/\text{s}}{16,50 \text{ m}^2} \quad q = 0,0009866 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * \text{s} \quad q = 85,24 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} * \text{día}$$

La carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas, V<sub>o</sub>.

#### 7.2.4.13 **Velocidad de Sedimentación de la Partícula Crítica**

Luego de calcular la velocidad de sedimentación de la partícula crítica, se determina el diámetro de la partícula que se removerá en el proceso de desarenado tal como se indica en el numeral 9.4. del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados; para ello, se utiliza la siguiente fórmula:

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}} \quad (70)$$

En donde;

d<sub>o</sub> = diámetro de la partícula a remover (cm)

$V_o$  = Velocidad de sedimentación de la partícula crítica (0,098 cm/s)

$g$  = aceleración de la gravedad (981 cm/s<sup>2</sup>)

$\rho_s$  = peso específico de la partícula (arena = 2,65 g/cm<sup>3</sup>)

$\rho$  = peso específico del fluido (agua = 1,00 g/cm<sup>3</sup>)

$\mu$  = viscosidad cinemática del fluido (0,00960 cm<sup>2</sup>/s)

$$d_o = \sqrt{\frac{0,098 \frac{cm}{s} * 18 * 0,00960 \text{ cm}^2/s}{981 \frac{cm}{s^2} * (2,65 \frac{g}{cm^3} - 1 \frac{g}{cm^3})}} \quad d_o = 0,00324 \text{ cm} \quad d_o = 0,0324 \text{ mm}$$

#### 7.2.4.14 Velocidad Horizontal

Una vez determinado el diámetro de la partícula a remover, se procede a calcular la velocidad horizontal del flujo del desarenador tal como se indica en el numeral 9.4. del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados; para ello, se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_h = \frac{Q}{W} \equiv \frac{V_o L}{H} \quad (71)$$

En donde;

$V_h$  = Velocidad horizontal (cm/s)

$V_o$  = velocidad de sedimentación de la partícula crítica (0,098 cm/s)

$H$  = altura útil (1,50 m – 150 cm)

$Q$  = caudal de diseño (caudal de Diseño (QMD) (0,01628 m<sup>3</sup>/s – 16280 cm<sup>3</sup>/s)

$W$  = altura útil por el ancho del desarenador (150 cm\*200 cm)

$L$  = largo del desarenador (8,25m – 825 cm)

$$V_h = \frac{16280 \text{ cm}^3/s}{150 \text{ cm} * 200 \text{ cm}} \equiv \frac{0,098 \frac{cm}{s} * 825 \text{ cm}}{150 \text{ cm}} \quad V_h = 0,54 \frac{cm}{s} \equiv 0,54 \frac{cm}{s}$$

En cumplimiento de los criterios de diseño de la resolución 330 de 2017, en el artículo 55, el cual establece que la relación entre la velocidad horizontal y la velocidad vertical, debe ser menor a veinte, se concluye que se cumple con dicha condición.

La ecuación de Stokes es válida siempre y cuando el número de Reynolds de la partícula sea inferior o igual a 1.0. El número de Reynolds de la partícula se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Re = \frac{V_s \times d}{\vartheta}$$

$$Re = \frac{0.23 \frac{cm}{s} \times 0,00324 cm}{0,00960 cm^2/s} = 0.077$$

Donde:

Re = Número de Reynolds de la partícula (adimensional).

$V_s$  = Velocidad de sedimentación (cm/s).

d = Diámetro de la partícula (cm).

$\vartheta$  = Viscosidad cinemática del agua (cm<sup>2</sup>/s)

Por tanto, se concluye que cumple con la condición del número de Reynolds, flujo laminar.

#### **7.2.4.15 Número de Unidades**

Dado que los caudales a tratar no son de gran magnitud se opta por el dimensionamiento de un solo módulo, conforme a los lineamientos que establece la resolución 330 de 2017, en el artículo 55. La unidad debe tener un sistema de paso directo con la capacidad para operar el caudal de diseño cuando la estructura esté en limpieza; además deberá contar con los respectivos descoles a las fuentes receptoras de los caudales de exceso y del producto de desarenado.

### **7.2.5 CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DEL DESARENADOR**

Después de haber adoptado los parámetros de diseño para el desarenador, se calculan los elementos que conforman la estructura de desarenado.

#### **7.2.5.1 Vertedero de Salida**

Se dispone de un vertedero de salida sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal de conducción tal como se indica en el numeral 9.4., del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados; el vertedero se diseña teniendo en cuenta la siguiente fórmula:

$$H_v = \left( \frac{Q}{1,84 * A} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (72)$$

En donde;

$H_v$  = altura lámina vertedero de salida (m)

Q = caudal de diseño (caudal de Diseño (QMD) (0,01628 m<sup>3</sup>/s)  
 A = ancho del desarenador (2 m)

$$H_v = \left( \frac{0,01628 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 2 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad H_v = 0,0269 \text{ m} \quad H_v = 2.69 \text{ cm}$$

Se calcula la velocidad del agua que pasa sobre el vertedero de la siguiente forma:

$$V_v = \frac{Q}{A * H_v} \quad (73)$$

En donde;

V<sub>v</sub> = velocidad del agua sobre el vertedero de salida (m/s)  
 Q = caudal de Diseño (QMD) (0,01628 m<sup>3</sup>/s)  
 A = ancho del desarenador (2 m)  
 H<sub>v</sub> = altura lámina vertedero de salida (0.0269 m)

$$V_v = \frac{0,01628 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \text{ m} * 0,0269 \text{ m}} \quad V_v = 0,30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Calculada la velocidad del agua que pasa a través del vertedero, se determina el alcance horizontal de la vena vertiente utilizando la siguiente ecuación:

$$X_s = 0,36 * V_v^{\frac{2}{3}} + 0,60 * H_v^{\frac{4}{7}} \quad (74)$$

En donde;

X<sub>s</sub> = alcance horizontal de la vena vertiente (m)  
 V<sub>v</sub> = velocidad del agua sobre el vertedero (0,30 m/s)  
 H<sub>v</sub> = altura lámina vertedero de salida (0,0269 m)

$$X_s = 0,36 * \left( 0,30 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)^{\frac{2}{3}} + 0,60 * (0,0269 \text{ m})^{\frac{4}{7}} \quad X_s = 0,23 \text{ m}$$

L<sub>v</sub> = longitud del vertedero (m)

$$L_v = X_s + 0,15 \quad L_v = 0,23 \text{ m} + 0,15 \text{ m} \quad L_v = 0,38 \text{ m}$$

La longitud del vertedero de salida será de 0,38 m, sin embargo, se adopta un valor de 0,45 m para efectos de diseño y construcción.

### **7.2.5.2 Pantalla de Salida**

Para calcular la altura de la pantalla de salida, se tiene en cuenta la medida de la altura útil del desarenador tal como se indica en el numeral 9.4., del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados; para ello, se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$P = \frac{H}{2} \quad (75)$$

En donde;

P = altura de la pantalla de salida (m)

H = altura útil del desarenador (1,50 m)

$$P = \frac{1,50 \text{ m}}{2} \quad P = 0,75 \text{ m}$$

### **7.2.5.3 Distancia al Vertedero de Salida**

La distancia al vertedero de salida se calcula teniendo en cuenta la altura de la lámina del vertedero de salida tal como se indica en el numeral 9.4., del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados utilizando la siguiente ecuación:

$$D_{vs} = 15 * H_v \quad (76)$$

En donde;

$D_{vs}$  = distancia al vertedero de salida (m)

$H_v$  = altura lámina vertedero de salida (0,02694 m)

$$D_{vs} = 15 * 0,0269 \text{ m} \quad D_{vs} = 0,40 \text{ m}$$

### **7.2.5.4 Pantalla de Entrada**

La altura de la pantalla de salida (numeral 7.2.5.2) es igual a la altura de la pantalla de entrada, entonces para este caso también sería 0,75 m.

### **7.2.5.5 Distancia a la Cámara de Aquietamiento**

La distancia a la cámara de aquietamiento comprende la medida del largo del

tanque desarenador tal como se indica en el numeral 9.4., del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados, calculada de la siguiente forma:

$$D_{ca} = \frac{L}{4} \quad (77)$$

En donde;

$D_{ca}$  = distancia a la cámara de quietamiento (m)

L = largo del desarenador (8,25 m)

$$D_{ca} = \frac{8,25 \text{ m}}{4} \quad D_{ca} = 2,06 \text{ m}$$

#### **7.2.5.6 Almacenamiento de Lodos**

La estructura de desarenado debe contar con un almacenamiento para los lodos generados después de tratar el agua proveniente de la captación, para su diseño, se debe adoptar una relación de longitud:profundidad de 10 , tal como se indica en el numeral 4.6.4., “*Dimensionamiento*” establecido en el Título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable – RAS. Una vez determinada la relación L:P, es necesario calcular la profundidad máxima del almacenamiento de lodos, utilizando la siguiente fórmula:

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{L}{10} \quad (78)$$

En donde;

$P_{m\acute{a}x}$  = profundidad máxima almacenamiento de lodos (m)

L = largo del desarenador (8,25 m)

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{8,25 \text{ m}}{10} \quad P_{m\acute{a}x} = 0,82 \text{ m}$$

La profundidad máxima determinada por medio de la fórmula mencionada anteriormente es de 0,82 m, sin embargo, para tener una mejor operación de la estructura se adopta una profundidad máxima de 1,20 m; valor que se encuentra entre los límites que establece el título B del RAS 2000 en su numeral 4.6.4. Después de calcular la profundidad máxima, se debe tener en cuenta una profundidad mínima para esta estructura la cual se calcula de la siguiente forma:

$$P_{\min} = P_{\max A} - 0,6 \quad (79)$$

$P_{\min}$  = profundidad mínima almacenamiento de lodos (m)

$P_{\max A}$  = profundidad máxima adoptada almacenamiento de lodos (1 m)

$$P_{\min} = 1,2 \text{ m} - 0,6$$

$$P_{\min} = 0,6 \text{ m}$$

Posteriormente, se debe calcular la distancia del punto de salida a la cámara de aquietamiento del desarenador, esto se calcula con la siguiente fórmula:

$$D_{psca} = \frac{L}{3} \quad (80)$$

En donde;

$D_{psca}$  = distancia del punto de salida cámara de aquietamiento (m)

L = largo del desarenador (8,20 m)

$$D_{psca} = \frac{8,25 \text{ m}}{3}$$

$$D_{psca} = 2,75 \text{ m}$$

Luego de calcular la distancia del punto de salida a la cámara de aquietamiento, se calcula la distancia del punto de salida al vertedero de salida.

$$D_{psvs} = \frac{L * 2}{3} \quad (81)$$

En donde;

$D_{psvs}$  = distancia punto de salida vertedero de salida (m)

L = largo del desarenador (8,20 m)

$$D_{psvs} = \frac{8,20 \text{ m} * 2}{3}$$

$$D_{psvs} = 5,50 \text{ m}$$

Por último, se calculan las pendientes que debe tener la estructura del almacenamiento de lodos, las cuales son 3:

- **Pendiente Transversal**

$$P_t = \frac{(P_{\max A} - P_{\min})}{A} \quad (82)$$

En donde;

$P_t$  = Pendiente transversal (%)



$P_{\text{mín}}$  = profundidad mínima almacenamiento de lodos (0,6 m)  
 $P_{\text{máxA}}$  = profundidad máxima adoptada almacenamiento de lodos (1,2 m)  
 $A$  = ancho del desarenador (2 m)

$$P_t = \frac{(1 \text{ m} - 0,6 \text{ m})}{2 \text{ m}} * 100 \qquad P_t = 30 \%$$

- **Pendiente Longitudinal (L/3)**

$$P_{l(\frac{L}{3})} = \frac{(P_{\text{máxA}} - P_{\text{mín}})}{D_{\text{psca}}} \qquad (83)$$

En donde;

$P_{l(L/3)}$  = pendiente longitudinal (L/3) (%)  
 $P_{\text{máxA}}$  = profundidad máxima adoptada almacenamiento de lodos (1,2 m)  
 $P_{\text{mín}}$  = profundidad mínima almacenamiento de lodos (0,6 m)  
 $D_{\text{psca}}$  = distancia del punto de salida cámara de quietamiento (2,7 m)

$$P_l = \frac{(1,2 \text{ m} - 0,6 \text{ m})}{2,75 \text{ m}} * 100 \qquad P_l = 22,0 \%$$

- **Pendiente Longitudinal (2L/3)**

$$P_{l(\frac{2L}{3})} = \frac{(P_{\text{máxA}} - P_{\text{mín}})}{D_{\text{psvs}}} \qquad (84)$$

En donde;

$P_{l(2L/3)}$  = pendiente longitudinal (2L/3) (%)  
 $P_{\text{máxA}}$  = profundidad máxima adoptada almacenamiento de lodos (1,2 m)  
 $P_{\text{mín}}$  = profundidad mínima almacenamiento de lodos (0,6 m)  
 $D_{\text{psvs}}$  = distancia punto de salida vertedero de salida (5,47 m)

$$P_{l(\frac{2L}{3})} = \frac{(1,2 \text{ m} - 0,6 \text{ m})}{5,50 \text{ m}} * 100 \qquad P_{l(\frac{2L}{3})} = 10,9 \%$$

### **7.2.5.7 Cámara de Quietamiento**

A continuación, se adoptan las medidas para el diseño de la cámara de quietamiento del desarenador tal como se indica en el numeral 9.4., del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados, teniendo en cuenta las

siguientes dimensiones:

- **Profundidad**

$$P_{cám} = \frac{H}{3} \quad (85)$$

En donde;

$P_{cám}$  = profundidad cámara de aquietamiento (m)

H = altura útil de sedimentación (1,50 m)

$$P_{cám} = \frac{1,50 \text{ m}}{3} \quad P_{cám} = 0,5 \text{ m}$$

- **Ancho**

$$A_{cám} = \frac{A}{3} \quad (86)$$

En donde;

$A_{cám}$  = ancho cámara de aquietamiento (m)

A = ancho del desarenador (2 m)

$$A_{cám} = \frac{2 \text{ m}}{3} \quad A_{cám} = 0,67 \text{ m}$$

- **Largo**

Para el largo de la cámara de aquietamiento, se adopta una medida de 0,64 m con el fin de obtener un dimensionamiento de la cámara de manera rectangular para mejorar la eficiencia en su funcionamiento.

### **7.2.5.8 Rebose de la Cámara de Aquietamiento**

A continuación, se determinan los cálculos para el diseño del rebose de la cámara de aquietamiento tal como se indica en el numeral 9.4., del libro Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados.

- **Caudal de Excesos**

Para el diseño del rebose de la cámara de aquietamiento, es indispensable calcular el caudal de excesos, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{exc} = Q_o - Q \quad (87)$$

En donde;

$Q_{exc}$  = caudal de excesos ( $m^3/s$ )

$Q_o$  = caudal salida de la cámara de recolección - Bocatoma ( $0,032 m^3/s$ )

$Q$  = caudal diseño Desarenador ( $0,016 m^3/s$ )

$$Q_{exc} = \left(0,032 \frac{m^3}{s}\right) - \left(0,016 \frac{m^3}{s}\right) \qquad Q_{exc} = 0,01628 \frac{m^3}{s}$$

- **Altura Lámina de Agua Excesos**

$$H_{exc} = \left(\frac{Q_{exc}}{1,84 * L_c}\right)^{\frac{2}{3}} \qquad (88)$$

En donde;

$H_{exc}$  = altura lámina de agua excesos (m)

$Q_{exc}$  = caudal de excesos ( $0,01628 m^3/s$ )

$L_c$  = largo adoptado cámara de aquietamiento ( $0,64 m$ )

$$H_{exc} = \left(\frac{0,016 \frac{m^3}{s}}{1,84 * 0,64 m}\right)^{\frac{2}{3}} \qquad H_{exc} = 0,06 m$$

- **Velocidad de Excesos**

$$V_{exc} = \frac{Q_{exc}}{H_v * L_c} \qquad (89)$$

En donde;

$V_{exc}$  = velocidad de excesos (m/s)

$H_v$  = altura lámina vertedero de salida ( $0,06 m$ )

$L_c$  = largo adoptado cámara de aquietamiento ( $0,64 m$ )

$Q_{exc}$  = caudal de excesos ( $0,01628 m^3/s$ )

$$V_{exc} = \frac{0,016 \frac{m^3}{s}}{0,06 m * 0,64 m} \qquad V_{exc} = 0,44 \frac{m}{s}$$

- **Alcance Borde Superior**

$$X_s = 0,36 * V_{exc}^{\frac{2}{3}} + 0,60 * H_{exc}^{\frac{4}{7}} \quad (90)$$

En donde;

$X_s$  = alcance borde superior (m)

$V_{exc}$  = velocidad de excesos (0,44 m/s)

$H_{exc}$  = altura lámina de agua excesos (0,06 m)

$$X_s = 0,36 * \left(0,44 \frac{m}{s}\right)^{\frac{2}{3}} + 0,60 * (0,06 m)^{\frac{4}{7}} \quad X_s = 0,33 m$$

- **Ancho Cámara de Excesos**

$$A_{ce} = \frac{A - A_{cám}}{2} \quad (91)$$

En donde;

$A_{ce}$  = ancho cámara de excesos (m)

$A_{cám}$  = ancho cámara de aquietamiento (0,67 m)

$A$  = ancho del desarenador (2 m)

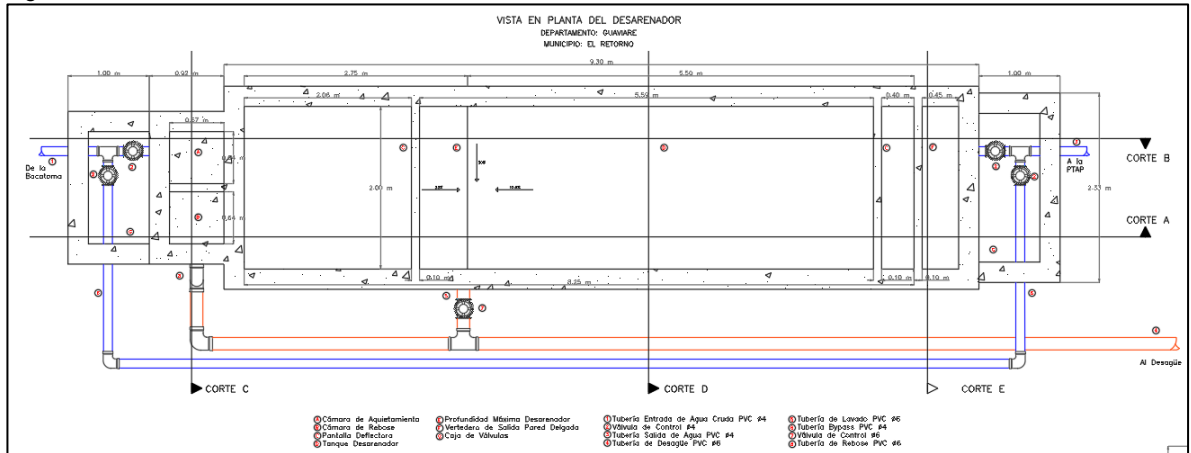
$$A_{ce} = \frac{2 m - 0,67 m}{2} \quad A_{ce} = 0,66 m$$

Se recomienda que el ancho de la cámara de excesos debe ser mayor a 0,33 m, en este caso se cumple ya que 0,66 m > 0,33 m.

## 7.2.6 ANÁLISIS DE RESULTADOS – DISEÑO DEL DESARENADOR

De acuerdo con los cálculos realizados para el diseño del desarenador, se muestra a continuación el diseño final de la estructura dibujada digitalmente por medio del software AutoCAD con todos sus accesorios.

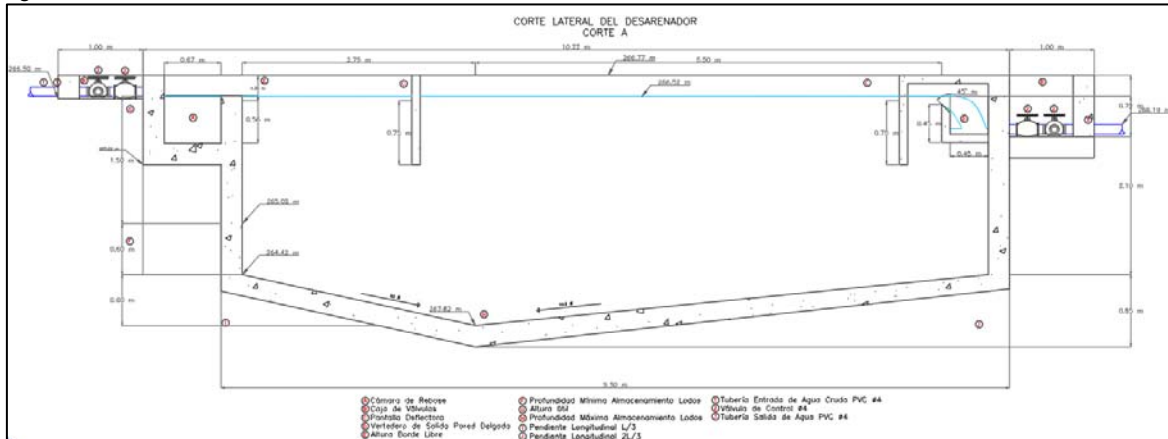
Figura 66. Vista en Planta del Desarenador



Fuente: El estudio.

Como se puede observar en la Figura 66, el desarenador cuenta con dos pantallas deflectoras situadas a la entrada y salida de la estructura, cada una de estas con una longitud de 2 m y un espesor de 0,10 m; además presenta una cámara de aquietamiento con unas dimensiones de 0,67 m por 0,64 m, conjunta a esta, se encuentra una cámara de rebose de 0,64 m por 0,37 m. El tanque desarenador posee una longitud interna de 8,20 m con un ancho de 2 m; el ancho de las paredes es de 0,25 m. Posee 1 válvula de control de 6" y 4 válvulas de control de 4", una tubería de excesos, un bypass de 4", una tubería de desagüe de 6", una tubería de lavada de 6" y una tubería de lavado de 6". Las dimensiones del desarenador cumplen con lo establecido en el Título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS 2012 en el numeral 4.6.4. "Dimensionamiento", el cual indica que el largo del desarenador debe ser 4 veces el ancho además se recomienda que la relación entre la longitud útil del desarenador y la profundidad efectiva para el almacenamiento de arenas sea 10 a 1; además de lo indicado en las sugerencias de los manuales de diseños y de los criterios técnicos que se manejan para estas estructuras. Así como el artículo 55. "Requisitos mínimos de diseño para desarenadores" el cual indica que las estructuras deberán contar con almacenamiento suficiente de arenas y contar con sistemas hidráulicos con pendientes superiores al 10% para obtener una eficiente evacuación del producto desarenado, lo cual se está cumpliendo como se muestran en los esquemas de los diseños en el presente documento.

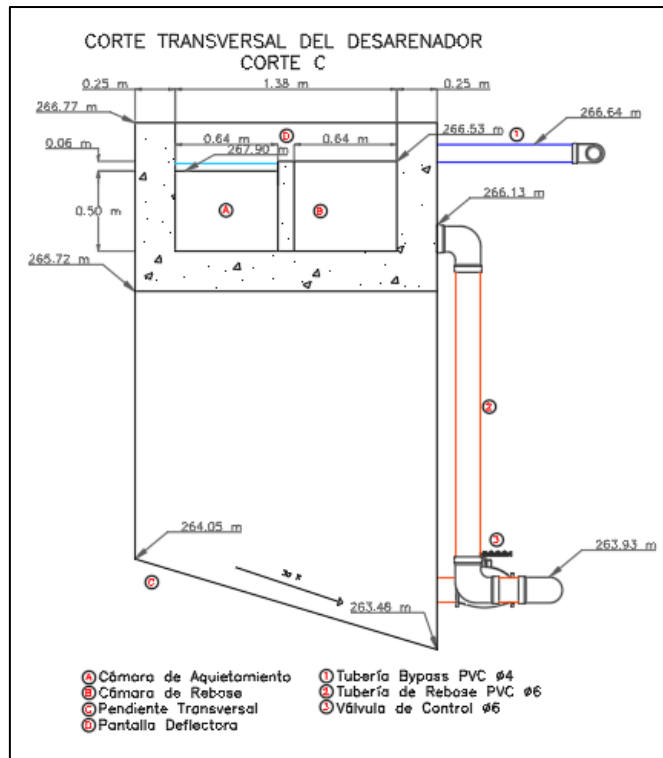
Figura 67. Corte Lateral del Desarenador



Fuente: El estudio.

En la Figura 67, se puede observar un corte en lateral realizado al diseño del desarenador, en este se puede apreciar el vertedero de salida con unas dimensiones de 0,45 de alto por 0,55 m de base; además, se observa claramente las pendientes: longitudinal en L/3 de 22,0% y longitudinal en 2L/3 de 10,9%.

Figura 68. Corte Transversal del Desarenador



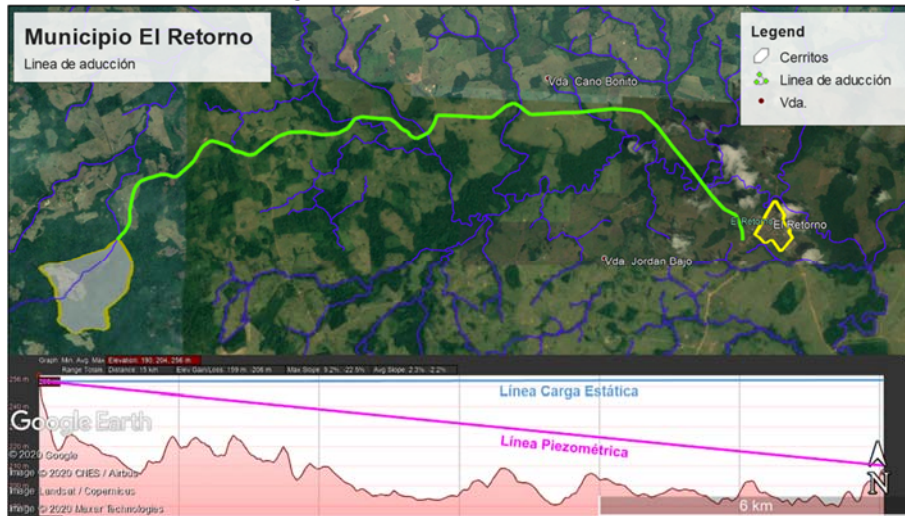
Fuente: El estudio.

Por último, en la Figura 68, se observa el corte transversal del desarenador en donde se puede apreciar la pendiente transversal con mayor claridad, la cámara de quietamiento y conjuntamente la cámara de rebose.

### 7.3 DISEÑO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN

El trazado se definió en el análisis de alternativas, en donde se realizó un diagnóstico de los corredores viales existentes, a fin de minimizar la intervención predial en zonas privadas; así como la zona topográficamente más continua, de fácil acceso y con menor riesgo a eventos naturales como movimientos en masa.

Figura 69. Línea de Aducción - Fuente Caño Bonito.



Fuente: El estudio, Imagen Satelital Google Earth, 2019.

Los diámetros de la red modelada al igual que los materiales de las tuberías fueron evaluados en el análisis de alternativas, en donde se estableció un modelo en tubería en serie con diámetros nominales de 160 mm y 200mm; en donde se proyecta una tubería en PEAD de 200mm de diámetro PN 12.5 con una longitud de 15 m hasta el desarenador para continuar con unos 13.44 km desde la salida de la estructura del desarenador; posteriormente continua en una tubería en PEAD de 160 mm de diámetro con una longitud de 1.76 km; bajo este modelo preliminar se verificaron las velocidades, presiones de trabajo, caudales, fenómenos de sobrepresión y demás características hidráulicas para garantizar su correcto funcionamiento.

El diseño y verificación hidráulica de la tubería se realizó mediante el software EPANET, empleando la ecuación de Darcy – Weisbach, el cual describe de manera racional las pérdidas de energía en las tuberías. A su vez, al modelo de Darcy-

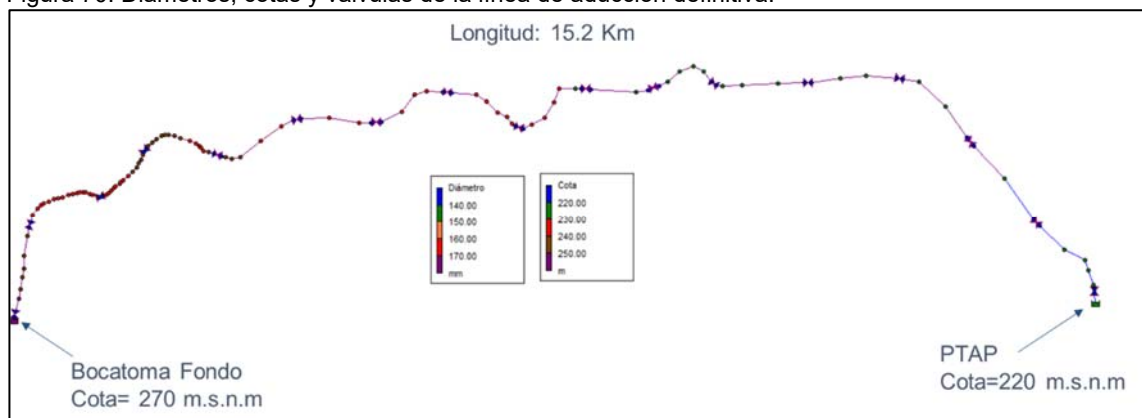
Weisbach lo complementan estudios como los de Reynolds, Prandtl/Von Kármán y Colebrook-White. Se tomaron los diámetros establecidos en el manual técnico tubosistemas PEAD para la conducción de agua potable, así como las condiciones del material como Coeficientes de Rugosidad absoluta  $K_s$  y las condiciones propias del fluido, en este caso agua a la temperatura  $26^{\circ}\text{C}$ .

Para el cálculo de la demanda base para la modelación, se estructuró conforme se establece en el Artículo 47 “*Caudales de Diseño*” de la Resolución 0330 de 2017 en la cual se indica que el caudal para la línea de aducción deberá contar con la capacidad de caudal máximo diario (QMD); y bajo la proyección al horizonte de diseño a 25 años, se establece una dotación de 16.28 l/s.

Para el sistema de la línea de aducción, no se proyectarán válvulas reguladoras de caudal, dado que el tramo es constante entre el desarenador y la planta de tratamiento y no se proyectan puntos de demanda entre estas estructuras; así mismo, en la evaluación de las alternativas se concibieron los caudales mínimos para poder transportar la demanda al horizonte de diseño. Por otra parte, en la evaluación de las presiones el modelo preliminar desarrollado en el análisis de alternativas no se obtuvieron presiones superiores a las 36 mca; por tanto, no es necesaria la instalación de válvulas reguladoras de presión.

El modelo de la línea de aducción contempla la ubicación de dos válvulas de corte tipo compuerta, una a la salida del desarenador y la otra a la entrada a la planta de tratamiento, antes de la unidad de macromedición que se deberá incorporar para el balance de agua captada y agua potable producida; así mismo, se localizan 15 válvulas de corte a lo largo de la red, de manera equidistante cada 1000 metros, para la operación en caso de reparaciones y/o cambio de tubería, accesorios o válvulas de ventosa y purga.

Figura 70. Diámetros, cotas y válvulas de la línea de aducción definitiva.



Fuente: El estudio.



### 7.3.1 VÁLVULAS DE VENTOSA

Conforme al trazado proyectado se ubicaron válvulas de ventosa en todos los puntos altos de la red, con cambio de pendiente de positiva a negativa, con el fin de liberar el aire de la tubería y evitar las sobrepresiones o de presiones a causa de bolsas de aire en la red de la tubería. El diámetro de la válvula de ventosa como se sugiere que sea de 1/12 del diámetro principal de la tubería; así mismo, se establece que, para tuberías de diámetros superiores a 4 pulgadas, el diámetro mínimo para deberá ser de 3 pulgadas.<sup>59</sup>.

Para el cálculo del orificio de la ventosa, es necesario establecer la velocidad de salida del aire, para ello, se establece que para los casos en que en que la presión de trabajo sea superior a 1.893 bares, se adoptara una velocidad de 195.77 m/s<sup>60</sup>.

$$a = \frac{Q}{Cv * V} \quad (92) \qquad a = \frac{0.0003256 \text{ m}^3/\text{s}}{0.9 * 195.77 \text{ m/s}} = 0.00000185 \text{ m}^2$$

En dónde;

a= Sección necesaria para el orificio

Q= Caudal a evacuar, es normal tomar como caudal a evacuar el 2% del caudal circulante ya que es aproximadamente esta cantidad la que corresponde al coeficiente de Bunsen para el agua en condiciones de temperatura promedio en medios de conducción.

Cv= Coeficiente de velocidad equivalente a 0.9

V= Velocidad de salida.

Según los cálculos se proyecta un orificio mínimo para el desaire de 0.15 cm; no obstante, comercialmente se encuentran válvulas de ventosa estándar y con lo que se planeó anteriormente, se concluye que se instalarán válvulas de ventosa de 3" de diámetro. En donde según el trazado propuesto se localizarán 10 válvulas, conforme se sugiere en el Artículo 66 "*Válvulas de Ventosa*" en tramos de tubería con pendiente constante y baja (3%), cada 300 m y en otras zonas en las que se considere necesario, de acuerdo con un análisis técnico. En el Anexo No 2 se presenta la localización de las Válvulas ventosa.

---

<sup>59</sup> CUALLA, Ricardo. "Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados". Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda Edición. 546 páginas. Pág. 211. Bogotá, 2010.

<sup>60</sup> SERRANO, Juan. "Ventosas". 24 paginas. Pág. 19.

### 7.3.2 VÁLVULAS DE PURGA

Se ubicaron válvulas de purga en los puntos bajos de la red, con cambio de pendiente de negativa a positiva, con el fin derivar y extraer las arenas u otro material presente en la red y evitar problemas de obstrucción, que generaría variaciones en las condiciones iniciales de diseño. El diámetro de la válvula de purga se sugiere que sea de 1/4 del diámetro principal de la tubería<sup>61</sup>.

La Resolución 0330 en su Artículo 67 “*Válvulas de Purga*” establece que El diámetro de la tubería de desagüe deberá estar entre 1/3 y 1/4 del diámetro de la tubería principal, con un mínimo de 100 mm para tuberías mayores de 100 mm; por tanto, el diámetro para las válvulas de purga será de 100 mm o 4”, según el trazado y del perfil se identificaron un total de 9 válvulas. En el Anexo No 2 se presenta la localización de las Válvulas de purga.

Tabla 70. Coeficiente de pérdidas de accesorios.

| Accesorio                                   | Km  |
|---|-----|
| Válvula de globo, completamente abierta     | 10  |
| Válvula de mariposa, completamente abierta  | 5   |
| Válvula de cheque, completamente abierta    | 2.5 |
| Válvula de compuerta, completamente abierta | 0.2 |
| Codo de radio corto                         | 0.9 |
| Codo de radio medio                         | 0.8 |
| Codo de gran radio                          | 0.6 |
| Codo de 45°                                 | 0.4 |
| Te, en sentido recto                        | 0.3 |
| Te, a través de la salida lateral           | 1.8 |
| Unión                                       | 0.3 |

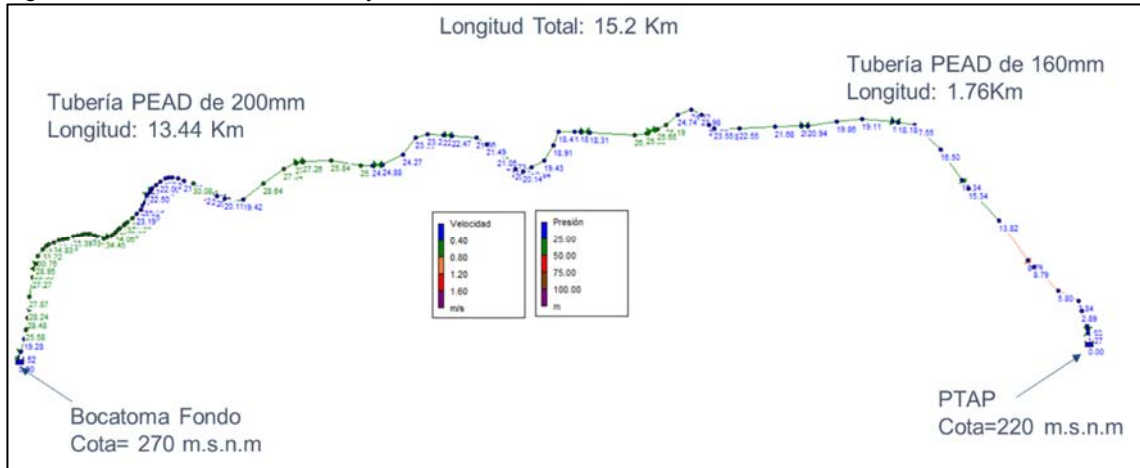
Fuente: Contrato Convocatoria No. PAF-AFT-O-004-2017. Findeter

### 7.3.3 RESULTADOS DE LA MODELACIÓN

El resultado de la modelación se contempla una capacidad máxima de 16.38 l/s valor por encima del caudal máximo diario el cual en la proyección al horizonte de diseño es del orden de 16.28 l/s; al igual se ilustra velocidades con fluctuaciones entre 0.72 m/s y 1.12 m/s valores que se encuentran entre los lineamientos de la Resolución 0330 de 2017 y los limitantes del material; así mismo, en la Tabla 39 se presentan presiones mayores a 10 m.c.a. y menores a 36.00 m.c.a valor tolerante por el material.

<sup>61</sup> CUALLA, Ricardo. “Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados”. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda Edición. 546 páginas. Pág. 210. Bogotá, 2010.

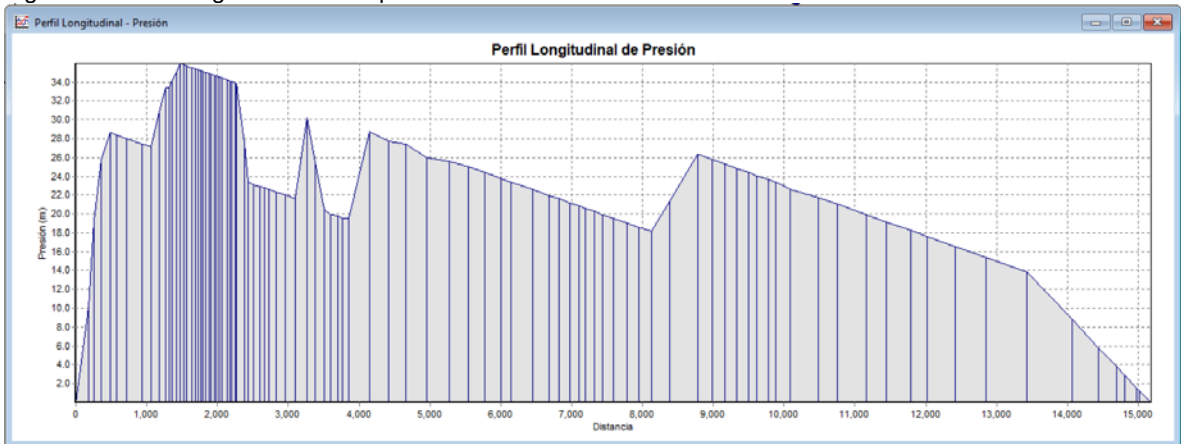
Figura 71. Presiones, velocidades y localización de válvulas de corte.



Fuente: El estudio.

A continuación, se ilustran las presiones a lo largo de la línea de aducción, está bajo la operación continua, no obstante, es necesario establecer la sobre presión por el golpe de ariete, calculo que se detallara en el siguiente numeral.

Figura 72. Perfil longitudinal de las presiones sobre la línea de aducción.



Fuente: El estudio.

### 7.3.4 SOBRE PRESIÓN Y GOLPE DE ARIETE

Para el cálculo y análisis del golpe de ariete de la línea de aducción se realiza teniendo en cuenta lo dispuesto en el RAS y en los manuales de los fabricantes, para lo cual se determinó la celeridad, el periodo, sobrepresiones y tiempos de maniobra de las válvulas de corte; para efectos de operación y conforme a lo sugerido en los manuales de diseños, se optó por localizar válvulas de forma equidistante cada 1000 metros;

Para la estimación de la celeridad, se tomaron los valores y metodología sugerida

por el fabricante (manual técnico tubosistemas PEAD para conducción de agua potable Acuaflex)

### Celeridad

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} * (RDE - 2)}} \quad (93)$$

a: Velocidad de la onda -Celeridad (m/s).

E: Módulo de elasticidad de la Tubería =  $1.4 \times 10^4$  Kg/cm<sup>2</sup> Para Polietileno

RDE: Relación diámetro exterior/espesor mínimo.

g: Aceleración de la gravedad =  $9.81$  m/s<sup>2</sup>

K: Módulo de compresión del agua =  $2.06 \times 10^4$  Kg/cm<sup>2</sup>

Una vez calculada la celeridad, se debe calcular el tiempo cierre de la válvula, conforme la metodología de Michaud y Allievi para la validación de cierres lentos y cierres rápidos de válvulas. A continuación, se ilustra la fórmula de tiempo crítico.

### Tiempo Critico

$$T_c = \frac{2 * L}{a} \quad (94)$$

T<sub>c</sub>= periodo (segundos)

L= longitud (m)

a= celeridad (m/s)

La comparación del tiempo de maniobra (T<sub>m</sub>) –o tiempo de cierre de la válvula de corte- con este tiempo crítico nos va a permitir diferenciar un cierre lento de un cierre rápido. Si T<sub>m</sub> ≥ T<sub>c</sub> consideraremos el cierre lento, y el caso contrario (T<sub>m</sub> < T<sub>c</sub>) será cierre rápido.

Para cierres lentos aplicaremos la ecuación de Michaud:

$$\Delta H = \frac{2 * L * V}{g * T_m} \quad (95)$$

Para cierres rápidos aplicaremos la ecuación de Allievi:

$$\Delta H = \frac{a * V}{g} \quad (96)$$

## Tiempo de maniobra mínimo

$$t = \frac{2 * L * V}{g * \Delta H} \quad (97)$$

t=tiempo de maniobra (segundos)

L= longitud (m)

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

ΔH= Sobrepresión máxima (m)

V= velocidad (m/s)

## Presión interna máxima en la tubería

La presión interna de diseño de las tuberías debe calcularse como el mayor valor que resulte entre la presión estática y la máxima sobrepresión ocurrida en el fenómeno de golpe de ariete calculada, multiplicada por un factor de seguridad de 1.1. La tubería proyectada tiene una presión nominal máxima de 102 mca, la presión estática 70 mca, para lo cual se estima una sobrepresión máxima de 20 mca.

A continuación, se ilustran los resultados para cada válvula.

Tabla 71. Golpe de ariete y sobre presión en la tubería.

| Válvula      | Q (m <sup>3</sup> /s) | Presión (mH <sub>2</sub> O) | Longitud (m) | Diámetro tubería (mm) | Velocidad (m/s) | Celeridad (m/s) | Tiempo critico (s) | ΔH (m) | Tiempo de maniobra (s) |
|--------------|-----------------------|-----------------------------|--------------|-----------------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------|------------------------|
| Val. Cort 1  | 0.016                 | 4.52                        | 2            | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 0.01               | 20.00  | 0.01                   |
| Val. Cort 2  | 0.016                 | 28.95                       | 1002         | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 6.10               | 20.00  | 7.35                   |
| Val. Cort 3  | 0.016                 | 34.46                       | 2002         | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 12.18              | 20.00  | 14.69                  |
| Val. Cort 4  | 0.016                 | 22.5                        | 3002         | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 18.26              | 20.00  | 22.03                  |
| Val. Cort 5  | 0.016                 | 20.11                       | 4002         | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 24.35              | 20.00  | 29.37                  |
| Val. Cort 6  | 0.016                 | 27.26                       | 5002         | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 30.43              | 20.00  | 36.71                  |
| Val. Cort 7  | 0.016                 | 24.88                       | 6002         | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 36.51              | 20.00  | 44.05                  |
| Val. Cort 8  | 0.016                 | 22.48                       | 7002         | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 42.60              | 20.00  | 51.39                  |
| Val. Cort 9  | 0.016                 | 20.15                       | 8002         | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 48.68              | 20.00  | 58.73                  |
| Val. Cort 10 | 0.016                 | 18.32                       | 9002         | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 54.77              | 20.00  | 66.07                  |
| Val. Cort 11 | 0.016                 | 25.66                       | 10002        | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 60.85              | 20.00  | 73.41                  |
| Val. Cort 12 | 0.016                 | 23.55                       | 11002        | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 66.93              | 20.00  | 80.75                  |
| Val. Cort 13 | 0.016                 | 20.94                       | 12002        | 170.6                 | 0.72            | 328.75          | 73.02              | 20.00  | 88.09                  |

|                 |       |       |       |       |      |        |       |       |        |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|------|--------|-------|-------|--------|
| Val. Cort<br>14 | 0.016 | 18.19 | 13002 | 170.6 | 0.72 | 328.75 | 79.10 | 20.00 | 95.43  |
| Val. Cort<br>15 | 0.016 | 15.32 | 14002 | 170.6 | 0.72 | 328.75 | 85.18 | 20.00 | 102.77 |
| Val. Cort<br>16 | 0.016 | 8.79  | 15002 | 136.4 | 1.12 | 328.75 | 91.27 | 20.00 | 171.28 |
| Val. Cort<br>17 | 0.016 | 1.27  | 15197 | 136.4 | 1.12 | 328.75 | 92.45 | 20.00 | 173.50 |

Fuente: El estudio.

En el diseño hidráulico de la línea de aducción del acueducto municipal El Retorno se contemplaron y ajustaron los diámetros internos comerciales que garantizan el correcto funcionamiento de la red basados en los diámetros propuestos en el análisis de alternativas; bajo los requerimientos de presiones máximas y mínimas estipuladas en la Resolución 0330 de 2017; así mismo, la localización de accesorios, válvulas para la correcta operación de la línea, sin que se pueda ver afectado por la eventos de sobre presión por el golpe de ariete; en donde se proyectaron los tiempos de cierre a diferentes longitudes, se concluye que se es necesario cierre lento en todas las válvulas, con un tiempo de cierre mayor a los 3 minutos; a fin de no generar una sobrepresión que pueda fallar la tubería.

## 8 ANÁLISIS DE RESULTADOS

El diagnóstico del componente de captación determinó que la estructura que capta el agua actualmente para abastecer al municipio de El Retorno se describe como un sistema de bombeo localizado sobre una barcaza flotante, este sistema está integrado por dos bombas centrífugas con una potencia de 25 HP cada una ubicadas en paralelo, de acuerdo con las especificaciones de las bombas, estas registran una altura máxima de 70 m.c.a. y un caudal máximo de 365 gpm, la salida de la línea de impulsión posee un diámetro de 2" a una velocidad de 3.500 RPM, este sistema funciona con energía eléctrica convencional. Como se mencionó antes, las bombas se encuentran ubicadas de forma paralela, sin embargo, no funcionan de acuerdo a esta configuración, en lugar de ello, cada uno tiene un ciclo de operación de 8 horas, es decir, cuando la bomba 1 cumple un su ciclo de bombeo, un panel de control acciona automáticamente la bomba 2 para continuar con otro ciclo de 8 horas, y así sucesivamente. Este sistema, incluyendo todos sus accesorios y componentes se encuentran en buen estado, sin embargo, la falta de mantenimiento por parte del prestador podría generar fallas en el sistema electromecánico ocasionado cortes constantes en la prestación del servicio de acueducto. Conjuntamente, en la evaluación técnica de la línea de aducción presenta tramos expuestos sobre la rasante, fisuras, reparaciones artesanales, fugas en las válvulas de control, lo que ocasiona pérdidas de agua constantes; el estado de la tubería no es el adecuado para un abastecimiento constante y eficiente, por tanto, se debe realizar el remplazo de la línea de aducción en caso de continuar con la operación del sistema de bombeo actual.

De acuerdo con los resultados de la proyección de población se estimó la proyección de la demanda para el año 2045, obteniendo un caudal de diseño de 16,28 l/s (QMD). Al realizar la comparación de la demanda proyectada con la capacidad instalada actual la cual registra un caudal de 29,54 l/s, se determinó que la estructura de captación, la cual, según la Resolución 0330 de 2017 debe cumplir con una capacidad de hasta dos veces el QMD que para este caso deberá ser un caudal mínimo de 16,28 l/s y hasta 32,56 l/s, por tanto, cumple con la capacidad requerida el abastecimiento actual y a un horizonte de diseño; no obstante, los costos de operación superan hasta por 150 % los ingresos del operador, siendo inviable la operación actual; por ende es necesario implementar una alternativa que minimice los costos operativos y le dé un equilibrio financiero al prestador del servicio, a fin de garantizar la calidad del suministro a la población a beneficiar. En cuanto a la capacidad instalada de la línea de aducción, esta cuenta con un caudal de 25 l/s, cumple con la capacidad requerida para el periodo de diseño, el cual es de 16,28 l/s.

Teniendo en cuenta el análisis hidrológico para las alternativas propuestas como posibles fuentes de abastecimiento, se determinó que la fuente Caño Trueno ubicada en el Sector Monserrate posee una oferta hídrica neta de 16 l/s, para la

fuelle Caño Bonito localizada en el Sector de Cerritos es de 33 l/s y para la fuente Caño Grande aledaña al municipio El Retorno es de 7.82 m<sup>3</sup>/s. Para realizar un análisis de los datos obtenidos con el escenario real, se realizaron aforos por medio del método de estimación aproximada por flotadores, en las fuentes de Caño Bonito y Caño Tuero; si bien este procedimiento tiene una incertidumbre en los valores en cuanto a la velocidad, ya que son datos superficiales, es aconsejable realizar una corrección previa en los cálculos multiplicando el valor obtenido del aforo por un coeficiente del orden de 0.7 o 0.8, de esta forma, se ajusta y promedia con las velocidades mínimas que obtienen a las partes próximas a la orilla. Una vez acatadas las recomendaciones anteriores se obtuvo un caudal de 0.098 m<sup>3</sup>/s (98 l/s) para la fuente Caño Trueno y para la fuente Caño Bonito un caudal de 0.059 m<sup>3</sup>/s (58.9 l/s). Por otra parte, en el análisis de caudales mínimos, se realizó bajo la metodología de transposición de caudales ya que en la zona de estudio del municipio El Retorno y zonas adyacentes a esta no se encuentran estaciones hidrológicas que permitan obtener datos de los caudales en los diferentes periodos del año; el resultado de este análisis permitió concluir que la fuente de Caño Trueno solo contaba con la capacidad de producción de agua en época de estiaje de 10.66 l/s, oferta que no cumple con la demanda del sistema, por ende, esta alternativa es inviable para el abastecimiento continuo al acueducto del municipio El Retorno.

Los resultados del análisis hidráulico comprenden los trazados desde la fuente de captación hasta la planta de tratamiento de agua potable para las 3 alternativas contempladas. En el caso de la alternativa 1 denominada Caño Bonito se necesita construir una línea de aducción de 15.2 Km de longitud, para el caso de la alternativa 2 llamada Caño Trueno es necesario construir una línea de aducción de 16.6 Km de longitud; para el caso de la alternativa 3 – Caño Grande comprende un trazado de 1.05 Km de longitud, sin embargo, se tiene pensado utilizar el trazado actual, dado que se proyecta es realizar una optimización de la línea de aducción; por tanto, se empleará la misma localización geográfica para el sistema. Para los sistemas por gravedad como lo son la alternativa 1 y 2, es necesario realizar los diseños y construcción de una bocatoma de fondo y un desarenador, a parte de la línea de aducción mencionada con anterioridad; esto supondría una inversión cuantiosa comparada con la alternativa 3, la cual se optaría por la optimización del sistema de bombeo actual; todo eso se ve reflejada en el análisis económico de presente documento el cual se analizará a continuación: La alternativa 1 contará con una inversión total de \$ 4.173,67 millones, la alternativa 2 deberá realizar una inversión total de \$ 4.577,13 millones y la alternativa 3 tendrá una inversión total de \$561,92 millones.

En la evaluación de los costos de inversión se visualiza la alternativa No 3 como la más favorable; no obstante, se debe tener en cuenta los costos de operación y mantenimiento de cada uno; ya que bajo el análisis de criterios, los costos de inversión son criterios recesivos en comparación con los costos de operación que son criterios dominantes, dado que lo que el objeto del estudio es estimar la alternativa de menor costo de operación y que sea técnicamente funcional; por



ende, se concluye que la alternativa 1 es la más favorable, sabiendo que la alternativa 3 es la más económica, esta representaría costos elevados de operación en relación a las otras dos alternativas, puesto que es más vulnerable y susceptible a presentar fallos al momento de su operación sabiendo que este sistema estará limitado a la exposición de la radiación solar, además, la ubicación del municipio limita la disposición de repuestos en caso de presentarse alguna avería, sumándole a esto, el personal que reside en la localidad no se encuentra capacitado para la operación de este sistema y la oferta de personal es escasa; lo que podría afectar el funcionamiento de la captación generando periodos de suspensión en la prestación del servicio de acueducto a la comunidad.

Una vez analizados las áreas que propone la resolución 330 de 2017, en su artículo 14, *Comparación de alternativas y selección de alternativa viable*; apoyado en una matriz de multicriterio de factores ponderados, agrupados en criterios dominantes y recesivos; en donde los criterios dominantes tendrán un peso mayor frente a los criterios recesivos; se estima que la alternativa más viable, es la número 1, la cual comprende la construcción de una bocatoma de fondo, un desarenador y una línea de aducción hasta la planta de tratamiento actual.

La estructura de captación de fondo está compuesta por un solado superior con un ancho de entra de 2,50 m y un largo de 3,00 m, con muros de protección de 1,30m de altura, posteriormente se localiza la presa con un ancho de 2,00 m, donde se localiza una rejilla de 0,40 m de ancho y 0,86 m de largo, la cual deriva el flujo a un canal de recolección de aducción de 0,40 m de ancho y 1,00 m de largo; conjuntamente el agua pasa a una cámara de recolección de 1,20 m de ancho y 1,50 m de largo, internamente se localiza el vertedero de excesos, garantizando la conducción del caudal de diseño.

El desarenador cuenta con un sistema de bypass en la entrada de la estructura para el mantenimiento de este, seguidamente se localiza la cámara de quietamiento 0,64 m de ancho por 0,67 m de largo y una altura de 0,50 m, adyacente a esta se ubica el vertedero de excesos; posteriormente se localiza el tanque de sedimentación con una longitud de 8,25 m y un ancho de 2,00m con una profundidad máxima en el punto de lavado o tubería de limpieza de 3,00m los cuales se establecen el borde libre de 0,30 m, la altura del tanque de sedimentación 1,50 m y la altura del almacenamiento de lodos de 0,60 m y 0,60 m hasta el punto más bajo a fin de garantizar pendientes superiores a 10%.

## 9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El diagnóstico al sistema de captación y de la línea de aducción del acueducto del municipio El Retorno, comprendió la evaluación técnica operativa bajo los lineamientos que establece la resolución 330 de 2017 Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS ; en donde se concluyó que la estructura de captación cumple con la capacidad para abastecer a la población actual del municipio y a un horizonte de diseño de 25 años; no obstante, la estructura de flotación presenta corrosión y deterioro en sus componentes, así como en el cerramiento y el mecanismo de anclaje, en donde se han presentado periodos en los que no se ha operado, debido a las reparaciones de la estructura por eventos de precipitación, que han generado avenidas fluviotorrenciales; adicional a la carencia de mantenimientos periódicos sobre el sistema de bombeo generando vulnerabilidad en la operación del sistema. La principal falencia del sistema captación y bombeo son los costos de operación, los cuales superan los ingresos del prestador municipal Administración Pública Cooperativa Servir AAA; esta tendencia se ha mantenido desde el año 2013 a la fecha, generando un desequilibrio financiero en la prestación del servicio, en donde no se garantiza la calidad, continuidad y cobertura del suministro de agua potable.

La línea de aducción cuenta tramos expuestos, uniones y reparaciones artesanales, fisuras y constantes fugas de agua en varios tramos; si bien, la tubería cuenta con la capacidad de transporte de agua actual y al horizonte de diseño acorde a las directrices de la norma, las pésimas condiciones de esta, genera pérdidas del recurso hídrico, así como el aumento en el tiempo de bombeo para suplir el caudal que se pierde a lo largo de la línea de conducción, transversalmente genera aumentos en los costos de operación; en consecuencia se concluye que es necesario el cambio total de la línea de aducción, en el caso de continuar el abastecimiento actual, por el sistema de bombeo de la fuente de Caño Grande.

Con el objeto de evaluar diferentes escenarios para mejorar la prestación del servicio y garantizar la sostenibilidad de la prestación de la empresa Administración Pública Cooperativa Servir AAA, se realizó un análisis de alternativas bajo los lineamientos del artículo 14 de la resolución 330 de 2017. El cual contempló el modelo de tres alternativas; la alternativa No 1 proyecta el aprovechamiento del recurso hídrico de la fuente Caño Bonito, localizada al occidente del casco urbano del municipio El Retorno, en el sector de Cerritos; la alternativa No 2 plantea la captación del recurso sobre la fuente Caño Trueno, la cual se encuentra localizada al noroccidente del casco urbano del municipio, sobre la vereda Monserrate en jurisdicción del municipio de San José del Guaviare; y la tercera se contempló la fuente actual de abastecimiento denominada Caño Grande la cual se encuentra al noreste del municipio.

Para las dos primeras alternativas, se contempló un sistema de abastecimiento a gravedad con la condición de: localizarse por encima o en la cota 270 m.s.n.m.,

teniendo una diferencia de niveles alrededor de 70 m entre estas y contar con la oferta hídrica a un horizonte de diseño. En cuanto a la alternativa de Caño Grande, se optó por realizar la evaluación del sistema de captación sustituyendo la energía convencional eléctrica por energía solar, puesto que, a corto y mediano plazo se evidenciaría una reducción de los costos operativos y de mantenimiento del sistema, además de estar utilizando energías amigables con el medio ambiente generando conciencia y cultura ambiental en el municipio.

El análisis de alternativas estructuró la evaluación de las áreas de estudio de hidrología, hidráulica, impacto ambiental, económico y social; en donde se detallaron los aspectos positivos y negativos de cada alternativa bajo el área de evaluación; posteriormente se realizó la evaluación bajo una matriz multicriterio de factores ponderados, estableciendo un valor de cada una dependiendo los criterios dominantes y recesivos; en donde los criterios dominantes establece los factores con mayor importancia, como son los costos operativos, la oferta hídrica, operación y vulnerabilidad del sistema; por otro lado, los criterios recesivos establecen los factores de menor impacto como son los costos de inversión, criterios técnicos, acceso, impacto ambiental, precepción de la comunidad.

Del análisis se determinó que la alternativa más eficiente es la No 1 que comprende el aprovechamiento del recurso hídrico de la fuente de Caño Bonito, con una estructura de derivación de fondo, un pretratamiento y una línea de aducción de 15,2km hasta la planta de tratamiento actual; esta alternativa proyecta costos de operación para el año 1 de \$ 1,76 millones/anual, lo cual implica una disminución de los costos de operación de más del 90%, generando balances positivos para el prestador, mejorando la prestación del servicio de suministro de agua potable; permitiendo a la empresa invertir en obras de mejoramiento, estudios como los programas de uso eficiente y ahorro del agua, que permitirá tener una empresa con mayor solidez y mejorar la calidad de vida de las personas.

Se recomienda realizar mantenimientos periódicos a la estructura de captación y desarenador, a fin de garantizar su correcto funcionamiento y mayor vida útil, así mismo, realizar limpieza de la tubería de aducción con mayor frecuencia, dado que la línea de aducción contempla una longitud de más de 15 km y con pendientes tan bajas, fomenta la obstrucción de la tubería por sedimentos; de igual forma para el mantenimiento y cierre de válvulas se recomienda un cierre lento en un tiempo mayor a 3 minutos, a fin de no generar sobrepresión en la tubería y posibles fallas en su estructura.

## 10 BIBLIOGRAFÍA

ALCALDÍA DE EL RETORNO. "Plan de Desarrollo del Municipio de El Retorno". El Retorno. 2012. .

ARREGUÍN, Felipe. MURILLO, Rodrigo. "Inventario Nacional de Presas". {En línea}. {2013}. México. Tecnología y Ciencias del Agua. 7 páginas. Pág. 1. Disponible en: <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docview/1460124989?accountid=4>.

ASAMBLEA GENERAL DE LAS NACIONES UNIDAS. "Resolución 64/292". 2010.

ASAMBLEA NACIONAL CONSTITUYENTE. "Constitución Política de Colombia. Bogotá D.C. 1991.

ÁVILA, Humberto. TUESCA, Rafael. "Fuentes de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano: Análisis de Tendencias de Variables para Consolidar Mapas de Riesgo, el Caso de los Municipios Ribereños del Departamento del Atlántico". Universidad del Norte. 2015. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/legacydocview/EBC/4422267?accountid=45660>..

BALOCCHI, Francisco. PIZARRO, Roberto. MORALES, Carolina. "Modelamiento Matemático de Caudales Recesivos en la Región Mediterránea Andina del Maule; el Caso del Estero Upeo, Chile". En: Tecnología Y Ciencias Del Agua. Septiembre, 2014. Vol. 5. No. 5. p. 180. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docview/1655882990/fulltextPDF/86BECFFC6E8A4EEDPQ/3?accountid=45660>.

BELTRÁN, Abian. GRACIA-LEÓN, Herberth. "Design And Calculation Of A Hybrid Solar-Hydraulic Power Station In Gran Canaria" Dyna. 2018. Vol. 85. No. 206., p.250-257. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docview/2123691118/A37D6673E6CA4E75PQ/1?accountid=45660>.

COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. "Obras de Captación Superficial - Capítulo 7". México D.F. {En línea}. {2016}. Disponible en: [http://www.ingenieria.unam.mx/~enriquecv/AAPYA/apuntes\\_aapya/AAPYA2\\_7.pdf](http://www.ingenieria.unam.mx/~enriquecv/AAPYA/apuntes_aapya/AAPYA2_7.pdf).

CORMACARENA, "Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca Hidrográfica del Río Guama – Índices de Calidad Hidrobiológica, Vol. 4. 2013.

CUALLA, Ricardo. "Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados". Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda Edición. 546 páginas. Bogotá, 2010.

CUTZAL, José. "Diseño del Sistema de Agua Potable por Bombeo para la Colonia Romec y Diseño del Instituto de San José Chacayá, Sololá". {En línea}. {2007}. Guatemala. 1766 páginas. Disponible en:

[http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08\\_2755\\_C.pdf](http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2755_C.pdf).

DIEZ, Andrés. GILSANZ, Javier. "Geomorfología e Hidrología Fluvial del Río Alberche: Modelos Y S.I.G. para la Gestión de Riberas". 1 ed. Madrid. Universidad Complutense De Madrid, 2006. 592 p. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docview/2135007941/bookReader?accountid=45660>.

DIEZ, Andrés. PEDRAZA, Javier. "Geomorfología e Hidrología Fluvial del río Alberche: Modelos y S.I.G. para la Gestión de Riberas". Madrid. Universidad Complutense de Madrid, 2006. 612 p. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docview/2135007941/bookReader?accountid=45660>.

DUECK, J. MINKOV, L.L. Non-stokesian sedimentation as applied to the analysis of the interaction of particles in a suspensión. {En línea}. {2012}. Netherlands. 2 páginas. Disponible en: <http://dx.doi.org.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/10.1007/s>.

ECK, Bradley. MEVISSSEN, Martin. Quadratic approximations for pipe friction. {En línea}. {2015}. Londres. 11 páginas. Disponible en: <http://dx.doi.org.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/10.2166/hydro.2014.170>.

EMCALI EICE ESP. "Norma Técnica de Impulsión y Transmisión de Agua". {En línea}. {2013}. Cali, Colombia. 43 páginas. Disponible en: <https://www.emcali.com.co/documents/107516/125182/NDI-SE-IT-001.pdf>.

FONTALVO, José., RAMOS, Alfredo. Análisis Hidrológico e Hidráulico de la Cuenca del río Frío, Municipios de Ciénaga y Zona Bananera, Departamento del Magdalena. Revista Logos, Ciencia & Tecnología. Pág.156-178. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docview/1999171027?accountid=45660>.

GARCÍA, Juan. PÉREZ, Alfredo. "Geomorfología de un Sector de la Cuenca de Almazán (Soria): Procesos de Erosión de Suelos y Planteamiento de Escenarios ante el Cambio Climático". 1 ed. Madrid. Universidad Complutense De Madrid, 2008. 412 p. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/legacydocview/EBC/3193198?accountid=45660>.

GOBERNACIÓN DEL GUAVIARE. "Estudios previos para la contratación del proceso de selección del Concurso de Méritos Abierto CMA 011 de 2019". San José del Guaviare. 2019.

HECHAVARRÍA, Jesús. "Formulación Matemática del Diseño de Redes de Abastecimiento. {En línea}. {2017}. Guayaquil, Ecuador. Revista Científica ECOCIENCIA. 23 páginas. Disponible en: <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docv>.

HERNÁNDEZ SAMPIERI, Roberto. "Metodología de la Investigación". Sexta

edición. México D.F. Editorial: McGRAW-HILL. 2014. 600 páginas.

KOUTOUDJIAN, Juan. "Estaciones de Bombeo, Operación y Mantenimiento". {En línea}. {2005}. Instituto de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. 38 páginas. Disponible en: [http://www.fi.uba.ar/archivos/Estaciones\\_de\\_Bombeo.pdf](http://www.fi.uba.ar/archivos/Estaciones_de_Bombeo.pdf).

MALAXECHEBARRÍA, Álvaro. RÓDRIGUEZ, Yorlenny. HOYOS, Laura. "Propuesta Metodológica de Priorización de Áreas para Conservación de Cuencas. Validación en Río Caquinal, Fómeque, Cundinamarca, Colombia". En: Revista de Investigación Agraria y Ambiental. *Junio, 2015. Vol. 6. No. 1., p. 205.* [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docview/1778467331?accountid=45660>.

MARTINS, Carlos. MARTÍNEZ, José. "Diseño Óptimo de Líneas de Aducción por Bombeo". {En línea}. {2015}. La Habana, Cuba. Ingeniería Hidráulica y Ambiental. 14 páginas. Disponible en: [http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1680-0338](http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1680-0338).

MENON, Shashi. "Transmission Pipeline Calculations and Simulations Manual. {En línea}. {2015}. ScienceDirect. 10 páginas. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com/topics/engineering/colebrook-white-equation>.

MERY, Horacio. "Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras". RIL Editores. Primera Edición. 454 páginas. Pág. 335. Santiago de Chile, 2013. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/legacydocview/EBC/3218005?accountid=45660>.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y DESARROLLO. "Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico – RAS Título B". Bogotá. 2010.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y TERRITORIO. Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS. Bogotá. 2017.

ORTIZ, Ramiro. Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Ediciones de la U. Primera Edición. 384 páginas. Pág. 207. Bogotá, Colombia, 2011. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docview/2131194373/bookReader?accountid=45660>.

PALACIOS, Álvaro. "Acueductos, cloacas y drenajes". Caracas. Universidad Católica Andrés Bello, 2008. 255 páginas. Disponible en: <https://vdocuments.mx/acueductos-cloacas-y-drenajes-alvaro-palacios-ruiz-56de39c938a84.html>.

PANDEY, Kamlesh. KUMAR, V. Hydraulics of fluid flow in A single cohesive crack: A review of some basic concepts. {En línea}. {2014}. India. iManager. 15 páginas. Disponible en: <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/docview/>.

SALDARRIAGA, Juan. "Hidráulica de Tuberías". Bogotá. McGRAW-HILL, 1998. 564

páginas.

SAMANI, Zohrab. "Estimating Solar Radiation and Evapotranspiration Using Minimum Climatological Data". Journal of Irrigation and Drainage Engineering. 2000. Vol. 126. No 4. P. 265-267. [En línea] [https://www.researchgate.net/publication/237640787\\_Estimating\\_Solar\\_Radiation\\_and\\_Evapotranspiration\\_Using\\_Minimum\\_Climatological\\_Data](https://www.researchgate.net/publication/237640787_Estimating_Solar_Radiation_and_Evapotranspiration_Using_Minimum_Climatological_Data).

SERRANO, Juan. "Ventosas". [En línea] [https://www.construmatica.com/archivos/28051/documentacion\\_tecnica/04\\_valvulas\\_y\\_control/05\\_ventosas.pdf](https://www.construmatica.com/archivos/28051/documentacion_tecnica/04_valvulas_y_control/05_ventosas.pdf).

SUPERINTENDENCIA DE SERVICIOS PÚBLICOS DOMICILIARIOS. "Evaluación integral de prestadores administración publico cooperativa SERVIR AAA administración pública cooperativa SERVIR AAA". Bogotá D.C.2014.

VALDÉS, Yaset. "Metodología para el Diseño Hidráulico de las Estaciones de Bombeo para Acueducto". 2011. Editorial Universitaria. 128 páginas. Pág. 51. [En línea] <https://search-proquest-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/legacydocview/EBC/3201192?accountid=45660..>