

# **EMPRESA AGUAS Y ASEO DE RISARALDA S.A E.S.P.**



**CONTRATO DE CONSULTORÍA N° CMA-EAAR-01-2021**

**CONSULTORÍA PARA LA ELABORACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE  
ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA,  
DEPARTAMENTO DE RISARALDA.**

**INFORME FINAL**

**CONSORCIO PMAA GUÁTICA**  
**Consultor**

**DICIEMBRE 2021**

## TABLA DE CONTENIDO

|       |                                                                                       |      |
|-------|---------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 1     | INTRODUCCIÓN .....                                                                    | 1-1  |
| 1.1   | ANTECEDENTES DEL PROYECTO .....                                                       | 1-2  |
| 1.2   | OBJETIVO GENERAL .....                                                                | 1-3  |
| 1.2.1 | Objetivos específicos .....                                                           | 1-3  |
| 2     | ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE .....                                            | 2-1  |
| 3     | CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS Y CULTURALES DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA, RISARALDA..... | 3-1  |
| 3.1   | ASPECTOS GENERALES DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA .....                                     | 3-1  |
| 3.1.1 | Localización y descripción del municipio.....                                         | 3-1  |
| 3.2   | Climatología .....                                                                    | 3-6  |
| 3.2.1 | Hidrografía Urbana .....                                                              | 3-7  |
| 3.3   | DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN DEL MUNICIPIO .....                                       | 3-8  |
| 3.3.1 | Salud Pública .....                                                                   | 3-8  |
| 3.3.2 | Estado de los recursos naturales .....                                                | 3-11 |
| 3.3.3 | Bienestar Social .....                                                                | 3-15 |
| 3.3.4 | Condiciones Físicas .....                                                             | 3-17 |
| 3.3.5 | Condiciones Sociales.....                                                             | 3-17 |
| 3.3.6 | Servicios Públicos .....                                                              | 3-18 |
| 3.4   | DIAGNÓSTICO DE LA POBLACIÓN.....                                                      | 3-18 |
| 3.4.1 | Características de la población objeto o beneficiaria .....                           | 3-18 |
| 3.5   | CARACTERÍSTICAS SOCIO-CULTURALES DE LA POBLACIÓN Y PARTICIPACIÓN COMUNITARIA.....     | 3-19 |
| 3.5.1 | Condiciones culturales .....                                                          | 3-19 |
| 3.5.2 | ¿En qué época se da la mayor población flotante? .....                                | 3-19 |
| 3.5.3 | Actividades económicas predominantes .....                                            | 3-19 |
| 3.5.4 | Estructura Administrativa Municipal .....                                             | 3-19 |
| 4     | EVALUACIÓN DE LA OFERTA.....                                                          | 4-1  |
| 4.1   | SISTEMA DE ACUEDUCTO.....                                                             | 4-1  |

|       |                                                                                                           |      |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| 4.1.1 | Fuente de suministro .....                                                                                | 4-1  |
| 4.1.2 | Captación.....                                                                                            | 4-2  |
| 4.1.3 | Desarenación.....                                                                                         | 4-5  |
| 4.1.4 | Aducción .....                                                                                            | 4-6  |
| 4.1.5 | Estado de la Planta de Potabilización (PTAP) .....                                                        | 4-7  |
| 4.1.6 | Tanques de almacenamiento .....                                                                           | 4-7  |
| 4.1.7 | Redes de distribución .....                                                                               | 4-8  |
| 4.2   | SISTEMA DE ALCANTARILLADO .....                                                                           | 4-8  |
| 4.2.1 | Redes existentes .....                                                                                    | 4-8  |
| 4.2.2 | Planta de tratamiento de agua residual.....                                                               | 4-8  |
| 5     | CÁLCULO DE LA PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN Y DEMANDA. ....                                                  | 5-1  |
| 5.1   | DEFINICIÓN DE PERÍODOS DE DISEÑO.....                                                                     | 5-1  |
| 5.2   | PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN URBANA DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA. ....                                          | 5-1  |
| 5.2.1 | Datos censales DANE.....                                                                                  | 5-1  |
| 5.2.2 | Datos históricos de los suscriptores urbanos del municipio. ....                                          | 5-1  |
| 5.2.3 | Métodos de proyección de población.....                                                                   | 5-2  |
| 5.2.4 | Determinación de la tasa de crecimiento. ....                                                             | 5-3  |
| 5.2.5 | Cálculo de la proyección de crecimiento de la población en el área urbana.....                            | 5-4  |
| 5.3   | CÁLCULO DE LA DEMANDA PROYECTADA PARA EL PERIODO DE DISEÑO .....                                          | 5-7  |
| 5.3.1 | Variables consideradas para el análisis .....                                                             | 5-7  |
| 5.3.2 | Dotación neta.....                                                                                        | 5-8  |
| 5.3.3 | Indicé de Agua No Contabilizada (I.A.N.C.) .....                                                          | 5-9  |
| 5.3.4 | Dotación bruta actual .....                                                                               | 5-10 |
| 5.3.5 | Dotación bruta para el proyecto. ....                                                                     | 5-10 |
| 5.3.6 | Factores de mayoración de la demanda. ....                                                                | 5-11 |
| 5.3.7 | Caudales de Diseño.....                                                                                   | 5-11 |
| 6     | ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.....                                                                                | 6-1  |
| 6.1   | AMARRE TOPOGRÁFICO .....                                                                                  | 6-1  |
| 6.1.1 | Sistema Magna Sirgas.....                                                                                 | 6-1  |
| 6.1.2 | Sobre los Sistemas de Orígenes en Colombia. ....                                                          | 6-1  |
| 6.1.3 | Sistema de coordenadas MAGNA - SIRGAS Colombia origen Oeste .....                                         | 6-2  |
| 6.1.4 | Nuevo Sistema De Origen Nacional.....                                                                     | 6-3  |
| 6.2   | ELABORACIÓN DEL PLANO BASE DE GEOREFERENCIACIÓN TOPOGRÁFICA AL SISTEMA MAGNA SIRGAS ORIGEN NACIONAL ..... | 6-4  |

|        |                                                                                                              |       |
|--------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| 6.3    | COMISIÓN TOPOGRÁFICA.....                                                                                    | 6-8   |
| 7      | ESTUDIO HIDROLÓGICO.....                                                                                     | 7-1   |
| 7.1    | LOCALIZACIÓN DE LAS MICROCUENCAS ABASTECEDORAS .....                                                         | 7-1   |
| 7.2    | ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LAS MICROCUENCAS.....                                                                 | 7-1   |
| 7.2.1  | Estimación del caudal medio .....                                                                            | 7-2   |
| 7.2.2  | Estimación del caudal máximo.....                                                                            | 7-6   |
| 7.2.3  | Estimación de caudales mínimos.....                                                                          | 7-13  |
| 7.2.4  | Cálculo del Caudal Ambiental .....                                                                           | 7-16  |
| 7.3    | RESUMEN EJECUTIVO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO.....                                                               | 7-21  |
| 7.4    | ANÁLISIS DEL RECURSO HIDRICO DISPONIBLE PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA..... | 7-22  |
| 7.4.1  | Descripción general del suministro de agua cruda.....                                                        | 7-22  |
| 7.4.2  | Descripción específica de las fuentes abastecedoras.....                                                     | 7-22  |
| 7.4.3  | Caracterización biofísica de las Microcuencas abastecedoras .....                                            | 7-25  |
| 7.4.4  | Oferta disponible de las Microcuencas para el acueducto .....                                                | 7-47  |
| 8      | ESTUDIO HIDROGEOLÓGICO.....                                                                                  | 8-1   |
| 9      | ANÁLISIS DE LA CALIDAD DEL AGUA DE LAS FUENTES ABASTECEDORAS .....                                           | 9-1   |
| 9.1    | RESULTADOS DE LA CALIDAD DE LAS FUENTES ABASTECEDORAS.....                                                   | 9-2   |
| 9.2    | CALIDAD DEL AGUA DE ACUEDUCTO REGIONAL DE OCCIDENTE .....                                                    | 9-4   |
| 10     | DIAGNOSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO.....                                                                    | 10-1  |
| 10.1   | SISTEMAS DE CAPTACIÓN .....                                                                                  | 10-1  |
| 10.1.1 | Balance de caudales disponibles por captación .....                                                          | 10-2  |
| 10.1.2 | Conformación general del sistema de captación de la bocatoma Samaria .....                                   | 10-2  |
| 10.1.3 | Conformación general del sistema de captación de la bocatoma Los Chorros 1.....                              | 10-8  |
| 10.1.4 | Conformación general del sistema de captación la bocatoma Chorros 2 .....                                    | 10-15 |
| 10.1.5 | Conformación general del sistema de captación de la bocatoma Chorros 3 .....                                 | 10-21 |
| 10.1.6 | Conformación general del sistema de captación (Galería Filtrante) La Cabaña .....                            | 10-27 |
| 10.2   | SISTEMAS DE DESARENACIÓN .....                                                                               | 10-30 |
| 10.2.1 | Conformación general del sistema de desarenación Samaria .....                                               | 10-30 |
| 10.2.2 | Conformación general del sistema de desarenación Los Chorros.....                                            | 10-34 |
| 10.3   | SISTEMAS DE ADUCCIÓN.....                                                                                    | 10-39 |



|        |                                                                                                                                                          |       |
|--------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| 10.3.1 | Reconocimiento de los sistemas de aducción .....                                                                                                         | 10-39 |
| 10.3.2 | Evaluación hidráulica de los sistemas de aducción existentes. ....                                                                                       | 10-45 |
| 10.3.3 | Análisis de golpe de ariete en la aducción. ....                                                                                                         | 10-49 |
| 10.3.4 | Conclusiones del sistema de aducción .....                                                                                                               | 10-51 |
| 10.4   | SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP) .....                                                                                                      | 10-52 |
| 10.4.1 | Conformación, estado y operación de la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP). 10-52                                                               |       |
| 10.4.2 | Conclusiones generales de la evaluación hidráulica de la Planta de Potabilización .....                                                                  | 10-75 |
| 10.5   | SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO .....                                                                                                                         | 10-76 |
| 10.5.1 | Conformación del sistema de almacenamiento de agua potable. ....                                                                                         | 10-76 |
| 10.5.2 | Estado general del sistema de almacenamiento. ....                                                                                                       | 10-78 |
| 10.5.3 | Análisis de la capacidad de almacenamiento .....                                                                                                         | 10-82 |
| 10.6   | ESTADO DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN.....                                                                                                                 | 10-83 |
| 10.6.1 | Conformación de la red de distribución. ....                                                                                                             | 10-83 |
| 10.6.2 | Asignación de la demanda actual. ....                                                                                                                    | 10-87 |
| 10.6.3 | Modelación hidráulica de la red de distribución. ....                                                                                                    | 10-87 |
| 10.6.4 | Análisis y conclusiones de los resultados de la simulación del sistema de distribución..                                                                 | 10-93 |
| 10.6.5 | Sistema contra incendios (Hidrantes). ....                                                                                                               | 10-93 |
| 11     | PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LAS PROBLEMÁTICAS QUE SE PRESENTAN EN LOS DIFERENTES COMPONENTES .....                                       | 11-1  |
| 11.1   | IDENTIFICACIÓN DE ACTIVIDADES PARA OPTIMIZACIÓN, REHABILITACIÓN O CONSTRUCCIÓN DE NUEVAS ESTRUCTURAS EN LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO. .... | 11-1  |
| 11.2   | PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO. ....                                                                                         | 11-1  |
| 11.2.1 | Sistema de captación.....                                                                                                                                | 11-1  |
| 11.2.2 | Desarenación.....                                                                                                                                        | 11-3  |
| 11.2.3 | Aducción .....                                                                                                                                           | 11-3  |
| 11.2.4 | Planta de tratamiento de agua potable sector Pira .....                                                                                                  | 11-3  |
| 11.2.5 | Tanque de almacenamiento.....                                                                                                                            | 11-4  |
| 11.2.6 | Sistema de distribución.....                                                                                                                             | 11-4  |
| 11.3   | PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO .....                                                                                    | 11-4  |
| 11.3.1 | Red de recolección de agua residual. ....                                                                                                                | 11-4  |
| 11.4   | ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS .....                                                                                                                           | 11-5  |
| 11.4.1 | Análisis Socio – Económico .....                                                                                                                         | 11-5  |

|        |                                                                                       |       |
|--------|---------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| 11.4.2 | Análisis ambiental .....                                                              | 11-20 |
| 11.4.3 | Análisis de la gestión del riesgo .....                                               | 11-22 |
| 11.4.4 | Análisis de la disponibilidad de los predios .....                                    | 11-24 |
| 11.5   | SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS .....                                                       | 11-25 |
| 11.5.1 | Conclusiones de la selección de alternativas .....                                    | 11-31 |
| 11.6   | PLANTEAMIENTO, ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS PARA LA PTAR. ....                | 11-32 |
| 11.6.1 | Contexto técnico para el planteamiento de tecnologías de tratamiento de la PTAR. .... | 11-32 |
| 11.6.2 | Planteamiento de alternativas (PTAR). ....                                            | 11-35 |
| 11.6.3 | Análisis de alternativas (PTAR). ....                                                 | 11-37 |
| 11.6.4 | Selección de alternativas (PTAR) .....                                                | 11-49 |
| 11.7   | CONCLUSIONES .....                                                                    | 11-52 |
| 12     | DISEÑO DE LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO .....                              | 12-1  |
| 12.1   | CAUDALES DISPONIBLES EN LAS CUENCAS HIDROLOGICAS. ....                                | 12-1  |
| 12.2   | OPTIMIZACIÓN DE BOCATOMA SAMARIA.....                                                 | 12-2  |
| 12.2.1 | Diseño hidráulico de la infraestructura. ....                                         | 12-2  |
| 12.2.2 | Datos iniciales:.....                                                                 | 12-3  |
| 12.2.3 | Diseño de la presa. ....                                                              | 12-3  |
| 12.2.4 | Diseño de la rejilla y el canal de aducción. ....                                     | 12-5  |
| 12.2.5 | Diseño de la caja de derivación. ....                                                 | 12-13 |
| 12.2.6 | Diseño del vertedero excesos de la caja de derivación. ....                           | 12-14 |
| 12.2.7 | Caja del vertedero de exceso .....                                                    | 12-14 |
| 12.2.8 | Cálculo de la altura de los muros laterales de protección. ....                       | 12-16 |
| 12.3   | OPTIMIZACIÓN DE BOCATOMA LOS CHORROS N° 2 .....                                       | 12-17 |
| 12.3.1 | Diseño hidráulico de la infraestructura. ....                                         | 12-17 |
| 12.3.2 | Datos iniciales:.....                                                                 | 12-17 |
| 12.3.3 | Diseño de la presa. ....                                                              | 12-18 |
| 12.3.4 | Diseño de la rejilla y el canal de aducción. ....                                     | 12-20 |
| 12.3.5 | Diseño de la caja de derivación. ....                                                 | 12-27 |
| 12.3.6 | Diseño del vertedero excesos de la caja de derivación. ....                           | 12-28 |
| 12.3.7 | Caja del vertedero de exceso .....                                                    | 12-29 |
| 12.3.8 | Cálculo de la altura de los muros laterales de protección. ....                       | 12-30 |
| 12.4   | OPTIMIZACIÓN DE BOCATOMA LOS CHORROS N°1 .....                                        | 12-32 |
| 12.4.1 | Diseño hidráulico de la infraestructura. ....                                         | 12-32 |
| 12.4.2 | Datos iniciales:.....                                                                 | 12-32 |

|         |                                                                                           |        |
|---------|-------------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| 12.4.3  | Diseño de la presa. ....                                                                  | 12-32  |
| 12.4.4  | Diseño de la rejilla y el canal de aducción. ....                                         | 12-35  |
| 12.4.5  | Diseño de la caja de derivación. ....                                                     | 12-42  |
| 12.4.6  | Diseño del vertedero excesos de la caja de derivación. ....                               | 12-44  |
| 12.4.7  | Caja del vertedero de exceso ....                                                         | 12-44  |
| 12.4.8  | Cálculo de la altura de los muros laterales de protección. ....                           | 12-45  |
| 12.5    | DISEÑO DE LA ADUCCIÓN ENTRE BOCATOMA Y DESARENADOR. ....                                  | 12-47  |
| 12.5.1  | Diseño geométrico. ....                                                                   | 12-47  |
| 12.5.2  | Diseño hidráulico. ....                                                                   | 12-47  |
| 12.6    | DISEÑO DE LA OPTIMIZACIÓN DE LOS DESARENADOR EXISTENTES. ....                             | 12-50  |
| 12.6.1  | Obras proyectadas para la optimización del desarenador ....                               | 12-50  |
| 12.7    | DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ADUCCIÓN DE AGUA CRUDA ENTRE DESARENADOR A PTAP .... | 12-52  |
| 12.7.1  | Trazado geométrico. ....                                                                  | 12-52  |
| 12.7.2  | Simulación Hidráulica de las aducciones. ....                                             | 12-54  |
| 12.7.3  | Análisis de transitorios (golpe de ariete) ....                                           | 12-60  |
| 12.7.4  | Análisis y selección de válvulas ventosas.....                                            | 12-64  |
| 12.7.5  | Cálculo y selección de la cimentación y anclajes.....                                     | 12-70  |
| 12.8    | OPTIMIZACIÓN DE LA PLANTA CONVENCIONAL ....                                               | 12-80  |
| 12.8.1  | Cámara de aquietamiento.....                                                              | 12-80  |
| 12.8.2  | Dosificación de sulfato de aluminio líquido ....                                          | 12-81  |
| 12.8.3  | Canaleta Parshall.....                                                                    | 12-81  |
| 12.8.4  | Floculador (Tipo Alabama, 1 modulo con 8 cámaras).....                                    | 12-83  |
| 12.8.5  | Sedimentador de alta tasa ....                                                            | 12-85  |
| 12.8.6  | Filtros ....                                                                              | 12-88  |
| 12.8.7  | Desinfección y diseño de tanque de contacto de cloro ....                                 | 12-91  |
| 12.8.8  | Lechos de secado de lodos ....                                                            | 12-94  |
| 12.9    | OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO. ....                                          | 12-95  |
| 12.9.1  | Localización. ....                                                                        | 12-95  |
| 12.9.2  | Dimensionamiento del tanque proyectado ....                                               | 12-96  |
| 12.10   | DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE PIRA (PTAP) .....                      | 12-97  |
| 12.10.1 | Parámetros de diseño de filtración directa ....                                           | 12-97  |
| 12.10.2 | Diseño hidráulico Planta de Tratamiento de Agua Potable PTAP .....                        | 12-100 |
| 12.11   | OPTIMIZACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....                                               | 12-106 |

|         |                                                                  |        |
|---------|------------------------------------------------------------------|--------|
| 12.11.1 | Zonificación.....                                                | 12-106 |
| 12.11.2 | Simulación hidráulica.....                                       | 12-110 |
| 12.11.3 | Sectorización.....                                               | 12-112 |
| 12.11.4 | Análisis y conclusiones de la zonificación y sectorización ..... | 12-118 |
| 13      | ESTUDIO GEOTÉCNICO.....                                          | 13-1   |
| 13.1    | LOCALIZACIÓN.....                                                | 13-2   |
| 13.2    | MARCO GEOLÓGICO.....                                             | 13-3   |
| 13.2.1  | Geología regional.....                                           | 13-4   |
| 13.2.2  | Geología local .....                                             | 13-7   |
| 13.2.3  | Geología estructural.....                                        | 13-7   |
| 13.3    | MARCO GEOMORFOLÓGICO .....                                       | 13-8   |
| 13.3.1  | Geomorfoestructura .....                                         | 13-9   |
| 13.3.2  | Provincia Geomorfológica.....                                    | 13-9   |
| 13.3.3  | Región Geomorfológica .....                                      | 13-10  |
| 13.3.4  | Unidad Geomorfológica .....                                      | 13-11  |
| 13.3.5  | Subunidad geomorfológica .....                                   | 13-11  |
| 13.4    | PROSPECCIÓN GEOTÉCNICA.....                                      | 13-11  |
| 13.5    | DESCRIPCIÓN DE LOS SONDEOS EXPLORATORIOS.....                    | 13-13  |
| 13.5.1  | Perforación PTAR 1.....                                          | 13-13  |
| 13.5.2  | Perforación PTAR 2 .....                                         | 13-14  |
| 13.5.3  | Perforación PTAR 3 .....                                         | 13-16  |
| 13.5.4  | Viaducto 1 .....                                                 | 13-18  |
| 13.5.5  | Viaducto 2.....                                                  | 13-22  |
| 13.5.6  | Punto crítico 1 .....                                            | 13-24  |
| 13.5.7  | Punto crítico 2 .....                                            | 13-26  |
| 13.6    | CONCLUSIONES .....                                               | 13-29  |

## LISTA DE CUADROS

No se encontraron entradas de tabla de contenido.

## LISTA DE FIGURAS

No se encontraron entradas de tabla de contenido.

## LISTA DE ANEXOS

|         |                                                                     |
|---------|---------------------------------------------------------------------|
| ANEXO A | Información suministrada por la Empresa de Servicios Públicos.      |
| ANEXO B | Informe de amarre topográfico.                                      |
| ANEXO C | Demanda proyectada en el Corregimiento de San Clemente.             |
| ANEXO D | Análisis de la calidad de agua.                                     |
| ANEXO E | Simulación hidráulica de Acueducto.                                 |
| ANEXO F | Fichas de inspección de cámaras.                                    |
| ANEXO G | Simulación hidráulica de Alcantarillado.                            |
| ANEXO H | Especificaciones técnica.                                           |
| ANEXO I | Estudios geotécnico.                                                |
| ANEXO J | Cantidades de obra- Presupuesto- Cronogramas y planes de inversión. |
| ANEXO K | Memorias de cálculo estructural.                                    |
| ANEXO L | Registro fotográfico.                                               |
| ANEXO M | Disponibilidad de canteras.                                         |
| ANEXO N | Formato resumen del proyecto                                        |
| ANEXO O | Formatos técnicos para los permisos ambientales                     |
| ANEXO P | Fichas MGA – Formatos DPN                                           |
| ANEXO Q | Matriculas Profesionales                                            |
| ANEXO R | Manual y puesta en marcha                                           |
| ANEXO S | Certificado de funcionalidad e integralidad                         |
| ANEXO T | Identificación predial                                              |
| ANEXO U | Ajuste PSMV                                                         |
| ANEXO V | Planos.                                                             |

## 1 INTRODUCCIÓN

El municipio de Guática posee la necesidad de optimizar su Sistema de Acueducto y Alcantarillado, por tal motivo y partiendo de las correctas directrices de planeación para el desarrollo urbano, es necesario realizar la actualización del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado a las normativas actuales e incluir la infraestructura que garantice la cobertura de estos servicios públicos a las áreas de expansión urbanas definidas en el Esquema de Ordenamiento Territorial (EOT) vigente.

Con base en lo anterior es fundamental realizar los estudios necesarios de todo el sistema para proyectar las inversiones que se requieren para optimizarlo en función de un buen servicio que incluya la mitigación del riesgo de salubridad por consumo de agua y la mejora en la continuidad del mencionado líquido.

El municipio de Guática a través de la gestión de la Empresa Aguas y Aseo de Risaralda, definió la elaboración del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado de tal manera que cumpla con el nuevo marco normativo del sector de agua potable y saneamiento básico y con la planeación para los umbrales de desarrollo de corto, mediano y de largo plazo, que permita la redefinición de las zonas de expansión y poder garantizar la adecuada cobertura, calidad y eficiencia de estos dos servicios esenciales.

Con tal propósito en el mes de enero de 2021, la Empresa de Aguas y Aseo de Risaralda, desarrollo el Concurso de Méritos N° CMA – EAAR-01-2021 para seleccionar el consultor que ejecute los estudios y diseños para la *“ELABORACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA –RISARALDA”*, concurso que fue adjudicado al *CONSORCIO GUÁTICA 2021*, suscribiéndose el contrato de consultoría N° - CMA – EAAR – 01 – 2021.

El estudio, inicia con un diagnóstico del estado actual de la infraestructura para la prestación de los servicios, reconociendo los componentes diseñados en el plan maestro anterior ya construidos, continuando con el planteamiento, análisis y selección de alternativas, finalmente realizando los diseños para optimizar y complementar los componentes faltantes en consistencia de las prioridades definidas en los pliegos de condiciones y los técnicos de la administración municipal, para lo cual se llevó a cabo una reunión y visita de campo entre el equipo técnico de la consultoría, el gerente de la ESP y la secretaria de Planeación municipal, así como de los coordinadores de la Empresa Aguas y Aseo de Risaralda y la interventoría.



## 1.1 ANTECEDENTES DEL PROYECTO

En el año 1983 se ejecutó el primer plan maestro de servicios públicos el cual estuvo orientado al mejoramiento y optimización de las redes.

En el año 2005, el Ingeniero Raúl López elaboró un estudio denominado “Ajustes plan maestro de servicios Municipio de Guática” El cual se orientó a la solución de las necesidades a la renovación de redes por insuficiencia hidráulica

En el año 2007 el ingeniero Diego León Álzate realizo los estudios y diseños del plan maestro de acueducto y alcantarillado de la zona urbana del municipio de Guática – Risaralda. El cual contemplo cada uno de los componentes para la prestación de cada uno de los servicios

En el año 2014 IEH GRUCOM S.A realizo la consultoría para la formulación y actualización de planes maestros de acueducto y alcantarillado de cascos urbanos y centros nucleados - PDA Risaralda

## 1.2 OBJETIVO GENERAL

Realizar los estudios y diseños para la elaboración del Plan Maestro de acueducto y alcantarillado del municipio de Guática, Risaralda.

### 1.2.1 Objetivos específicos

De acuerdo con los pliegos de referencia, los alcances básicos de los estudios y diseños para la actualización y ajuste del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado son:

- Recopilar y analizar la información existente sobre el tema, que posea el municipio, las personas prestadoras de los servicios, la Corporación Autónoma Regional (CARDER), el Plan Departamental de agua (PDA), el ministerio de vivienda, Ciudad y Territorio (MVCT).
- Definición y localización específica de las redes y estructuras de los sistemas de acueducto y alcantarillado.
- Realizar el reconocimiento de campo e investigación predial que permita visualizar en forma directa la zona, las posibilidades reales de manejo de las soluciones a los problemas existentes en la zona del proyecto.
- Realizar los levantamientos topográficos de precisión altimétricos y planímetros complementarios para la ubicación de la infraestructura a diseñar.
- Actualizar y complementar el catastro de redes de los sistemas de acueducto y alcantarillado, inspeccionando detalladamente tuberías, accesorios, válvulas, cámaras de inspección, estado, dimensiones y demás características pertenecientes al sistema, definiendo las interferencias existentes con relación a la localización de la infraestructura de los otros servicios.
- Realizar una investigación de suelos y geotecnia conforme a los parámetros exigidos por la NSR – 2010.
- Realizar el estudio hidrológico de las fuentes existentes para determinar si son opciones viables para ser utilizadas, el estudio hidrológico de la fuente de manera que se pueda definir los caudales y niveles para los diferentes periodos de retorno, evaluando la oferta de agua en términos de los componentes existentes y las condiciones naturales y determinando los parámetros hidráulicos para la evaluación de la captación o el diseño, en caso necesario.
- Realizar el análisis de calidad de agua en un laboratorio certificado de las aguas que abastecen el acueducto y las posibles alternativas de abastecimiento.
- Realizar el diagnóstico del sistema existente según lo establecido en el Artículo 8 de la Resolución 330 de 2017, que debe incluir un diagnostico detallado de la situación del municipio.
- Realizar el diagnóstico de los componentes de la infraestructura existente de los dos servicios (acueducto y alcantarillado).

- Ajustar la proyección de la población y demanda, teniendo en cuenta la resolución 0330 del 08 de junio de 2017 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, para el sistema de acueducto del área urbana.
- Hacer el planteamiento, análisis y selección de alternativas para el mejoramiento y/u optimización y/o complementación que requieran los componentes de los dos servicios.
- Realizar el análisis y diseño geométrico a los problemas de interferencia con la infraestructura de otros servicios.
- Realizar los diseños detallados integrales de la alternativa seleccionada para cada uno de los componentes.
- Elaboración de planos con sistema de numeración general y por componente.
- Hacer las memorias técnicas de los diseños definitivos.
- Determinación del presupuesto y cronograma de obras.
- Hacer el análisis de precios unitarios.
- Hacer las especificaciones técnicas para la ejecución de las obras.
- Cronograma de ejecución y flujo de fondos de inversión.
- Realizar fichas de adquisición predial y el análisis predial de las franjas de servidumbre y/o predios requeridos para la construcción de las obras que lo requieran.
- Entregar información necesaria para la radicación de la solicitud por parte del municipio con respecto a los permisos, licencias y autorizaciones ambientales.
- Elaborar el manual de arranque, puesta en marcha, operación y mantenimiento de los componentes de la infraestructura que así requieran.
- Identificar las canteras o fuentes de materiales pétreos y escombreras.
- Realizar el cálculo detallado de las cantidades de obra para cada obra diseñada.
- Realizar el certificado de funcionalidad e integralidad.

## 2 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE

La primera actividad desarrollada en los estudios corresponde a la recopilación y análisis de la información existente, con base en la cual se aclararon los alcances del estudio y las labores de campo complementarias requeridas para obtener la información necesaria.

Como fuente primaria de información se constituyen, la secretaria de Planeación municipal y la Empresa de Aguas y Aseo de Risaralda, Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE), en las cuales se obtuvo información proveniente de estudios previos.

Las estadísticas de la variación anual de suscriptores y su clasificación por uso y estratos, los volúmenes de producción de agua, volúmenes facturados fueron suministrado por la Empresa pública municipal de Guática ESP

Para el cálculo de la población proyectada se obtuvo la información de las estadísticas realizadas por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE)

La principal fuente de información complementaria la constituyen las visitas de campo de tipo interdisciplinario, incluido el personal técnico de la interventoría y de la Empresa de Servicios Públicos y Aguas y Aseo de Risaralda.

La información de campo adicional consiste en la elaboración de actividades específicas y especializadas requeridas para realizar el diagnóstico y obtener las bases para elaborar los diseños definitivos, entre estas actividades tenemos: el levantamiento topográfico, la inspección física de la infraestructura, el análisis geotécnico, incluidas las exploraciones de suelos y ensayos, la identificación de predios y servidumbres, entre otras.

A continuación, en el Cuadro 2.1, se relacionan los documentos analizados para el desarrollo del presente estudio y se define el grado de utilidad de cada uno de los documentos obtenidos, para lo cual se establecieron tres niveles de calificación, así:

**Cuadro 2.1. Información existente relacionada con el presente estudio.**

| Nº | Título                                                                                     | Fuente                                   | Año  | Formato | Utilidad |
|----|--------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|------|---------|----------|
| 1  | Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado, Municipio de Guática departamento de Risaralda | Ingeniero Diego león Álzate              | 2006 | Digital | MN       |
| 2  | Resolución 2025 2008                                                                       | CARDER                                   | 2008 | Digital | N        |
| 3  | Plan Maestro de Acueduto y Alcantarillado, municipio de Guática departamento de Risaralda  | IEH GRUCON S.A                           | 2014 | Digital | MN       |
| 4  | Esquema de Ordenamiento Territorial                                                        | Alcaldía municipal                       | 2014 | Digital | MN       |
| 5  | Análisis de la situación de salud en Guática (ASIS )                                       | Ministerio de salud                      | 2014 | Digital | MN       |
| 6  | Plan de saneamiento y manejo de vertimientos del municipio de Guática, Risaralda.          | Empresas públicas municipales de Guática | 2015 | Físico  | MN       |
| 7  | Censo nacional de población y vivienda                                                     | DANE                                     | 2018 | Digital | MN       |
| 8  | Diagnóstico de riesgos ambientales del municipio de Guática                                | CARDER                                   | 2020 | Digital | MN       |
| 9  | Plan de desarrollo de Guática Risaralda                                                    | Alcaldía municipal                       | 2020 | Digital | MN       |

- M.N: Muy Necesario
- N: Necesario
- N.A: No Aplica

### **3 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS Y CULTURALES DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA, RISARALDA.**

El crecimiento constante de la población del municipio, conlleva a la implementación de un Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado para mitigar la situación actual, para satisfacer las necesidades básicas de la comunidad y garantizar la prestación de los servicios públicos domiciliarios de manera efectiva, contando con la infraestructura adecuada de redes de acueducto y alcantarillado.

Esta actualización de Plan Maestro tiene por objeto concretar las políticas, estrategias, programas, proyectos y metas relacionados con el sistema de acueducto y alcantarillado del Municipio de Guática, y establecer las normas generales que permitan alcanzar una regulación sistemática en cuanto a su generación, mantenimiento, recuperación y aprovechamiento económico en el marco de la estrategia de ordenamiento del municipio.

#### **3.1 ASPECTOS GENERALES DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA.**

##### **3.1.1 Localización y descripción del municipio**

###### **Identificación del municipio:**

Nombre del municipio: GUÁTICA RISARALDA

NIT: 891480025-5

Código DANE: 66318

Gentilicio: Guatiqueño

Coordenadas: 5.315415,-75.800911

###### **Localización del Municipio**

El municipio de Guática se encuentra en la región centro occidente del país, a nivel Departamental está localizado en la parte noroccidental del Departamento de Risaralda en la subregión II del Departamento de Risaralda según la zonificación ambiental realizada por la Corporación Autónoma Regional CARDER, se encuentra situada a 5° 18' latitud norte y 75° 45' longitud oeste, a 93 Km de la ciudad de Pereira y su cabecera municipal se encuentra (según mapa del IGAC) a una altura entre los 1.440 y los 1.556 metros sobre el nivel del mar; Ocupa un área de 100.7 km<sup>2</sup>, de los cuales 0.64 km<sup>2</sup> son ocupados por el área urbana. Se encuentra a una distancia de 93 Km de Pereira. Limita al

norte con el municipio de Riosucio (Caldas), al sur con los municipios de Belén de Umbría y Anserma (Caldas); al oriente con el municipio de Quinchía y al occidente con los municipios de Belén de Umbría y Mistrató.

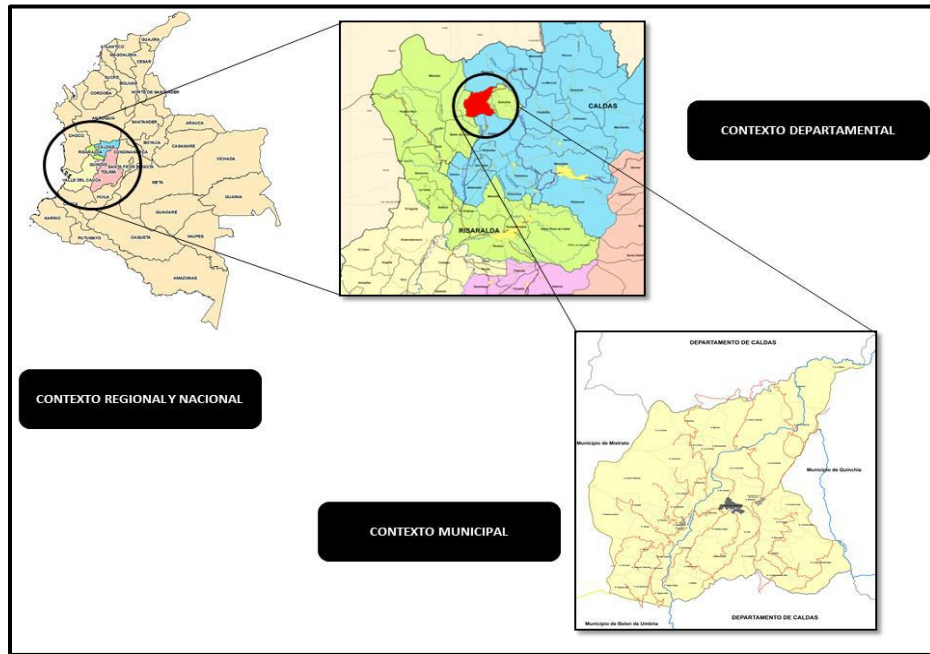


**Figura 3.1. Localización del municipio de Guática**

Fuente: Sistema de Información Regional, 2007

### Extensión.

El Municipio de Guática ocupa un área de 100.7 kilómetros cuadrados de las cuales el área urbana ocupa 0,64 kilómetros cuadrados.

**Cuadro 3.1. Extensión urbana y rural del municipio**

| MUNICIPIO | Extensión Urbana |            | Extensión Rural |            | Extensión total |            |
|-----------|------------------|------------|-----------------|------------|-----------------|------------|
|           | Extensión        | Porcentaje | Extensión       | Porcentaje | Extensión       | Porcentaje |
| GUATICA   | 0.64             | 0.64       | 100.03          | 99.33      | 100.7           | 100        |

Fuente: Secretaría de Planeación Municipal

### División Administrativa del territorio

#### Suelo Rural.

El municipio de Guática está conformado por 48 veredas y 3 corregimientos legalmente constituidos. Para su funcionalidad, los corregimientos tienen cobertura sobre varias veredas así: 18 veredas se

sirven directamente de la cabecera municipal; 14 veredas del corregimiento de San Clemente, 10 veredas del corregimiento de Santa Ana y 6 veredas del corregimiento de Travesías.

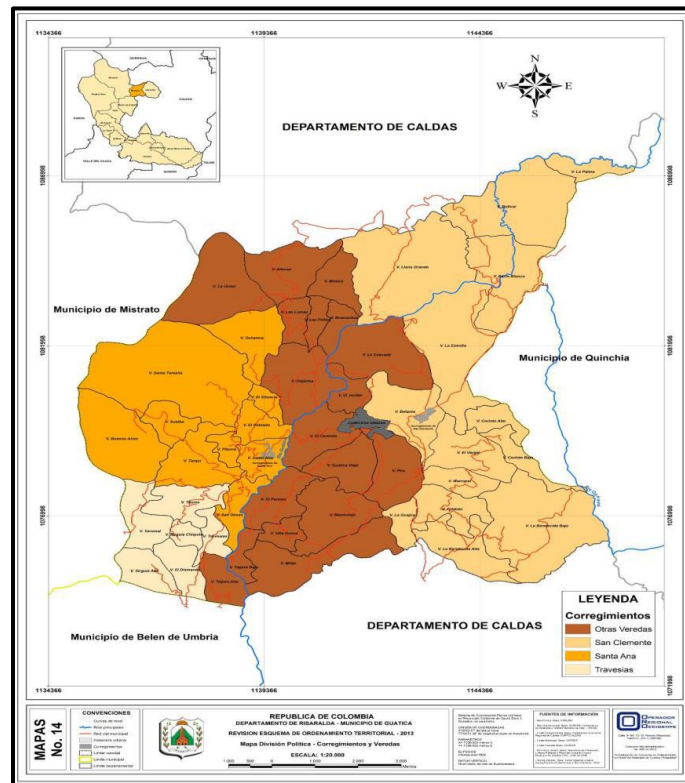


**Figura 3.2. Mapa división política Corregimientos y Veredas del Municipio de Guática**  
Fuente: Esquema de Ordenamiento Territorial (EOT) 2014.

### Suelo urbano.

El casco urbano está conformado por un sector denominado centro que incluye diferentes barrios y se incluyen los barrios proyectados por la Administración Municipal, localizados en el Mapa No.04 del Esquema de ordenamiento Territorial:



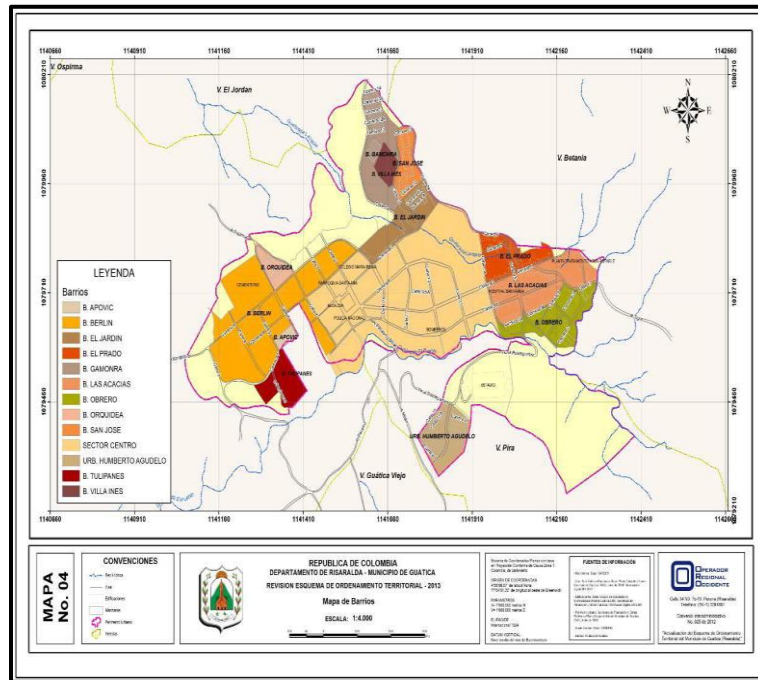


**Figura 3.3. Mapa de barrios del municipio de Guática**  
Fuente: Esquema de Ordenamiento Territorial (EOT) 2014.

- Barrio Gamonrrá
- Barrio San José
- Barrio El Jardín
- Barrio El Prado
- Barrio Berlín
- Barrio Orquídea
- Barrio Las Acacias
- Barrio Obrero
- Barrio APOVIC
- Barrio Humberto Agudelo
- Barrio Villa Inés
- Barrio Tulipanes

### Distribución geográfica

Acorde con lo dispuesto en la Constitución de 1991, el Municipio administrativamente se divide en Su cabecera Municipal con el nombre de GUÁTICA, y un área rural compuesta de tres (3) corregimiento (Santa Ana, San Clemente y Travesías) y cuarenta y ocho (48) veredas.

**Cuadro 3.2. Distribución geográfica**

| Casco urbano     | San Clemente          | Santa Ana          | Travesías            |
|------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|
| 1. Alturas       | 17. Barro Blanco      | 32. Buenos Aires   | 40 Yarumal           |
| 2. Buenavista    | 18. Betania           | 33. El Poblado     | 41. Sirguía Chiquito |
| 3. El Carmelo    | 19. Bolívar           | 34. El Silencio    | 42. El Diamante      |
| 4. El Jordán     | 20. Corinto Alto      | 35. Tarqui         | 43. Sirguía Alto     |
| 5. El Paraíso    | 21. El Vergel Alto    | 36. Pitumá         | 44. Taijara Alto     |
| 6. Guática Viejo | 22. La Bendecida Alta | 37. San Dimas      | 45. Tauma            |
| 7. Villanueva    | 23. Naranjal          | 38. Santa Teresita | 46. Taijara bajo     |
| 8. La Unión      | 24. La Guajira        | 39. Suaiba         |                      |
| 9. Las Lomas     | 25. La Palma          |                    |                      |
| 10. Marmolejo    | 26. Corinto Bajo      |                    |                      |
| 11. Ospirma alto | 27. El Vergel Bajo    |                    |                      |
| 12. Ospirma Bajo | 28. Murrupal          |                    |                      |
| 13. Milán        | 29. Talaban           |                    |                      |
| 14. Ocharma      | 30. Bendecida Baja    |                    |                      |
| 15. Pira         | 31. México            |                    |                      |
| 16. Taijara bajo |                       |                    |                      |

Fuente: ASIS Guática 2014

### Población

De acuerdo con las estadísticas del censo del 2018 y que fue actualizado 30 de Agosto 2019 por el DANE una población total de 11532 habitantes y una densidad poblacional de 132,5 hab./km². La población en la zona urbana corresponde al 24.1 % el restante 75.9 % se encuentra distribuida en la zona rural.

### Vías de comunicación

El municipio de Guática cuenta con vías de comunicación a la troncal de occidente con la cual se puede comunicar con los municipios de Pereira, Quinchía, Anserma, Manizales, por la vía Guática, Santa Ana – Travesías, se puede comunicar con los municipios de Belén y Mistrató, que son los municipios más relevantes comercialmente para el municipio.

### Sistema vial

El sistema vial urbano del municipio de Guática, está conformado por el conjunto de vías que integran la red o malla que permite la intercomunicación vial de todos los sectores urbanos. De acuerdo con el Esquema de Ordenamiento Territorial, El sistema vial se jerarquiza en el área urbana, por los siguientes tipos de vías:

Vía Arteria Principal (VAP). Son las vías destinadas a soportar los flujos de interurbano de bienes y personas; conecta con las vías intermunicipales e interdepartamentales, o con la vía principal de los centros poblados rurales. Representan las vías de mayor importancia con mayor fluidez.

Vía Arteria Secundaria (VAS). Son las vías que permiten la conexión con las vías principales y pueden soportar tránsitos ocasionados por el transporte público colectivo de acuerdo a las necesidades de la comunidad.

Vía Local (VL). Son las vías internas del casco urbano de mayor densidad, que tienen como función permitir el acceso y el tránsito local causado por el transporte individual.

Vía Peatonal (VP). Son vías destinadas exclusivamente al uso peatonal, incluye las escaleras.

El sistema vial rural del municipio de Guática, está conformado por 37 tramos de la zona rural y permiten la integración con la zona urbana.

### 3.2 Climatología

El clima de la región de Guática y sus alrededores está definido por la circulación valle – montaña, entre el valle del río Risaralda generador de vientos cálidos y las masas de aire frío provenientes de las zonas altas.

La distribución de las lluvias en el municipio de Guática es bimodal con dos períodos húmedos: el primero entre abril – mayo y el segundo entre septiembre – octubre y con dos períodos secos: el primero entre enero – febrero, y el segundo en diciembre. El promedio de precipitación anual es de 1.853 y 1.813 mm para las estaciones Buenos Aires y Ospirma, respectivamente.

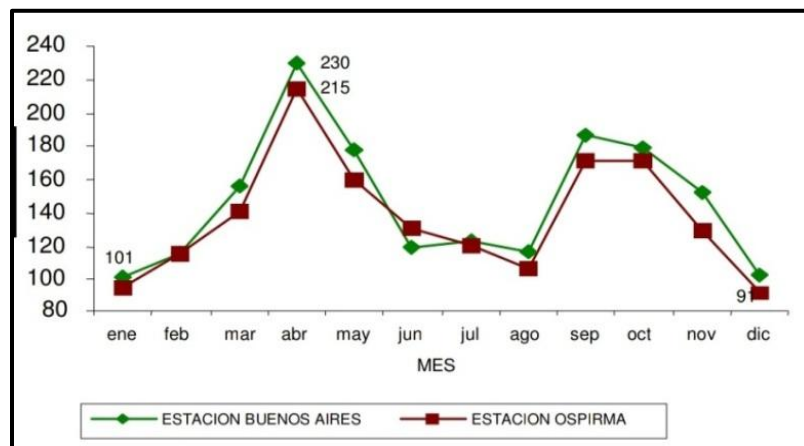


**Figura 3.4. Distribución de la precipitación en dos estaciones climatológicas del municipio**

De otra parte, en el mapa de Isoyetas de Guática (Figura 3.5), se puede apreciar que la precipitación en este municipio, varía entre 1.700 y 2.200 mm/año, presentando las mayores pluviosidades hacia la parte norte. La precipitación tiende a disminuir hacia el suroccidente (límites con los municipios de Belén de Umbría y Mistrató).

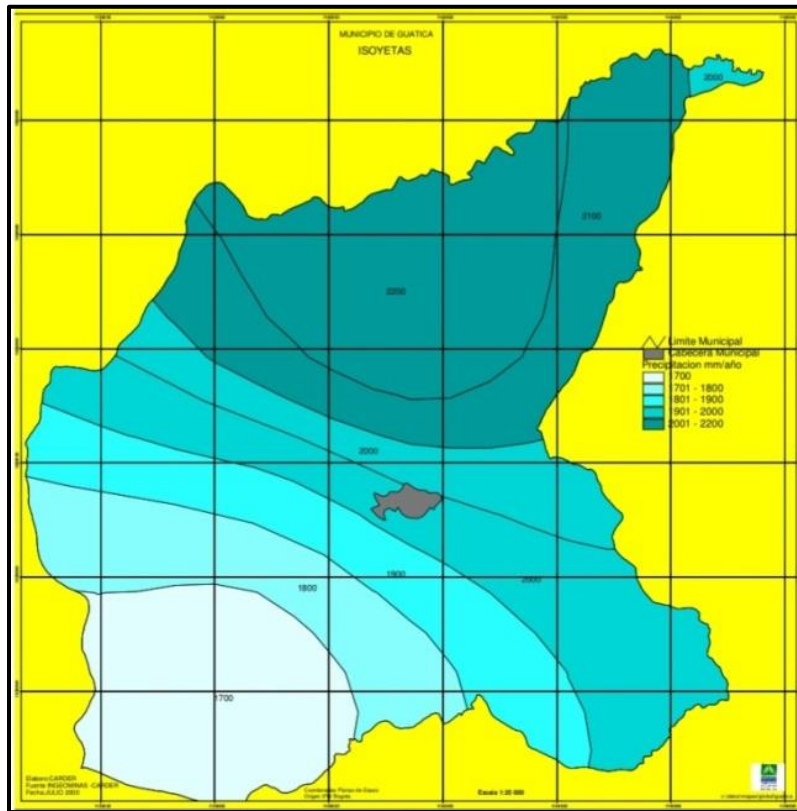


**Figura 3.5. Mapa de isoyetas del municipio**

En el municipio se presentan dos (2) pisos térmicos a saber: clima medio 70.4 Km<sup>2</sup> y clima frío 33.2 Km<sup>2</sup>. La cabecera se encuentra a una altura de 1890 a 1990 m.s.n.m. aproximadamente con una temperatura promedio de 18° C.

### 3.2.1 Hidrografía Urbana

El área urbana y suburbana de Guática se encuentra bajo la influencia de dos corrientes: Lavapiés (Chorros) y del Pueblo (Guática Viejo), ubicadas al norte y sur del casco urbano respectivamente.

#### Quebrada del Pueblo

La quebrada del Pueblo muestra un fuerte grado de disección y la diferencia de nivel entre el casco urbano y el cauce de ésta, es de aproximadamente 15 m.

La cuenca de la quebrada del Pueblo en la parte alta presenta una dirección en sentido nororiente – suroriente, este cauce es abastecido por drenajes secundarios provenientes de la ladera nororiental. En este sector el cauce se presenta poco profundo y cubierto de vegetación, lo que lo favorece contra la ocurrencia de procesos de socavación lateral.

## Quebrada Lavapié

El cauce de esta quebrada es bien definido a partir de la cota 1910, en donde presenta una dirección de flujo oriente – occidente; sin embargo, en la zona topográfica superior se detecta una vaguada suave, la cual evidencia el posible nacimiento de este cauce; sector que actualmente se encuentra invadido con viviendas. Las márgenes de esta quebrada se caracterizan por ser bastante inclinadas, sin embargo, los procesos de socavación lateral son menores comparados con los que se presentan en la quebrada del Pueblo y sus afluentes.

### 3.3 DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN DEL MUNICIPIO

#### 3.3.1 Salud Pública.

El municipio de Guática cuenta con el Hospital Santa Ana de carácter oficial, Ubicado en la cabecera municipal, cuenta además con los Puestos de salud de: San Clemente, Santa Ana y Puesto de Salud Travesías.

La oferta de servicios de salud en el municipio se centra en el nivel 1, y los partos riesgosos y la prestación de servicios de quirófano está a cargo de las entidades hospitalarias de la ciudad de Pereira (H. San Jorge, clínica Comfamiliar® y otras EPS.)

El Hospital Santa Ana que tiene habilitados los servicios de Consulta Externa, Promoción y Prevención, Odontología, Laboratorio Clínico, Hospitalización, Transporte Asistencial Básico, Urgencias, servicios que presta en una sede principal, así mismo en la zona rural se encuentran cinco puestos de salud, también de carácter oficial:

Puesto de Salud San Clemente

Puesto de Salud Santa Ana

Puesto de Salud Travesías

Puesto de Salud Suaiba

Puesto de Salud El Paraíso.

##### 3.3.1.1 Instalaciones físicas.

El Hospital se encuentra ubicado en la Carrera 5-a #14-58, cuenta con las siguientes Líneas Telefónicas: 3539093, Pagina web: <http://hospital-Guática.gov.co/>

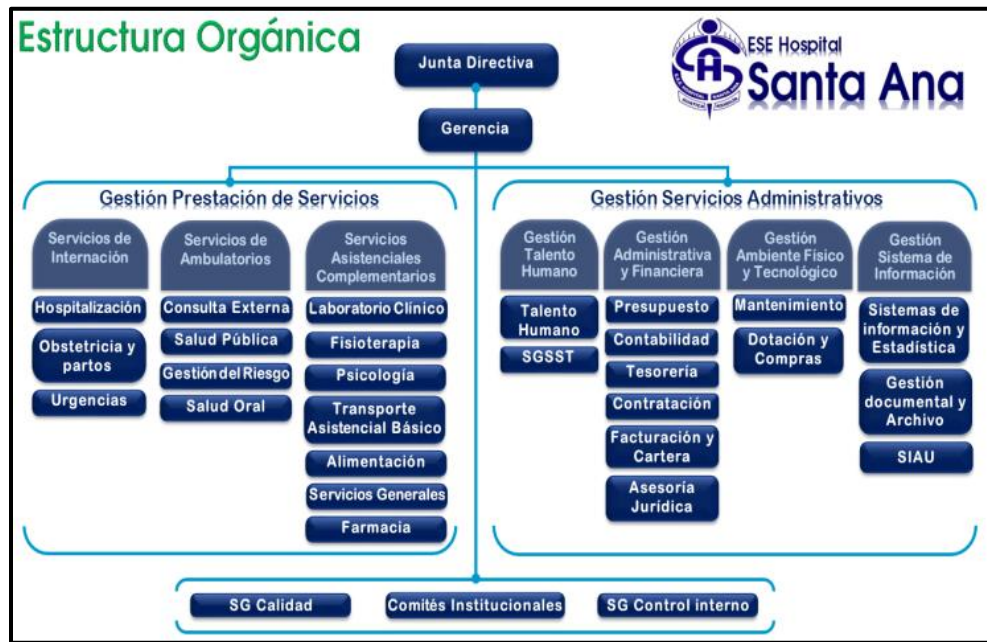


Figura 3.6. Organigrama

### 3.3.1.2 Mortalidad

La tasa de mortalidad del municipio es de 3.94 y se identifica que las enfermedades del sistema circulatorio son la principal causa de mortalidad en todos los años analizados, a excepción de 2006 que tuvo mayor incidencia las neoplasias. Se observa un pico en el año 2005, donde se alcanza tasas de 206 por 100.000 habitantes, y disminución en los años 2006 y 2010 con tasas de 85 y 112 por 100.000 habitantes respectivamente.

La segunda causa de mortalidad la ocupa las demás causas, como se observa en la Figura 3.7, esta causa de mortalidad muestra descenso estable, de 106 por 100.000 habitantes observado en el año 2008, pasó a una tasa de 88.4 por 100.000 habitantes en el año 2011.

Las neoplasias son la tercera causa de mortalidad en el Municipio de Guática, el comportamiento, se observa un pico en el año 2005, con 139 muertes por cada 100.000 habitantes, descendió a 34 muertes por 100.000 habitantes en el año 2011.



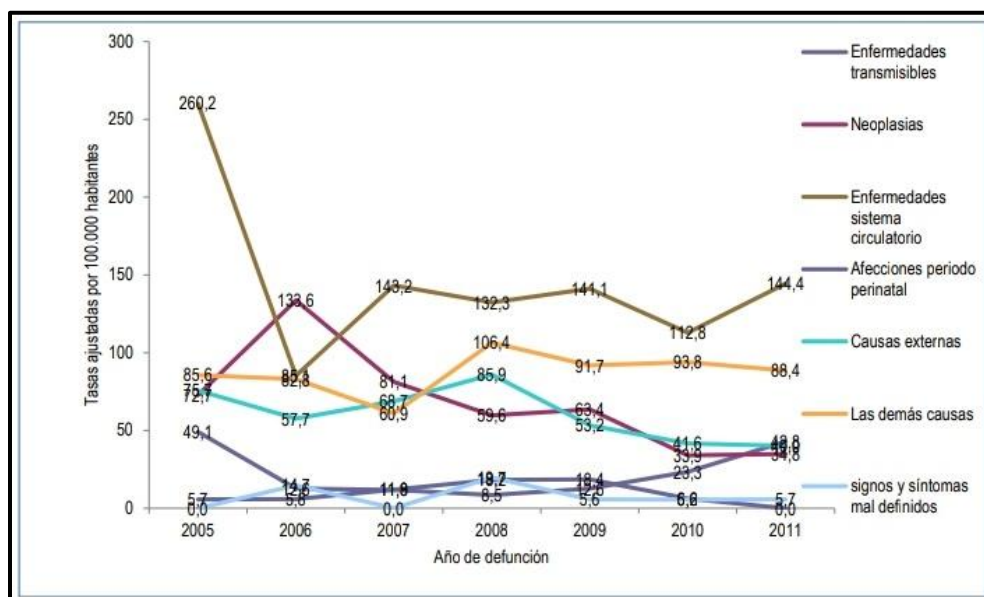


**Figura 3.7. Tasa de mortalidad ajustada por edad del municipio 2005-2011**

Fuente: Análisis de situación de salud, municipio de Guática, ASIS, 2014.

**Cuadro 3.3. Tabla de semaforización de las tasas de mortalidad por causas específicas Guática Risaralda, 2005-2011.**

| Causa de muerte                                                   | Risaralda | Guática | AÑO      |      |      |      |      |      |   |
|-------------------------------------------------------------------|-----------|---------|----------|------|------|------|------|------|---|
|                                                                   |           |         | 2006     | 2007 | 2008 | 2009 | 2010 | 2011 |   |
| Tasa de mortalidad por accidentes de transporte terrestre         | 43,5      | 19,4    | verde    | ↗    | ↗    | ↘    | ↘    | ↗    | ↘ |
| Tasa de mortalidad por tumor maligno de mama                      | 22,9      | 0,0     | amarillo | ↘    | ↗    | ↘    | ↘    | ↗    | ↘ |
| Tasa de mortalidad por tumor maligno del cuello uterino           | 10,3      | 0,0     | amarillo | -    | -    | -    | -    | ↗    | ↘ |
| Tasa de mortalidad por tumor maligno de la próstata               | 21,9      | 11,7    | verde    | ↗    | ↘    | ↘    | ↗    | ↘    | - |
| Tasa de mortalidad por tumor maligno del estomago                 | 42,9      | 8,8     | verde    | ↗    | ↘    | ↗    | ↘    | ↘    | ↗ |
| Tasa de mortalidad por diabetes mellitus                          | 66,1      | 13,2    | verde    | ↗    | ↘    | ↗    | ↘    | ↘    | ↗ |
| Tasa de mortalidad por lesiones auto-inflingidas intencionalmente | 18,4      | 3,0     | verde    | ↗    | ↘    | ↗    | ↘    | ↘    | - |
| Tasa de mortalidad por trastornos mentales y del comportamiento   | 1,3       | 0,0     | amarillo | -    | -    | -    | -    | ↗    | ↘ |
| Tasa de mortalidad por agresiones (homicidios)                    | 128,6     | 26,6    | verde    | ↘    | ↗    | ↗    | ↘    | ↗    | ↘ |
| Tasa de mortalidad por malaria                                    | 1,1       | 0,0     | amarillo | -    | -    | -    | -    | -    | - |
| Casos de mortalidad por rabia humana                              | 0,0       | 0,0     | amarillo | -    | -    | -    | -    | -    | - |
| Mortalidad por enfermedades infecciosas (A00-A99)                 | 5,5       | 0,0     | amarillo | ↘    | -    | -    | -    | -    | - |
| Tasa de mortalidad por emergencias y desastres                    | 0,0       | 0,0     | amarillo | -    | -    | -    | -    | -    | - |

Fuente: Análisis de situación de salud, municipio de Guática, ASIS, 2014.

### 3.3.2 Estado de los recursos naturales.

#### Recurso hídrico

El municipio de Guática hace parte de la cuenca del río Risaralda, situada sobre la vertiente oriental de la cordillera occidental, El río Guática es su principal fuente hidrográfica, nace en el sector del Alto San Vicente (Departamento de Antioquia) el cual pasa al occidente de la cabecera municipal, a una distancia de 1.5 Km, desciende en pequeños rápidos, interrumpidos por largos remansos hasta encontrar su desembocadura en el río Risaralda.

Entre sus principales afluentes tiene: Río Frió, quebrada Castrillón, Río del Oro, Opiramá, Tarqui, El Salado, Ocharma, La mesa, Sirva, El Jordán, Agua Bonita, El Caucho, La Carmela, Paraíso, Los Chorros, Cristalina, Albarán, Guaravita, La Esperanza.

#### Recurso biótico

**Zonas de vida:** El municipio de Guática pertenece casi en su totalidad (75%) a la formación vegetal bosque muy húmedo premontano (bmh-PM), correspondiente a la franja cafetera y que se caracteriza por tener una biotemperatura media aproximada de 18°C a 24°C y un promedio de lluvias anual de 2000 – 4000mm. Se encuentra localizada entre los 900 y los 2000 msnm aproximadamente, en esta zona de vida la lluvia excede a la evapotranspiración, esto indica un buen sobrante de agua en el suelo dependiendo de las características físicas del mismo y del grado y longitud de la pendiente. Esta zona ocupa en Guática una extensión de 7.362 Ha.

El municipio también hace parte, de la zona de vida bosque muy húmedo montano bajo (bmh-MB). En Guática ocupa una extensión de 2.397 Ha.

#### Factores de riesgo ambiental

**Riesgo sísmico:** El municipio de Guática se puede clasificar como riesgo sísmico moderado a alto, ya que es atravesado por tres fuentes sismo génicas y fallas como la de la isla y la de Guática, las cuales muestran signos de actividad al oeste del corregimiento de Santa Ana y a los alrededores del casco urbano. El riesgo se va aumentando por la alta vulnerabilidad física debido al regular estado de la construcción y al hecho de que no cuentan con las mínimas normas de construcción sismo resistente.

**Geotécnico (deslizamientos, colapsos y hundimiento):** En el municipio de Guática se encuentra la circulación de aguas freáticas por el antiguo cauce de la quebrada del pueblo. Parte del sector



norte del área urbana entrega las aguas negras a la quebrada del municipio, dejándolas fluir libremente por las laderas, motivo por el cual se presentan suelos inestables y pocos seguros por lo que se puede clasificar el municipio con riesgo geotécnico alto a moderado.

Además, se encuentra expuesto a la ocurrencia de movimientos en masa que son principalmente de tipo natural.

**Hidrológico (inundaciones (incluye empozamientos) y Avenidas torrenciales):** El municipio de Guática es atravesado en sentido nordeste - suroeste por el río Guática, esta microcuenca no cuenta con estudios detallados de torrencialidad y la población expuesta o asentada sobre llanuras de inundación o vertientes es poca; sin embargo algunos sectores presentan riesgo causado por factores antrópicos, que de alguna manera pueden ser mitigados, por lo que se puede clasificar el municipio con riesgo hidrológico bajo.

**Cuadro 3.4. Descripción de las zonas de riesgo del Municipio de Guática.**

| SECTORES AFECTADOS                                                        | AMENAZA                                                                                                                                                                                      | VULNERABILIDAD                                                                                                                                                              | RIESGO             |
|---------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|
| <b>AREA URBANA</b>                                                        |                                                                                                                                                                                              |                                                                                                                                                                             |                    |
| <b>SECTOR ORIENTAL DEL CASCO URBANO</b>                                   | Ocurrencia de asentamientos y agrietamientos por circulación de aguas subsuperficiales sobre suelos orgánicos compresibles y conformación de llenos antrópicos.                              | Viviendas asentadas sobre suelos de malas especificaciones geotécnicas y sobre rellenos antrópicos (sector Barrio Obrero y Hospital).                                       | <b>Geotécnico</b>  |
| <b>SECTOR PLAZUELA CEMENTERIO</b>                                         | Ocurrencia de deslizamientos, por reactivación de antiguos movimientos en masa, en este sector se evidencian discontinuidades hidrológicas que representan potenciales superficies de falla. | Viviendas asentadas sobre antiguas cicatrices de deslizamientos.                                                                                                            | <b>Geotécnico</b>  |
| <b>SECTOR GAMONRRA–SALIDA A SANTA ANA</b>                                 | Caída de rocas (provenientes del cerro Gamonrrá).                                                                                                                                            | Viviendas (poco densificado) y algunos potreros.                                                                                                                            | <b>Geotécnico</b>  |
| <b>SECTOR ESTACION DE GASOLINA</b>                                        | Ocurrencia de represamientos e inundaciones por obstrucción de tubería.                                                                                                                      | Algunas viviendas y estación de gasolina, ubicadas sobre lleno antrópico.                                                                                                   | <b>Hidrológico</b> |
| <b>SECTOR DEL CARRETERO</b>                                               | Ocurrencia de deslizamientos, generados por la heterogeneidad de los suelos del sector y potencializados por flujos de agua subsuperficial, antiguas cicatrices y actividades antrópicas.    | Viviendas adyacentes al sector afectado además de la vía, de donde anteriormente hubo un saldo de 26 viviendas destruidas;                                                  | <b>Geotécnico</b>  |
| <b>SECTOR CABECERA QDA. LAVAPIE</b>                                       | Ocurrencia de inundaciones y eventuales flujos de lodo, por restricción hidráulica en la cabecera de la quebrada Lavapié.                                                                    | Viviendas ubicadas en la cabecera de la quebrada Lavapié.                                                                                                                   | <b>Hidrológico</b> |
| <b>VERTIENTE IZQUIERDA QDA. LAVAPIE (carrera 9 ciles 7 y 12)</b>          | Ocurrencia de deslizamientos, vertiente empinada y con evidencia de procesos antiguos.                                                                                                       | Viviendas localizadas sobre vertiente empinada y deficiente control de las aguas superficiales.                                                                             | <b>Geotécnico</b>  |
| <b>VERTIENTE DERECHA QDA. DEL PUEBLO (carrera 4, entre ciles 10 y 14)</b> | Ocurrencia de deslizamientos.                                                                                                                                                                | Viviendas localizadas sobre vertiente empinada, construidas con materiales heterogéneos, deficientes sistemas constructivos e inadecuado manejo de las aguas superficiales. | <b>Geotécnico</b>  |

Fuente: Diagnostico de riesgos ambientales de Guática 2020.

**Cuadro 3.5. Descripción de las zonas de riesgo del Municipio de Guática.**

| <b>SECTORES AFECTADOS</b>                                 |                               | <b>AMENAZA</b>                                                                                                                                   | <b>VULNERABILIDAD</b>                                                                                              | <b>RIESGO</b>                     |
|-----------------------------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|
| <b>SECTOR ADYACENTE A LA IGLESIA Y ALCALDIA MUNICIPAL</b> |                               | Ocurrencia de deslizamientos.                                                                                                                    | Viviendas localizadas sobre ladera empinada que hace parte de un escarpe generado por colapso de origen tectónico. | <b>Geotécnico</b>                 |
| <b>AREA RURAL</b>                                         |                               |                                                                                                                                                  |                                                                                                                    |                                   |
| <b>VAREDA LAS LOMAS</b>                                   |                               | Ocurrencia de deslizamientos en la cabecera y afluentes de la quebrada Agua Blanca.                                                              | Zonas con cultivos (cebolla y moreras) y algunas viviendas.                                                        | <b>Hidrológico<br/>Geotécnico</b> |
| <b>VEREDA ALTURAS</b>                                     |                               | Ocurrencia de deslizamientos generados por socavación lateral.                                                                                   | Varias viviendas y zonas de cultivo.                                                                               | <b>Geotécnico</b>                 |
| <b>VEREDA EL SILENCIO</b>                                 |                               | Ocurrencia de deslizamientos y agrietamientos por sobresaturación del suelo, como consecuencia del inadecuado manejo de las aguas superficiales. | Escuela de la Vereda El Silencio.                                                                                  | <b>Geotécnico</b>                 |
| <b>VEREDA EL JORDAN</b>                                   |                               | Deslizamiento complejo entre rotacional y planar, generado por cortes inadecuados y mal manejo de las aguas superficiales.                       | Tramo de la vía que conduce de Guática a Santa Ana, hace parte activa del deslizamiento.                           | <b>Geotécnico</b>                 |
| <b>VEREDA SANTA TERESA</b>                                |                               | Ocurrencia de deslizamientos de tipo rotacional y generados por socavación lateral, asociados a la quebrada Silvia.                              | Cinco viviendas afectadas por el deslizamiento.                                                                    | <b>Geotécnico</b>                 |
| <b>VEREDA LA UNION</b>                                    |                               | Ocurrencia de deslizamientos.                                                                                                                    | Existen cuatro viviendas en el sector del deslizamiento.                                                           | <b>Geotécnico</b>                 |
| <b>CORREGIMIENTO DE SANTA ANA</b>                         | <b>Barrio San José</b>        | Ocurrencia de deslizamientos generados por la concentración e inadecuado manejo de las aguas superficiales.                                      | Gran parte de las viviendas del sector y tramo de la vía que conduce a la vereda Santa Teresa.                     | <b>Geotécnico</b>                 |
|                                                           | <b>Sector antiguo colegio</b> | Ocurrencia de agrietamientos y desplazamientos del terreno por la existencia de lleno antrópico de muy malas propiedades geotécnicas.            | Existen 9 viviendas en pésimo estado constructivo.                                                                 | <b>Geotécnico</b>                 |
|                                                           | <b>Sector puesto de salud</b> | Ocurrencia de inundaciones, por intervención antrópica de una drenaje natural.                                                                   | Resultan afectadas alrededor de dos cuadras de viviendas, incluyendo el puesto de salud y la escuela.              | <b>Hidrológico</b>                |
|                                                           | <b>Barrio El Crucero</b>      | Ocurrencia de inundaciones y empozamientos, por concentración de aguas superficiales e intervención de drenaje natural.                          | Unas seis viviendas se ven afectadas, al igual que la cancha de fútbol.                                            | <b>Hidrológico</b>                |

Fuente: Diagnostico de riesgos ambientales de Guática 2020.

### 3.3.3 Bienestar Social

La preocupación por el bienestar del ser humano es relevante en este tipo de proyectos. Es imperativo de los gobiernos y de las políticas municipales, velar por la calidad de vida de la población y al igual buscar el mejoramiento urbanístico. El principal valor es el elemento humano y su potencial; la realización de sus aspiraciones y el logro de sus metas individuales, familiares y colectivas, regidas bajo principios de competitividad, responsabilidad social y eficiencia.

- **Educación:** El municipio de Guática cuenta con las siguientes instituciones educativas: Instituto Guática, San Clemente, Santa Ana, María Reina y Nuestra Señora de Fátima. En el municipio de Guática para el año 2013 el total de alumnos matriculados en instituciones oficiales y programas especiales de bachillerato rural para jóvenes y adultos fue de dos mil setecientos ochenta y nueve (2789) alumnos en los diferentes grados y centros educativos oficiales del municipio. Además, la tasa de deserción estudiantil para el año 2013 fue de 4.2% lo que representa una deserción de aproximadamente 100 alumnos.

El 57% de la población residente en Guática ha alcanzado el nivel básico primaria y el 23, 6% secundaria, el 0.8% ha alcanzado el nivel profesional y el 0.4% ha realizado estudios de especialización, maestría o doctorado, la población residente sin ningún nivel educativo es el 10,9 de la población total.

- **Cultura:** La cultura es el resultado de cultivar los conocimientos humanos y de afianzar las facultades intelectuales del hombre.

Para habitar, desarrollar y administrar el territorio es necesario conocerlo con sus potencialidades en diversidad biológica despensa para la investigación, el turismo de naturaleza y proveedor de bienes y servicios ambientales.

El municipio de Guática tiene la celebración del 13 de mayo realizada cada año; La Feria de la Cebolla, realizada cada dos años; La fiesta del Agua, cada dos años; y La Feria de La Caña que se realiza en Santa Ana cada dos años. En honor a la alta producción de Caña panelera que se cultiva en dicho corregimiento.

- **Recreación y deporte:** Actualmente Guática cuenta con una buena infraestructura deportiva pero no con programas para aprovechar las mismas; adicionalmente, se está construyendo un coliseo cubierto en la cabecera municipal. Se cuenta también con estadio municipal, coliseo de Baloncesto cancha sintética y otra cancha en el Barrio el Galán.



En la zona rural hay 3 estadios, 3 coliseos ubicados en los corregimientos de Travesías, Santa Ana y San Clemente. Hay en total 22 canchas en las diferentes veredas.

- **Infraestructura de seguridad y justicia:** Cuenta con la estación de Policía en la cabecera municipal y tres subestaciones de policía en los corregimientos de San Clemente, Santa Ana y Travesías. Cada estación y subestación tiene una celda provisional pero el municipio no cuenta con cárcel. Adicionalmente cuenta con una personería ubicada en la cabecera municipal. Existe un juzgado Promiscuo, comisaria de familia.

Organizaciones civiles: Cuerpo oficial de Bomberos y Defensa civil. Una inspectora municipal y 3 rurales.

- **Pobreza:** Según información del DANE censo 2006 del total de los habitantes del municipio de Guática el 25.56% no satisface sus necesidades básicas es decir que cuenta con viviendas inadecuadas, sin servicios básicos, y una alta dependencia económica, siendo mucho mayor en el sector rural que en la zona urbana del municipio, lo que indica las diferencias socio-económicas que existen entre los dos sectores.

Las condiciones precarias de la población representada con servicios básicos inadecuados de acueducto y alcantarillado, el hacinamiento y la pobreza con que viven algunos hogares en el municipio son factores que incrementan la vulnerabilidad de la población frente a la ocurrencia de cualquier evento. Siendo los habitantes del sector rural los que en mayor proporción pueden verse afectados teniendo en cuenta los indicadores del NBI (Necesidades Básicas Insatisfechas).

En Guática se encuentra en funcionamiento la Red Unidos que trabajan en pro de la pobreza extrema; aproximadamente el 10% del municipio, tanto en la zona urbana con 455 familias y zona rural; 355 familias, entre estas familias en condición de desplazamiento (123 familias) y con miembros en condición de discapacidad (20 familias).

Aproximadamente el 30% de las familias son madres cabezas de hogar. Dentro de las actividades que se realizan, se hace un acompañamiento al igual que un reconocimiento de sus necesidades, identificación de su vivienda y habitabilidad, acueducto y alcantarillado, hacinamiento (aproximadamente el 50% de las familias se encuentra en hacinamiento), se da conocimiento de sus derechos y deberes.

Dentro de las principales tensiones que se observa en el programa es la falta de un trabajo estable y tener unos ingresos estables; el desconocimiento de sus deberes y derechos y una capacitación para lograr una sostenibilidad.

- **Vivienda:** Según censo DANE 2005, existen en el municipio 4.499 viviendas, de las cuales 1.172 corresponden a la cabecera municipal y el resto 3.327 viviendas a la zona rural. Los materiales predominantes en las construcciones corresponden principalmente a bloque o ladrillo seguido de bahareque y madera y tabla en menor porcentaje.

Del total de unidades de vivienda, mil trescientos treinta y nueve (1.339) se encuentran ubicadas en la cabecera municipal y las restantes -mil ochocientos ochenta y dos (1.882)- en la zona rural. Es decir, el 58.4% de viviendas están en el área rural del municipio.

El Sistema Municipal de Vivienda de Interés Social del municipio de Guática se desarrolla a través de programas para la construcción y/o mejoramiento de vivienda de iniciativa local, departamental o nacional, localizada dentro del perímetro urbano (cabecera municipal - centros poblados rurales con Unidad de Planificación Rural) del municipio.

### 3.3.4 Condiciones Físicas

**Población:** 12158 habitantes (población ajustada) DANE (2018).

**Área:** El Municipio tiene una extensión de 100.7 km<sup>2</sup>.

**Actividades económicas:** Su economía se basa principalmente en el cultivo de café y actividades agropecuarias. La producción agrícola es de gran importancia en la economía del municipio; se encuentran cultivos como: mora, tomate de árbol, plátano, granadilla, espárragos, cebolla y la caña panelera.

Además de cultivos transitorios como frijol, maíz y tomate, que han catalogado a este municipio como la despensa verde del departamento. Sin embargo, no existen los medios de comercialización adecuados que aseguren y aumenten los ingresos de las personas destinadas a esta labor.

Según información del Sistema de Información y Estadística Territorial- SIETE, el municipio de Guática (Risaralda), cuenta con 4.519 productores, con un área de sembrado de 2.447 hectáreas y cultivos de distribución de área sembrada por tecnología tecnificada de 2.158 hectáreas. La distribución del área sembrada por tecnología (%) equivale a un 94%; el total de cosecha es de 2.900 toneladas.

### 3.3.5 Condiciones Sociales

En el municipio existe como espacios de participación las juntas de acción comunal donde la comunidad participa activamente en la elección de los proyectos del presupuesto participativo el cual

contiene varias temáticas a elegir tales como: salud, educación, vivienda, mejoramiento de vías. Adicionalmente se escoge los veedores que vigilarán la ejecución de dichos proyectos. Con las juntas de acción comunal se mejoró la infraestructura del hospital en relación a los recursos del 2013.

### **3.3.6 Servicios Públicos**

Los servicios públicos son fundamentales y desempeñan un papel esencial en el desarrollo económico y social. Los servicios públicos de suministro de calidad son una condición para la erradicación efectiva de la pobreza.

#### **Energía eléctrica.**

El servicio de energía es prestado por la central Hidroeléctrica de Caldas CHEC. Con una cobertura del 96% en el casco urbano y de más del 92% en la zona rural.

#### **Servicio de Gas.**

Para el año 2013 la cobertura del servicio de gas domiciliario en la zona urbana del municipio es de 73%.

#### **Acueducto, Alcantarillado y Aseo.**

En el casco urbano del municipio de Guática se alcanza una cobertura de servicios de acueducto, alcantarillado, barrido y limpieza del 99%. En cuanto al sector rural, el servicio de acueducto se considera buena debido a que se cuenta con micro cuencas abastecedoras en acueductos rurales que cubre gran parte de los usuarios del municipio mas no el acceso a agua potable y adicionalmente el servicio de alcantarillado. En la mayoría de veredas no se cuenta con una buena disposición final de aguas residuales.

## **3.4 DIAGNÓSTICO DE LA POBLACIÓN**

### **3.4.1 Características de la población objeto o beneficiaria.**

La población directa beneficiada por la elaboración del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado corresponde a los habitantes del casco urbano del municipio de Guática (Risaralda).

### **3.5 CARACTERÍSTICAS SOCIO-CULTURALES DE LA POBLACIÓN Y PARTICIPACIÓN COMUNITARIA.**

#### **3.5.1 Condiciones culturales**

Guática en su territorio cuenta con población indígena organizada como comunidad y cabildos. Según las proyecciones del DANE censo nacional 2005, La población Embera en Guática correspondía al 13,37% equivalente 2019.

En la actualidad la parcialidad indígena de Guática, se encuentran reconocidos en el ministerio del interior con una cantidad de 456 familias inscritas en el censo DANE 2019 y 2.161 familias en total inscritas en la parcialidad, Ésta cuenta con una junta directiva

#### **3.5.2 ¿En qué época se da la mayor población flotante?**

En las épocas donde se evidencia una mayor población flotante es para festividades de fin de año, en la celebración del 13 de Mayo realizada cada año; La Feria de la Cebolla, realizada cada dos años; La fiesta del Agua, cada dos años.

#### **3.5.3 Actividades económicas predominantes**

La principal fuente de ingresos y crecimiento económico viene del sector agropecuario, representado principalmente por el cultivo de café, en segunda instancia se ubican los cultivos de plátano dominico hartón y de cultivos de caña panelera, cebolla fique, mora, granadilla y frutales de clima frio

El desarrollo económico e industrial se impulsa gracias a las cooperativas de cafeteros, mataderos de lácteos y frutas.

#### **3.5.4 Estructura Administrativa Municipal<sup>1</sup>**

La estructura administrativa está dividida en dos órganos: ejecutivo y legislativo.

Órgano legislativo: 11 concejales de elección popular por periodos de 4 años con cuatro sesiones en el año. Se evidencia la ausencia de una secretaria de desarrollo social o similar que asuma las funciones propias de este sector.

Órgano ejecutivo direccionado por el alcalde municipal y 5 secretarias: planeación del gobierno hacienda y control interno y administrativo.

---

<sup>1</sup> Información de la página [www.Guática-risaralda.gov](http://www.Guática-risaralda.gov).



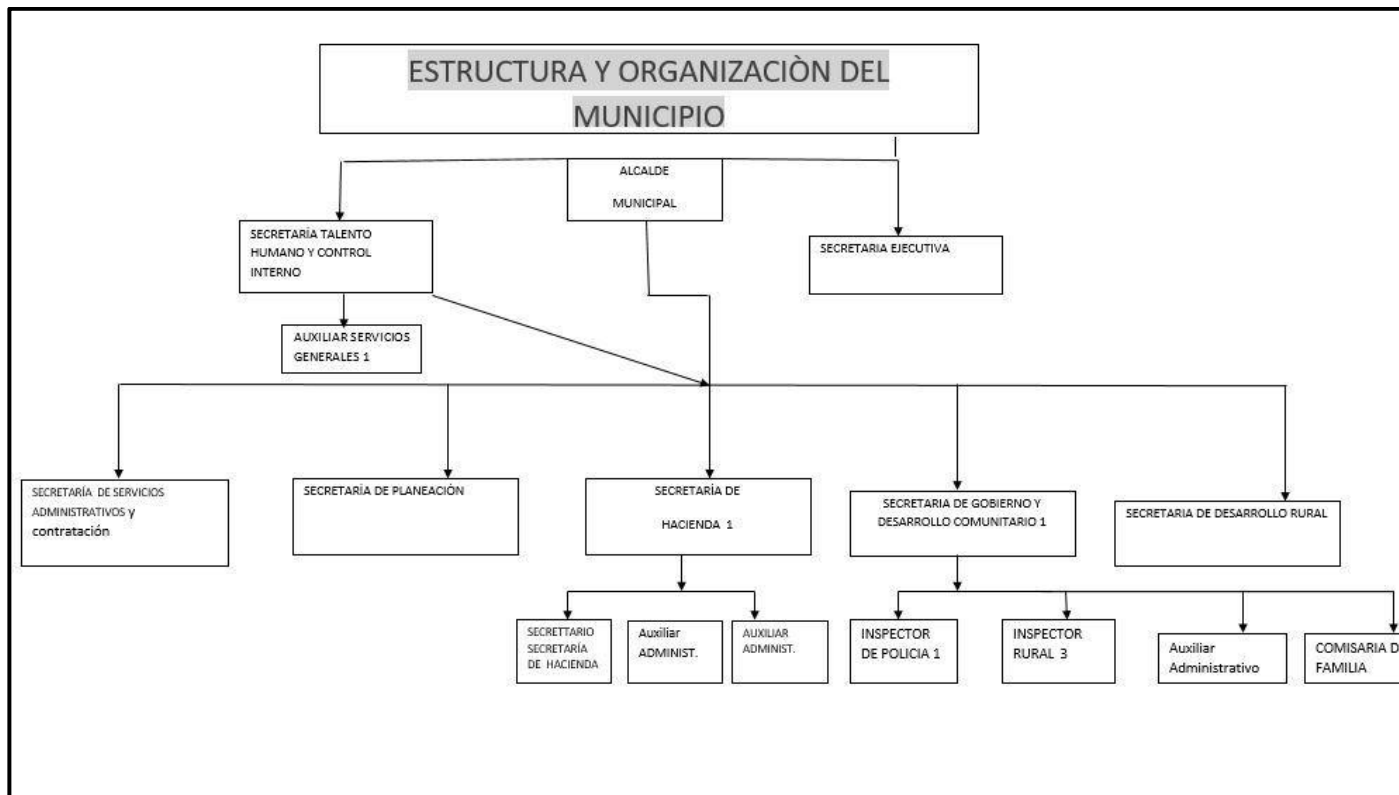


Figura 3.8. Organigrama de la Administración Municipal.

## 4 EVALUACIÓN DE LA OFERTA.

Con el fin de realizar una evaluación preliminar de los componentes de los sistemas de acueducto y alcantarillado en el municipio de Guática, se realizó una investigación en campo que comprendió visitas técnicas, e investigación documental en la empresa prestadora del servicio. Durante esta investigación se identificaron los componentes de los sistemas y se evaluó su estado y operatividad.

Siendo necesario aclarar que la evaluación completa de la conformación, operación, funcionamiento hidráulico y conclusiones del estado de cada uno de los componentes se presentará en el capítulo correspondiente al diagnóstico. Por lo tanto, esta evaluación preliminar sirve de base para determinar la oferta en cuanto a la capacidad de la infraestructura para la prestación de los servicios, así:

### 4.1 SISTEMA DE ACUEDUCTO

#### 4.1.1 Fuente de suministro

El municipio de Guática cuenta con cuatro fuentes de abastecimiento:

- ✓ El Acueducto Regional de Occidente.
- ✓ Quebrada Samaria.
- ✓ Quebrada Los Chorros (Tres ramales - tres captaciones).
- ✓ Galería filtrante La Cabaña o Pira.

La principal fuente es el Acueducto Regional de Occidente que actualmente proporciona aproximadamente el 50% de la demanda, pertenece a la cuenca baja del río Oro, las fuentes de suministro Quebrada Samaria y Quebrada Los Chorros pertenecen a la microcuenca Qdas. Guática Viejo – Los Chorros y por último La Cabaña (Galería filtrante) pertenece a la microcuenca Qdas. El Tigre – Las Camelias. Todas estas microcuencas pertenecientes a la cuenca Río Guática que cuenta con una superficie de 10.500 [Hc], que pertenece a la cuenca del río Risaralda y éste último, afluente del Cauca. En la Figura 4.1 se presentan las microcuencas y la localización de las captaciones.

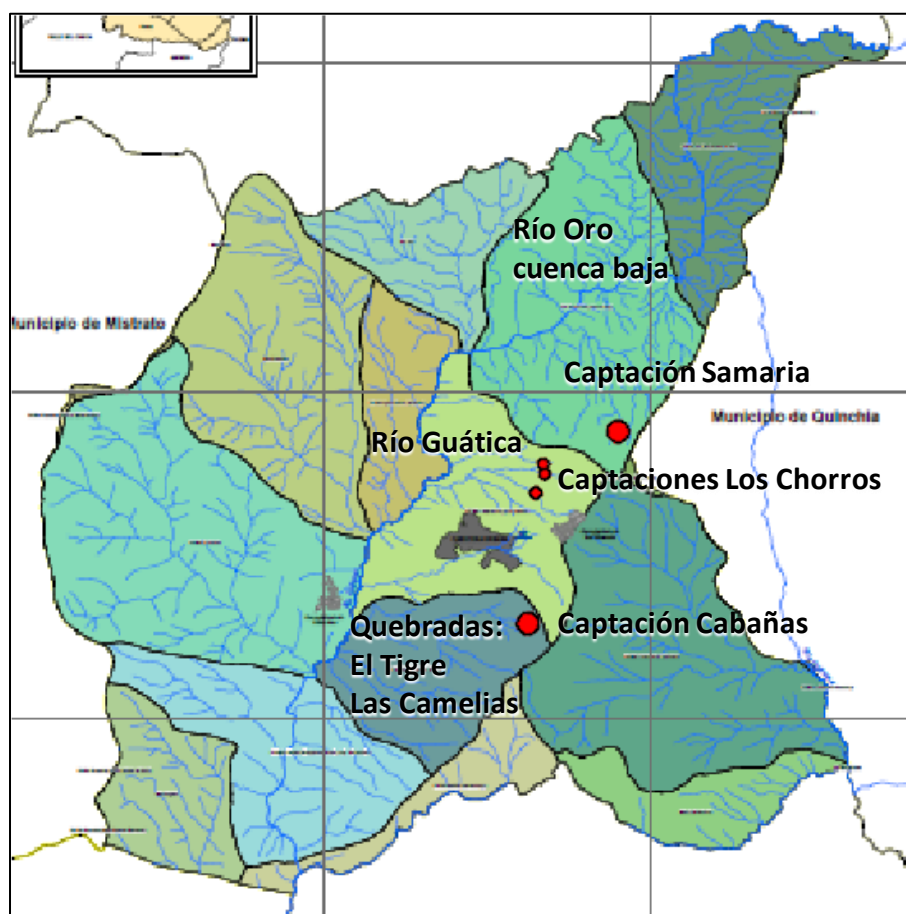


**Figura 4.1. Fuentes de suministro al casco urbano y captaciones**

Fuente: elaboración propia a partir EOT Guática / Anexos / Anexo 4. Listado de Mapas / Archivos PDF / 17\_MICROCUENCAS.

Es preciso anotar que el suministro de agua cruda desde el Acueducto Regional de Occidente en cantidad es suficiente, pero en cuanto a calidad esta fuente de suministro presenta problemas debido a que tiene altos valores de color del agua por largos periodos hasta 28 días continuos y el tipo de planta existente, PTAP convencional no remueve efectivamente este color.

En cuanto a las fuentes El Chuscal y La Palma, en condiciones normales es utilizada para el suministro de agua al corregimiento de San Clemente, durante eventos de contingencia en el sistema que abastece al casco urbano del municipio de Balboa, es decir por falla en las otras aducciones se utiliza un caudal denominado “El Sobrante” el cual es conducido hasta la PTAP del área urbana, siendo preciso anotar que estas fuentes superficiales disponibles aunadas tienen la mayor capacidad de suministro de caudal.

#### 4.1.2 Captación.

El acueducto de Guática cuenta con cinco, la cuales se describen a continuación:

#### 4.1.2.1 Bocatoma El Chuscal:

Esta bocatoma está constituida como un estanque de recolección de los nacimientos de la quebrada El Chuscal, capta el agua a través de una rejilla y descargando por una tubería de aducción con diámetro de 4” en PVC. Es una estructura sumergida o de fondo, en general todos sus componentes: presa o dique, rejilla de captación con medidas de largo de 2.2m y ancho 0.5m, con varillas de 1/8”, canal de aducción, caja de derivación, muros laterales, tanque amortiguador y derivaciones para manejo de excesos están en buenas condiciones estructurales y de conservación. El agua es procesada en un desarenador y luego descargada directamente al lecho de la quebrada La Palma

#### 4.1.2.2 Bocatoma La Palma:

En conjunto con la quebrada el Chuscal produce el caudal para atender el acueducto del corregimiento San Clemente, esta bocatoma está constituida como un estanque de recolección de los nacimientos de la quebrada La Palma, la estructura de esta bocatoma está construida en concreto reforzado y en general se encuentra en buen estado, la rejilla de captación tiene las siguientes medidas; largo 2.5m y ancho 0.44m con barras de 1/4”.

De acuerdo con el estudio y diseño plan maestro de acueducto el caudal de diseño es de 10 L/s. Esta bocatoma recibe directamente en su estanque la descarga de agua que viene del desarenador de la bocatoma de la quebrada el Chuscal en tubería PVC con diámetro de 4”.

*El objetivo de evaluar estas captaciones radica en que el sistema de captación y aducción suministra agua al corregimiento de San Clemente y únicamente en eventos de contingencia se maneja un caudal de sobrantes hacia el acueducto de la zona urbana del municipio. Por lo tanto, los análisis, la evaluación y estudio de **los componentes a estos dos sistemas no hacen parte de la presente consultoría.***

#### 4.1.2.3 Bocatoma Samaria:

Esta bocatoma posee un sistema de lavado deficiente, además de socavación en los taludes exteriores ya que los muros laterales no tienen la altura suficiente para encausar el caudal del agua en épocas de invierno.

#### **4.1.2.4 Bocatoma Los Chorros 1:**

Esta bocatoma no posee: azud de caída, placa de aproximación, pozo de amortiguación y caja de derivación. Por otro lado, los muros laterales no tienen la altura suficiente para encausar el agua ante los aumentos de caudal y la tubería de lavado presenta hundimiento por un golpe.

#### **4.1.2.5 Bocatoma Los Chorros 2:**

Esta bocatoma presenta problemas de filtración ya que el dique y la roca no están sellados de manera adecuada. No posee caja de derivación, además, los muros no tienen la altura suficiente para encausar el agua cuando esta se ve aumentada en caudal. Actualmente se encuentra fuera de servicio.

#### **4.1.2.6 Bocatoma Los Chorros 3:**

Esta bocatoma presenta inconvenientes en su sistema de lavado, por otro lado, los muros no tienen la altura suficiente para encausar el agua cuando esta se ve aumentada, ocasionando desbordamientos. Actualmente se encuentra fuera de servicio.

#### **4.1.2.7 La Cabaña (Galería Filtrante)**

En general su estado es bueno. En esta bocatoma el agua llega a la cámara de salida por medio de una serie de orificios que laminan y aquietan el flujo de agua, la estructura cuenta con sistema de lavado y capta 3 nacimientos a pie de peña de la quebrada Pira uno en cada esquina de la Galería.

### **4.1.3 Desarenación**

#### **4.1.3.1 Desarenador Chuscal:**

Es de tipo convencional que consta de cámara de llegada y aquietamiento, zona de entrada, zona de sedimentación, zona de salida, zona de almacenamiento de arenas, estructura de derivación de excesos al río en un diámetro de 4" en tubería galvanizada, estructura de lavado., su función es poco efectiva ya que una vez el agua sale del desarenador es vertida nuevamente a la quebrada la palma

#### **4.1.3.2 Desarenador La palma:**

Es de tipo convencional que consta de cámara de llegada y aquietamiento, zona de entrada, zona de sedimentación, zona de salida, zona de almacenamiento de arenas y cámara de válvulas.

#### **4.1.3.3 Desarenador Samaria:**

La conformación y tamaño de la estructura garantizan un servicio adecuado, aunque el sistema de válvulas requiere ser optimizado, ya que presenta problemas de conformación.

#### **4.1.3.4 Desarenador Los Chorros:**

La conformación y tamaño de la estructura es adecuada, la tubería de lavado debe ser reemplazada ya que, al poseer un tamaño reducido, esto ocasiona que los tiempos de vaciado sean excesivos, lo que dificulta las labores de mantenimiento. Por otra parte, la tubería de rebose posee un caudal excesivo y continuo el cual debe ser evaluado para determinar las causas del mismo.

#### **4.1.4 Aducción**

- Bocatoma el Chuscal al Desarenador Chuscal: esta red de aducción tiene una longitud de 59 m en PVC Ø3”.
- Aducción desarenador Chuscal a Bocatoma La Palma: esta red de aducción tiene una longitud 770 m en PVC Ø3”.
- Desarenador la Palma a Tanque principal San Clemente esta red de aducción tiene una longitud de 7781 m, dividida en 6966 m en AC de 200 mm de diferentes presiones nominales y 815 m en HD de 200 mm.
- Tanque Principal San Clemente a PTAP: esta red de aducción tiene una longitud de 1353 m en PEAD de 200 mm
- Bocatoma Samaria a Desarenador Samaria: esta red de aducción tiene una longitud de 270 m en AC Ø4”.
- Bocatoma los Chorros a Desarenador Los Chorros
  - Chorros 3 a Chorros 2: esta aducción tiene una longitud de 113 metros en PVC Ø3”.
  - Chorros 2-3 a Chorros 1: esta aducción tiene una longitud de 189 metros en PVC Ø3”.
  - Chorros 1 a Desarenador Los Chorros: esta aducción tiene una longitud de 40 metros en HG de Ø4” hasta el punto de unión con Los Chorros 2 y 3, posteriormente continúan hasta el Desarenador Los Chorros en se une con Los Chorros 2 y 3 y continúan hasta el Desarenador 25 metros en PVC de Ø3”.



- Aducción desarenador Samaria – Chorros - PTAP
- Desarenador Los Chorros hasta juntarse con la aducción del Desarenador Samaria: 486 metros en PVC de Ø3”.
- Desarenador Samaria hasta juntarse con la aducción del Desarenador Los Chorros: 5311 metros en PEAD de 200 mm de diferentes Presiones Nominales.
- Aducción desde el punto de unión de Samaria y Los Chorros hasta la PTAP: 1281 metros en PEAD de 200 mm.

#### **4.1.5 Estado de la Planta de Potabilización (PTAP)**

- En la planta de tratamiento se realizan labores de mantenimiento una vez al mes, Pero no está en capacidad de asimilar picos de turbiedad.
- Normalmente no se dispone de un sistema de paramentos de control de la calidad del agua, solamente se ejecutan ensayos una vez al mes.
- A pesar de que la planta dispone de un sistema de floculación en buenas condiciones, no se hace el proceso de Coagulación – Floculación.
- El 50% del sistema de filtración no funciona
- No se dispone de cámara de contacto de cloro
- El material del lecho filtrante se ha ido perdiendo en el proceso de filtración o de lavado.
- Canaleta Parshall presenta desgaste

#### **4.1.6 Tanques de almacenamiento**

El municipio cuenta con tres tanques de almacenamiento, el principal tiene una capacidad de 255.0 m<sup>3</sup> construido en concreto reforzado, a la salida cuenta con macro medidor, el segundo tanque abastece el hospital del municipio este tiene una capacidad de 82 m<sup>3</sup>. El tercer tanque localizado en el sector de pira, tiene una capacidad de 179 m<sup>3</sup>. y abastece cierta parte de la zona urbana del municipio.

#### **4.1.7 Redes de distribución**

La red de distribución de agua tratada del acueducto del casco urbano del municipio de Guática inicia en los tanques de almacenamiento 1 y 2, ubicados en la Planta de Tratamiento de Agua Potable, desde estos se distribuye agua potable por gravedad hacia el hospital y gran parte del casco urbano, además cuenta con una red expresa que va directamente a los tanques 3 y 4 ubicados en el sector de Pira, los cuales distribuyen agua hacia el restante del casco urbano del municipio; la red está alimentada por tuberías de PVC y AC con diámetros de 1 1/2”, 2”, 3”, 4”, 6”, 8” y 10”, que distribuyen a todos los sectores del casco urbano.

### **4.2 SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

Con el fin de realizar una evaluación preliminar de los componentes del sistema de Alcantarillado en el municipio de Guática, se realizó una investigación en campo que comprendió visitas técnicas e investigación documental en la Empresa Prestadora del Servicio.

Durante esta investigación se identificaron los componentes del sistema y se evaluó su estado y operatividad. Siendo necesario aclarar que la evaluación completa de la conformación y operación de cada uno de los componentes se hará en el capítulo correspondiente al diagnóstico de alcantarillado. Por lo tanto, esta evaluación preliminar sirve de base para determinar la oferta en cuanto a la capacidad de la infraestructura para la prestación de los servicios.

#### **4.2.1 Redes existentes**

El sistema de redes de alcantarillado de Guática está conformado por tuberías en concreto, PVC-Novafort y PEAD AR, Las tuberías en concreto comprenden diámetros que van desde 8” hasta 24”, las tuberías en PVC-Novafort comprenden diámetros que van desde 200 mm hasta 450 mm y por ultimo las tuberías en PEAD AR tiene diámetro de 200 mm

La extensión total de las redes de alcantarillado es de 9221 m aproximadamente.

#### **4.2.2 Planta de tratamiento de agua residual**

El sistema de alcantarillado no cuenta con un sistema de tratamiento de las aguas residuales.

## 5 CÁLCULO DE LA PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN Y DEMANDA.

### 5.1 DEFINICIÓN DE PERÍODOS DE DISEÑO.

El periodo de diseño corresponde al número de años durante los cuales la infraestructura propuesta por el estudio para el mejoramiento y optimización de los servicios de acueducto y alcantarillado, es la adecuada para satisfacer las necesidades de la población beneficiada, de conformidad con la resolución 0330 de 2017, artículo 40, el periodo de diseño para todos los componentes de los sistemas de acueducto y alcantarillado es de 25 años, año 2021 a 2046.

### 5.2 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN URBANA DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA.

#### 5.2.1 Datos censales DANE.

Para definir el nivel de complejidad del sistema según las normas establecidas por la resolución 0330 de 2017, la estimación de la población es un determinante fundamental es por ello que se recopiló información demográfica del municipio de Guática de los censos de población del DANE, así como de la información de suscriptores de la empresa de servicios públicos.

A continuación, se presentan los datos oficiales del DANE para la población de la cabecera municipal correspondientes a los censos de los años 1985, 1993, 2005 y 2018

**Cuadro 5.1. Datos históricos de población en cabecera del municipio de Guática**

| Datos historicos Población DANE |           |        |
|---------------------------------|-----------|--------|
| Año                             | Población | Fuente |
| 1985                            | 3489      | DANE   |
| 1993                            | 3016      | DANE   |
| 2005                            | 3644      | DANE   |
| 2018                            | 3433      | DANE   |

Fuente: Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE)

De acuerdo a los resultados obtenidos con la información oficial disponible en el DANE, se obtiene que la población disminuyó, esto nos arroja una tasa negativa por lo cual no se puede utilizar esta información para la determinación de la proyección de la población.

#### 5.2.2 Datos históricos de los suscriptores urbanos del municipio.

Teniendo en cuenta que la ESP lleva un registro de la variación y crecimiento de sus suscriptores del área urbana desde el año 2017 para los suscriptores urbanos, como se presenta en el Cuadro 5.2.

La proyección de crecimiento de la población se analizará con base en el comportamiento de la rata de crecimiento de los suscriptores. En el Anexo A se presenta la información original suministrada por la ESP.

**Cuadro 5.2. Histórico de la variación anual de los suscriptores urbanos.**

| SUSCRIPTORES RESIDENCIALES |              |
|----------------------------|--------------|
| Año                        | Suscriptores |
| 2017                       | 1258         |
| 2018                       | 1273         |
| 2019                       | 1281         |
| 2020                       | 1334         |
| 2021                       | 1342         |

### 5.2.3 Métodos de proyección de población

En la definición de la proyección de población del municipio de Guática, se analizaron los datos obtenidos de los métodos aritmético, geométrico y exponencial, mediante la aplicación de las siguientes expresiones y teniendo en cuenta para esto los datos de los censos de 1938, 1951, 1964, 1973, 1985, 1993, 2005, 2018.

Método aritmético.

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \times (T_f - T_{uc})$$

Método geométrico:

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

La tasa de crecimiento anual, se expresa de la siguiente forma:

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

Método exponencial:

$$P_f = P_{ci} e^{K(T_f - T_{ci})}$$

La tasa de crecimiento anual, se expresa de la siguiente forma:

$$K = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

- Pf: Es la población correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población.
- Puc: Es la población correspondiente al último año censado con información.
- Pci: Es la población correspondiente al censo inicial con información.
- Tuc: Es el año correspondiente al último año censado con información.
- Tci: Es el año correspondiente al censo inicial.
- Tf: Año el cual se quiere proyectar la información.
- r: Tasa de crecimiento anual en forma decimal para el método geométrico.
- k: Tasa de crecimiento anual para el método exponencial.

Con base en el histórico de datos censales, se hallan la rata de crecimiento (r) y el k para los periodos censales disponibles, cuyos resultados se presentan en el Cuadro 5.3.

## 5.2.4 Determinación de la tasa de crecimiento.

### 5.2.4.1 Con base en los datos consultados en el DANE.

#### ✓ Información consultada en 4 últimos censos del DANE.

Se definió la tasa de crecimiento por lo diferentes métodos en base a las estadísticas del DANE del censo de los años, 1985, 1993, 2005, 2018, obteniendo los siguientes resultados. A continuación, se relaciona el Cuadro 5.3 las tasas de crecimiento para cada periodo según datos consultados en el DANE.

**Cuadro 5.3. Comportamiento de los parámetros r y k, a partir de los datos consultados en el DANE.**

| RATAS DE CRECIMIENTO DANE |           |            |             |
|---------------------------|-----------|------------|-------------|
| Fuente                    | Periodo   | Geométrico | Exponencial |
|                           |           | r          | k           |
| DANE                      | 1985-1993 | -0,018     | -0,018      |
| DANE                      | 1993-2005 | 0,016      | 0,016       |
| DANE                      | 2005-2018 | -0,005     | -0,005      |
| PROMEDIO                  |           | -0,002     | -0,002      |

De acuerdo a los resultados obtenidos con la información disponible en el DANE, se obtiene promedio para los métodos Geométrico y Exponencial negativa (-0.2%), lo cual es inconsistente con respecto a las dinámicas poblacionales que se presentan en el Municipio.

### 5.2.4.2 Con base en el histórico de suscriptores de la ESP.

Teniendo en cuenta que se dispone de la información de la cantidad de suscriptores durante un periodo de tiempo que representa la evolución histórica de la demanda de agua potable, se hallan las ratas de crecimiento (r) y el (k) para cada par de años consecutivos, cuyos resultados se presentan en el Cuadro 5.4 y que corresponde a la zona urbana del municipio.

**Cuadro 5.4. Resumen tasas de crecimiento de la población.**

| RATAS DE CRECIMIENTO SUCRIPTORES |              |              |
|----------------------------------|--------------|--------------|
| Periodo                          | Geometrico   | Exponencial  |
|                                  | r            | k            |
| 2017-2018                        | 0,012        | 0,012        |
| 2018-2019                        | 0,006        | 0,006        |
| 2019-2020                        | 0,041        | 0,041        |
| 2020-2021                        | 0,006        | 0,006        |
| <b>PROMEDIO</b>                  | <b>0,016</b> | <b>0,016</b> |

De acuerdo a los resultados obtenidos con la información suministrada por la Empresa de Servicios Públicos, se halla una rata de crecimiento promedio de 1.6%

Analizando cada una de las tasas calculadas para cada una de las fuentes analizadas, el consultor decide utilizar una rata de crecimiento de 1,6% tomada del promedio de los cálculos de los suscriptores de la ESP.

### 5.2.5 Cálculo de la proyección de crecimiento de la población en el área urbana

Con base en el periodo de diseño del proyecto (25 años, año 2046), y aplicando la rata de crecimiento poblacional de 1.6% en el Cuadro 5.6 se calcula la proyección de la población

#### 5.2.5.1 Población flotante

El municipio de Guática no tiene una actividad turística representativa. Sus actividades económicas son basadas principalmente en el sector agropecuario. El potencial de población flotante del municipio corresponde a la afluencia de habitantes de la zona rural en los días sábados, domingos y festivos y a la población oriunda del municipio que ha migrado a otras zonas del país y suele visitar sus familiares en vacaciones de finales y principios de año.

Debido a la falta de información primaria para cuantificar esta población, el consultor decide utilizar un valor del 20%, de acuerdo a las dinámicas de movimiento poblacional observadas en el municipio.

#### 5.2.5.2 Cálculo de la densidad Habitantes/suscriptor para el año 2021:

Habitantes del municipio, proyectados por el DANE para el año 2021: 3906 [Hab].  
Suscriptores residenciales urbanos del sistema de acueducto 2021: 1342 [Suscript.]

$$Densidad = \frac{3906 [Hab]}{1342 [Suscriptores]}$$

$$Densidad = 2.9 \frac{[Hab]}{[Suscriptor]}$$

Con los cálculos realizados anteriormente se establece un promedio de 3 personas por hogar para la zona urbana del municipio de Guática Risaralda.

#### 5.2.5.3 Definición de la demanda para otros usos.

Utilizando la información suministrada por la ESP que se presenta en el Anexo A, se obtienen para el último año, los porcentajes ponderados sobre el volumen del consumo residencial de los volúmenes facturados para otros usos, esto es comerciales y oficial en la zona urbana, como se presenta a continuación:

**Cuadro 5.5. Porcentajes ponderados sobre el volumen residencial de otros usos.**

| TIPO DE USO | VOLUMEN FACTUADO<br>AÑO 2020 [m3] | %<br>PONDERADO |
|-------------|-----------------------------------|----------------|
| RESIDENCIAL | 152278                            |                |
| OTROS USOS  | 18772                             | 12%            |

Para el cálculo del consumo en los otros usos (comercial y oficial) se aplicará el 12% del consumo residencial.

#### 5.2.5.4 Proyección de la población en el área urbana y determinación de la población.

Considerando que los resultados de la proyección de la población por el método aritmético, tiene un fuerte desfase con relación a los otros dos métodos (geométrico y exponencial) se decide tomar el promedio únicamente de estos últimos dos métodos.

**Cuadro 5.6. Proyecciones de la población en el área urbana**

| AÑO  | ARITMETICO | GEOMETRICO | EXPONENCIAL | PROMEDIO (GEOM-EXPO) | POBLACION FLOTANTE |
|------|------------|------------|-------------|----------------------|--------------------|
| 2021 | 3906       | 3906       | 3906        | 3906                 | 781                |
| 2022 | 4064       | 3970       | 3970        | 3970                 | 794                |
| 2023 | 4221       | 4035       | 4034        | 4035                 | 807                |
| 2024 | 4379       | 4101       | 4100        | 4101                 | 820                |
| 2025 | 4537       | 4169       | 4167        | 4168                 | 834                |
| 2026 | 4694       | 4237       | 4235        | 4236                 | 847                |
| 2027 | 4852       | 4306       | 4304        | 4305                 | 861                |
| 2028 | 5010       | 4377       | 4374        | 4375                 | 875                |
| 2029 | 5167       | 4449       | 4445        | 4447                 | 889                |
| 2030 | 5325       | 4522       | 4517        | 4520                 | 904                |
| 2031 | 5483       | 4596       | 4591        | 4593                 | 919                |
| 2032 | 5640       | 4671       | 4666        | 4668                 | 934                |
| 2033 | 5798       | 4748       | 4742        | 4745                 | 949                |
| 2034 | 5956       | 4826       | 4819        | 4822                 | 964                |
| 2035 | 6113       | 4905       | 4898        | 4901                 | 980                |
| 2036 | 6271       | 4985       | 4977        | 4981                 | 996                |
| 2037 | 6429       | 5067       | 5058        | 5063                 | 1013               |
| 2038 | 6586       | 5150       | 5141        | 5145                 | 1029               |
| 2039 | 6744       | 5234       | 5225        | 5229                 | 1046               |
| 2040 | 6902       | 5320       | 5310        | 5315                 | 1063               |
| 2041 | 7059       | 5407       | 5396        | 5402                 | 1080               |
| 2042 | 7217       | 5496       | 5484        | 5490                 | 1098               |
| 2043 | 7375       | 5586       | 5573        | 5580                 | 1116               |
| 2044 | 7532       | 5678       | 5664        | 5671                 | 1134               |
| 2045 | 7690       | 5771       | 5757        | 5764                 | 1153               |
| 2046 | 7848       | 5865       | 5850        | 5858                 | 1172               |

En la Figura 5.1, se puede observar la representación gráfica de la proyección de la población para el municipio de Guática Risaralda, hasta el periodo de diseño (2046) utilizando los métodos anteriormente descritos.

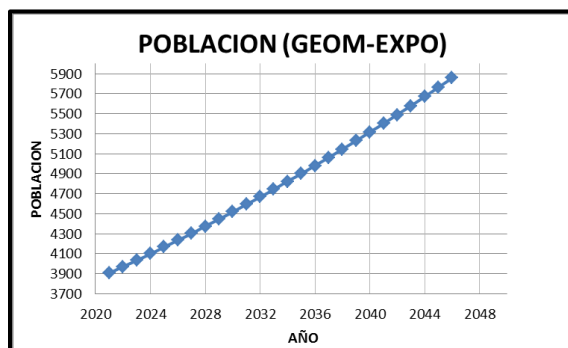


**Figura 5.1. Proyección de población urbana en el periodo de diseño del proyecto**



## 5.3 CÁLCULO DE LA DEMANDA PROYECTADA PARA EL PERIODO DE DISEÑO

La demanda se define como el caudal medio de suministro proyectado al periodo de diseño del proyecto (25 años, año 2046), considerando los diferentes usos del agua y el porcentaje de pérdidas técnicas máximo admitido, de acuerdo con el Cuadro 5.6, la población urbana esperada para dicho periodo (año 2046) será de 5252 habitantes.

### 5.3.1 Variables consideradas para el análisis

Dotación Neta ( $D_N$ ): Cantidad de agua suministrada para satisfacer las necesidades de consumo de un habitante, medida antes de pérdidas. Esta demanda incluye la proyección del crecimiento poblacional.

El Índice de Agua No Contabilizada (*I.A.N.C.*) se define de la siguiente manera:

$$I. A. N. C. = \frac{Vol_{agua\ producida} - Vol_{agua\ facturada}}{Vol_{agua\ producida}}$$

Dotación bruta ( $D_b$ ) actual: Es la dotación neta, afectada por el porcentaje de pérdidas técnicas.

$$D_b = \frac{D_N}{(1 - \%Perdidas\ técnicas)}$$

Los componentes técnicos corresponden a los volúmenes de agua que se pierden en las unidades del sistema como consecuencia de sus condiciones físicas u operacionales. Estas pérdidas se producen principalmente en la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP), Tanques de almacenamiento, cámaras de quiebre de presión y en la red de distribución.

Son los volúmenes de agua que se pierden como consecuencia de fallas en la infraestructura o por evaporación. Se manifiestan como fugas en las juntas entre tuberías, accesorios (válvulas, ventosas, medidores, llaves), y fugas por roturas, filtraciones y goteos en las diversas unidades del sistema.

La Demanda se define como el caudal medio de suministro, considerando los diferentes usos del agua y el porcentaje de pérdidas máximo admitido.

Cobertura del Servicio: Número de habitantes con cobertura del servicio con relación al número total de habitantes, de acuerdo con la información estadística de los usuarios se tiene una cobertura de los servicios de acueducto y alcantarillado del 100% para el área urbana del municipio.

## 5.3.2 Dotación neta.

### 5.3.2.1 Dotación neta actual.

La dotación neta para el año 2020 se puede determinar mediante la relación entre el Volumen residencial facturado del año 2020 y la población base para ese año.

$$D_{Nactual} = \frac{V_R}{P_B}$$

D<sub>N</sub> actual: Dotación Neta 2020.  
 V<sub>R</sub>: Volumen residencial facturado 2020  
 P<sub>B</sub>: Población Base 2020.

Por lo tanto:

$$D_{Nactual} = \frac{152278[m^3]}{3683[hab]}$$

$$D_{Nactual} = \frac{417200[L/dia]}{3683[hab]}$$

$$D_{Nactual} = \frac{113.28 [l/día]}{[hab]}$$

### 5.3.2.2 Dotación neta para el proyecto.

La dotación neta se toma de la tabla 1 de la Resolución No 0330 del 08 de junio de 2017 en la cual se define:

**Cuadro 5.7. Dotación neta según la altura sobre el nivel del mar de la población**

| ALTURA PROMEDIO<br>SOBRE EL NIVEL DEL MAR<br>DE LA ZONA ATENDIDA | DOTACIÓN<br>NETA MÁXIMA<br>(L/Hab-día) |
|------------------------------------------------------------------|----------------------------------------|
| > 2000 msnm                                                      | 120                                    |
| 1000 - 2000 msnm                                                 | 130                                    |
| < 1000 msnm                                                      | 140                                    |

El municipio de Guática tiene una altitud media de 1820 m.s.n.m. para esta altura se tiene establecido entonces una dotación neta de 130 [l/hab-día], para la zona urbana;

Para la dotación neta correspondiente a la población flotante se utilizara un valor de 65 [litros/(Hab – día)], que corresponde al 50% de la dotación neta de la población residencial, teniendo en cuenta que una parte importante de esta población corresponde a población del sector rural que solo realizan actividades comerciales y se regresan el mismo día al sitio de origen.

### 5.3.3 Indicé de Agua No Contabilizada (I.A.N.C.)

Utilizando la información suministrada por la ESP de Guática sobre el agua producida y el agua facturada para cada año entre el 2016 y el 2020 y con la ecuación definida anteriormente para el cálculo del IANC, se tienen los siguientes valores:

**Cuadro 5.8. Cálculo del IANC para la zona urbana de Guática.**

| AÑO  | AGUA FACTURADA<br>[m3] | AGUA PRODUCIDA<br>[m3] | IANC<br>[%] |
|------|------------------------|------------------------|-------------|
| 2016 | 165577                 | 159559                 | -4%         |
| 2017 | 167746                 | 199021                 | 16%         |
| 2018 | 275108                 | 329807                 | 17%         |
| 2019 | 161852                 | 370411                 | 56%         |
| 2020 | 171050                 | 328506                 | 48%         |

Hay que tener en cuenta que la empresa de servicios públicos para el año 2016 cuenta con registros del agua producida desde agosto hasta diciembre y para el año 2017 cuenta con información desde enero hasta junio. Por tal razón el IANC en estos años es más bajo

Del Cuadro 5.8, se adopta como I.A.N.C. el valor calculado de pérdidas para el año 2020, que corresponde a 48%.

Debido a que el municipio no dispone de los elementos de medición y registro para definir la composición de las pérdidas de agua potable, el consultor decide asignar que el IANC se compone en pérdidas comerciales que corresponden al 30% y las pérdidas técnicas al 70%, de esta manera se concluye que el porcentaje de pérdidas técnicas actuales es de 34%.

$$Pérdidas Técnicas = IANC \times Factor Pérdidas Técnicas$$

$$Pérdidas Técnicas = 48\% \times 70\%$$

$$Pérdidas Técnicas = 33,6\%$$

Igualmente, el consultor con base en el resultado del cálculo de la dotación neta actual 113.28 l/hab-día a partir de la información suministrada por la ESP, define que el IANC se divide en pérdidas comerciales corresponden al 30% y las pérdidas técnicas al 70%, de esta manera se concluye que el porcentaje de pérdidas técnicas actuales es de 34%.

#### 5.3.4 Dotación bruta actual

La dotación bruta, se obtiene dividiendo la dotación neta por la diferencia de uno menos las pérdidas técnicas, así:

$$D_{b[2020]} = \frac{D_N}{(1 - \%Perdidas\ técnicas)}$$

$$D_{b[2020]} = \frac{113.28 \left[ \frac{l}{Hab - día} \right]}{(1 - 33.6\%)}$$

$$D_{b[2020]} = 170.6 \left[ \frac{l}{Hab - día} \right]$$

#### 5.3.5 Dotación bruta para el proyecto.

En la Resolución 0330, artículo 44, define que el valor de las pérdidas técnicas debe ser del 25%, teniendo en cuenta lo anterior en reunión conjunta entre el equipo de la consultoría y el personal técnico de la ESP de Guática, se definió, que con la implementación de un programa de reducción de pérdidas técnicas para lograr el valor de 25% se hará gradualmente en un periodo de 5 años, tal como se indica en el cálculo de la proyección de la demanda Cuadro 5.9.

Seguidamente se presenta el cálculo de la dotación bruta proyectada de largo plazo:

$$D_{b[2018]} = \frac{130 \left[ \frac{l}{Hab - día} \right]}{(1 - 25\%)}$$

$$D_{b[2018]} = 173.33 \left[ \frac{l}{Hab - día} \right]$$

### 5.3.6 Factores de mayoración de la demanda.

Debido a que no se cuenta con elementos de macromedición para determinar con certeza los factores de mayoración, se utilizarán los recomendados en la resolución 0330 de 2017 (Art. 47 Caudales de diseño) para poblaciones menores o iguales a 12.500 habitantes, al periodo de diseño en ningún caso el factor de mayoración K1 que se utiliza para determinar el Caudal Máximo Diario (QMD) y el factor de mayoración K2 para el Caudal Máximo Horario (QMH) no deben ser superiores a los siguientes valores:

K1: 1.3

K2: 1.6

Por lo tanto, el consultor de manera conservadora selecciona estos valores permitidos por la normatividad, los caudales QMD y QMH que corresponden a las siguientes expresiones:

$$QMD = Qmd \times 1.3$$

$$QMH = QMD \times 1.6$$

### 5.3.7 Caudales de Diseño

Con la cual se determinará el caudal diseño para el mejoramiento y/u optimización de los diferentes componentes del sistema. En el Cuadro 5.9, se presenta la proyección anual de la población y demanda para el periodo de diseño del proyecto (2021 - 2046) para la zona urbana, aplicando los parámetros antes definidos.

En el Cuadro 5.9 se presenta la proyección de la demanda para el casco urbano del municipio de Guática, Risaralda.

**Cuadro 5.9. Proyección de la demanda para el casco urbano del municipio de Guática.**

| Año  | Poblacion   |          | DOT.NETA(l/hab-dia) |          | Perdidas % | DOT. BRUTA (l/hab- |          | Consumos Totales |          |                | CAUDAL (l/s)       |                     |                      |
|------|-------------|----------|---------------------|----------|------------|--------------------|----------|------------------|----------|----------------|--------------------|---------------------|----------------------|
|      | Residencial | Flotante | Residencial         | Flotante |            | Residencial        | Flotante | Residencial      | Flotante | Otros Usos 12% | Medio diario (qmd) | Maximo diario (QMD) | Maximo horario (QMH) |
| 2021 | 3906        | 781      | 130                 | 65       | 34%        | 197                | 98       | 8,90             | 0,89     | 1,18           | 10,97              | 14,26               | 22,82                |
| 2022 | 3970        | 794      | 130                 | 65       | 32%        | 191                | 96       | 8,78             | 0,88     | 1,16           | 10,82              | 14,07               | 22,51                |
| 2023 | 4035        | 807      | 130                 | 65       | 30%        | 186                | 93       | 8,67             | 0,87     | 1,14           | 10,68              | 13,89               | 22,22                |
| 2024 | 4101        | 820      | 130                 | 65       | 27%        | 178                | 89       | 8,45             | 0,85     | 1,12           | 10,41              | 13,54               | 21,66                |
| 2025 | 4168        | 834      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 8,36             | 0,84     | 1,10           | 10,30              | 13,39               | 21,43                |
| 2026 | 4236        | 847      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 8,50             | 0,85     | 1,12           | 10,47              | 13,61               | 21,78                |
| 2027 | 4305        | 861      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 8,64             | 0,86     | 1,14           | 10,64              | 13,83               | 22,13                |
| 2028 | 4375        | 875      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 8,78             | 0,88     | 1,16           | 10,81              | 14,06               | 22,49                |
| 2029 | 4447        | 889      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 8,92             | 0,89     | 1,18           | 10,99              | 14,29               | 22,86                |
| 2030 | 4520        | 904      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 9,07             | 0,91     | 1,20           | 11,17              | 14,52               | 23,23                |
| 2031 | 4593        | 919      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 9,22             | 0,92     | 1,22           | 11,35              | 14,76               | 23,61                |
| 2032 | 4668        | 934      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 9,37             | 0,94     | 1,24           | 11,54              | 15,00               | 24,00                |
| 2033 | 4745        | 949      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 9,52             | 0,95     | 1,26           | 11,73              | 15,25               | 24,39                |
| 2034 | 4822        | 964      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 9,67             | 0,97     | 1,28           | 11,92              | 15,49               | 24,79                |
| 2035 | 4901        | 980      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 9,83             | 0,98     | 1,30           | 12,11              | 15,75               | 25,20                |
| 2036 | 4981        | 996      | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 9,99             | 1,00     | 1,32           | 12,31              | 16,01               | 25,61                |
| 2037 | 5063        | 1013     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 10,16            | 1,02     | 1,34           | 12,51              | 16,27               | 26,03                |
| 2038 | 5145        | 1029     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 10,32            | 1,03     | 1,36           | 12,72              | 16,53               | 26,45                |
| 2039 | 5229        | 1046     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 10,49            | 1,05     | 1,38           | 12,93              | 16,80               | 26,88                |
| 2040 | 5315        | 1063     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 10,66            | 1,07     | 1,41           | 13,14              | 17,08               | 27,32                |
| 2041 | 5402        | 1080     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 10,84            | 1,08     | 1,43           | 13,35              | 17,36               | 27,77                |
| 2042 | 5490        | 1098     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 11,01            | 1,10     | 1,45           | 13,57              | 17,64               | 28,22                |
| 2043 | 5580        | 1116     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 11,19            | 1,12     | 1,48           | 13,79              | 17,93               | 28,69                |
| 2044 | 5671        | 1134     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 11,38            | 1,14     | 1,50           | 14,02              | 18,22               | 29,15                |
| 2045 | 5764        | 1153     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 11,56            | 1,16     | 1,53           | 14,25              | 18,52               | 29,63                |
| 2046 | 5858        | 1172     | 130                 | 65       | 25%        | 173                | 87       | 11,75            | 1,18     | 1,55           | <b>14,48</b>       | <b>18,82</b>        | <b>30,11</b>         |

Del cuadro anterior se tiene los caudales de diseño

Caudal medio diario (qmd): 14.48 L/s  
 Caudal Máximo Diario proyectado QMD: 18.82 L/s,  
 Caudal Máximo Horario (QMH): 30.11 L/s

De conformidad con la resolución 0330 de 2017, artículo 47 y 99, los caudales de diseño para los diferentes componentes del sistema de acueducto, son:

**Cuadro 5.10. Caudales de diseño para cada componente.**

| COMPONENTE                             | CAUDAL | VALOR |
|----------------------------------------|--------|-------|
| BOCATOMA                               | 2XQMD  | 37,64 |
| DESARENADOR                            | QMD    | 18,82 |
| ADUCCION                               | QMD    | 18,82 |
| CONDUCCION                             | QMD    | 18,82 |
| TANQUE DE ALMACENAMIENTO               | QMD    | 18,82 |
| PLANATA DE TRANAMIENTO DE AGUA POTABLE | QMD    | 18,82 |
| RED DE DISTRIBUCION                    | QMH    | 30,11 |

## 6 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

### 6.1 AMARRE TOPOGRÁFICO

#### 6.1.1 Sistema Magna Sirgas

De acuerdo a la RESOLUCIÓN 068 28/01/2005 por la cual se adopta como único Datum oficial de Colombia el Marco Geocéntrico Nacional de Referencia: MAGNA-SIRGAS.

Para la representación de estas coordenadas geográficas en un plano, la proyección cartográfica oficial utilizada en Colombia hasta el año 2020 es Gauss -Krüger (IGAC, 2005), datum MAGNA SIRGAS.

Gauss-Krüger es una adaptación de la proyección transversa de Mercator, utiliza como superficie de referencia el área superficial de un cilindro transversotangente a lo largo del meridiano de origen (meridiano central).

MAGNA (Marco Geocéntrico Nacional de Referencia)

SIRGAS (Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas)

#### 6.1.2 Sobre los Sistemas de Orígenes en Colombia.

Hasta el 2020 se contaba con seis 6 orígenes complementarios y su utilización dependía de la localización del punto donde se requiera el producto cartográfico así:

1. Central
2. Este
3. Oeste
4. Este-este
5. Insular
6. Oeste-oeste

La localización de las zonas de orígenes se presenta en la Figura 6.1



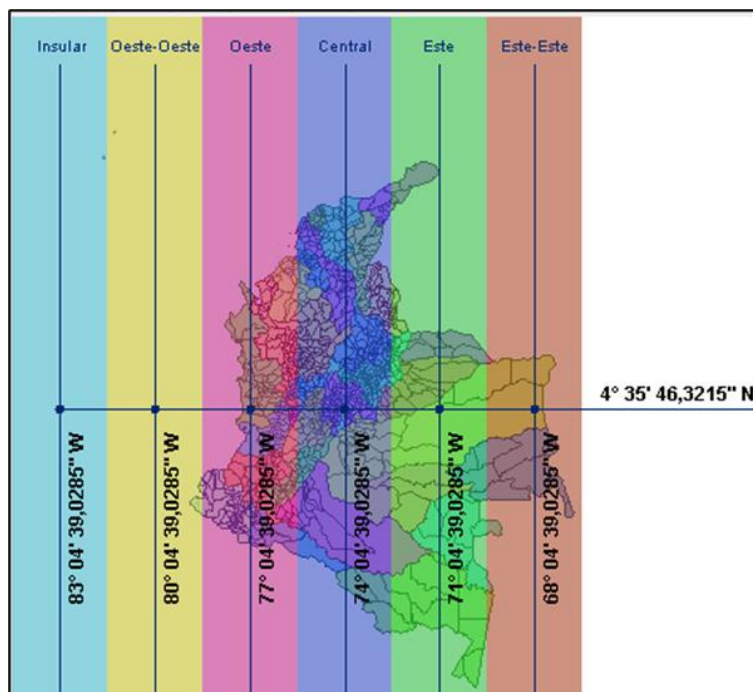


**Figura 6.1. Tipos de orígenes para Colombia**

Fuente: Instituto Geográfico Agustín Codazzi

De acuerdo a la figura anterior a Risaralda le correspondería el sistema con Origen Oeste donde

### 6.1.3 Sistema de coordenadas MAGNA - SIRGAS Colombia origen Oeste

Este sistema de coordenadas es uno de los orígenes complementarios que se han establecido a 3° y 6° de longitud al este y oeste del origen principal de las coordenadas Gauss-Krüger definido en la pilastra sur del Observatorio Astronómico de Bogotá. Este sistema se utiliza para la elaboración de cartografía a escalas menores que 1:1.500.000, donde se proyecta la región occidental de Colombia. Los parámetros son los siguientes

- Sistema de Coordenadas Magna Sirgas origen Oeste.
- Proyección: Transversa Mercator.
- Elipsoide: GRS 1980.
- Datum: MAGNA Oeste.
- Latitud: 4°35'46,3215" Norte.
- Longitud: 77°04'39,0285" Oeste.
- Falso Norte: 1'000.000 m.
- Falso Este: 1'000.000 m.

## 6.1.4 Nuevo Sistema De Origen Nacional

### Sistema de coordenadas MAGNA - SIRGAS con proyección único para Colombia

Resolución N° 471 de 2020 (14 de Mayo), por medio de la cual se establecen las especificaciones mínimas que deben tener los productos de cartografía básica oficial de Colombia

Resuelve:

**Artículo 4: Lineamientos técnicos generales:** Todos los productos de Cartografía básica oficial de Colombia deben cumplir con las siguientes especificaciones generales:

#### *i Sistema de referencia:*

- a. **Sistema de Referencia Horizontal:** El Marco Geocéntrico Nación de Referencia es MAGNA-SIRGAS, establecido mediante la Resolución 068 de 2005, La Proyección cartográfica será definida en un único origen de coordenadas, con los parámetros establecidos en el

**Cuadro 6.1. Parámetros para el sistema de proyección único**

| Parámetro        | Valor                  |
|------------------|------------------------|
| Proyección       | Transversa de Mercator |
| Elipsoide        | GRS80                  |
| Origen: Latitud  | 4° N                   |
| Origen: Longitud | 73° W                  |
| Falso Este       | 5000000                |
| Falso Norte      | 2000000                |
| Unidades         | Metros                 |
| Factor de escala | 0,9992                 |

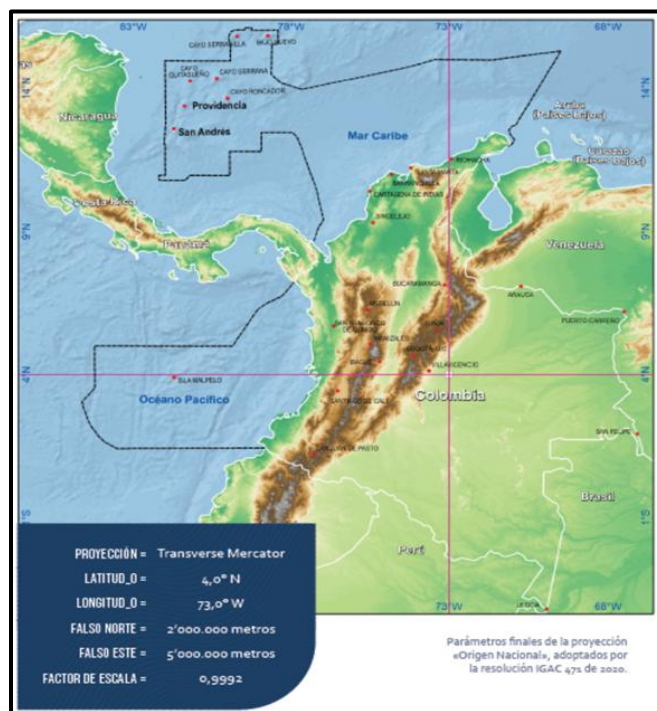


**Figura 6.2. Sistema de Origen Nacional.**

Fuente: Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

## 6.2 ELABORACIÓN DEL PLANO BASE DE GEOREFERENCIACIÓN TOPOGRÁFICA AL SISTEMA MAGNA SIRGAS ORIGEN NACIONAL

Se ejecutó la instalación de cuatro (4) sistemas de georreferenciación, cada uno con una placa de precisión para amarres, por medio de la utilización de equipos de GPS subcentimétricos de doble frecuencia, esta actividad fue realizada por el ingeniero Wilmar Rave, en el Anexo B “Informe de amarre topográfico” se presenta el informe correspondiente a este componente.

Las selecciones de los sistemas de georreferenciación fueron definidos de tal manera que entre cada placa de referenciación exista una distancia apreciable, para que las diferentes comisiones de topografía que realicen replanteos de obra, puedan obtener una localización y orientación correctas. En la Figura 6.3 que se presenta a continuación se puede observar la localización de los puntos de referencia.



**Figura 6.3. Localización de los sistemas de georreferenciación**

Las coordenadas y altitud de las placas de amarre se pueden apreciar en el Cuadro 6.2, La evidencia de la materialización de estas placas o puntos de control permanentes de precisión se encuentran en el Anexo B. “Informe de amarre topográfico”

**Cuadro 6.2. Referencias topográficas.**

| COORDENADAS PLACAS DE AMARRES |                    |             |                          |                  |          |
|-------------------------------|--------------------|-------------|--------------------------|------------------|----------|
| VERTICE                       | PLANAS CARTESIANAS |             | GEOGRÁFICAS ELIPSOIDALES |                  | COTA     |
|                               | ESTE               | NORTE       | LATITUD NORTE            | LONGITUD OESTE   | msnm     |
| GPS1                          | 4690319,37         | 2146115,889 | 5°18'57.81582"N          | 75°47'41.94556"W | 1928,926 |
| GPS2                          | 4690012,805        | 2146022,777 | 5°18'54.74068"N          | 75°47'51.88454"W | 1908,267 |
| GPS3                          | 4689574,368        | 2146164,729 | 5°18'59.29533"N          | 75°48'06.13930"W | 1867,447 |
| GPS4                          | 4689411,198        | 2146065,007 | 5°18'56.02846"N          | 75°48'11.42194"W | 1845,116 |

En la Figura 6.4 se puede evidenciar la materialización de la referencia topográfica localizada en el sector del amarre número 1



**Figura 6.4. Materialización de referencia topográfica en el sector uno**

En la Figura 6.5 se puede evidenciar la materialización de la referencia topográfica localizada en el sector dos



**Figura 6.5. Materialización de referencia topográfica en el sector dos.**

En la Figura 6.6 se puede evidenciar la materialización de la referencia topográfica localizada en el sector tres.





**Figura 6.6. Materialización de referencia topográfica en el sector tres**

En la Figura 6.7 se puede evidenciar la materialización de la referencia topográfica localizada en el sector cuatro



**Figura 6.7. Materialización de referencia topográfica en el sector cuatro**

### 6.3 COMISIÓN TOPOGRÁFICA

Los levantamientos altimétricos y planimétricos de la infraestructura existente fueron ejecutados por una comisión topográfica dirigida por el topógrafo Rubén Darío Bedoya, de este levantamiento se obtuvo como producto el modelo digitalizado del terreno en el que se incluye:

- Nube de puntos generada con estación electrónica digital.
- Curvas de nivel cada 1.0 m
- Localización de la infraestructura existente.
- Identificación y levantamiento de las vías y paramentos.
- Localización de la infraestructura de líneas vitales.

En el Anexo B *“informe de amarre topográfico”*, se presenta el certificado de las Estaciones Total y Electrónica.

En el Anexo v, se presenta el plano DG-TOP-01, donde se detalla el amarre y el levantamiento topográfico del área urbana, urbanismo e infraestructura de los servicios de acueducto y alcantarillado.

Para este levantamiento se utilizaron equipos entre los cuales se mencionan:

- Un Receptor marca Topcon de doble frecuencia, Referencia HIPER II, con 72 canales GPS y GLONASS
- Dos radios Motorola
- Tres trípodes
- Dos bastones de 4.80 Mts
- Un computador.

Todos los parámetros de observación y los datos con los cálculos para el caso del GPS HIPER II de doble frecuencia, están contenidos dentro del informe de postproceso realizado para cada Mojón en el reporte GPS, donde se encuentra los siguientes reportes:

- Reporte gráfico de localización de los puntos referidos a su punto base.
- Reporte gráfico de tiempo de rastreo.
- Reporte resumen, con los resultados en sistema MAGNA SIRGAS y CTM12 obtenidos.
- Reporte de observaciones, con precisión horizontal y vertical, cantidad de satélites NAVSTAR y GLONASS detectados.
- Reporte de Ajustes.

- Reporte ocupación GPS
- Reporte control de puntos

El personal que conformó el equipo de topografía se compuso de la siguiente manera.

- 1 topógrafo
- 2 auxiliares de GPS.

En el Anexo B se presenta el informe de amarre topográfico realizado en el municipio de Guática



## 7 ESTUDIO HIDROLÓGICO

## 7.1 LOCALIZACIÓN DE LAS MICROCUENCAS ABASTECEDORAS

Guática es un municipio del departamento de Risaralda en Colombia, se encuentra a 93 km norte de la capital departamental Pereira, sus territorios son montañosos, haciendo parte de la Cordillera Occidental, sus suelos están regados por las aguas de los ríos Guática, Opirama y del Oro, además por varias corrientes que surcan por quebradas y cursos menores.

El río Guática es su principal fuente hidrográfica, nace en el sector del Alto San Vicente en el departamento de Antioquia, desciende en pequeños rápidos, interrumpidos por largos remansos hasta encontrar su desembocadura en el río Risaralda.

Entre sus principales afluentes tiene: Río Frio, quebrada Castellón, Río del Oro, Opiramá, Tarqui, El Salado, Ocharma, La mesa, Sirva, El Jordán, Agua Bonita, El Caucho, La Carmela, Paraíso, Los Chorros, Cristalina, Albarán, Guaravita, La Esperanza

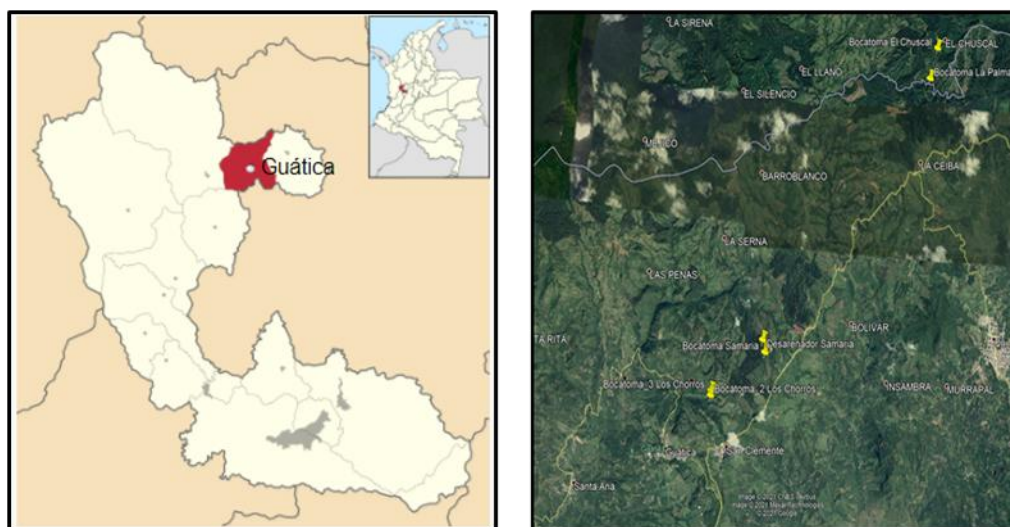


**Figura 7.1. Ubicación del municipio dentro del Departamento y bocatomas.**

Fuente: Elaboración propia.

## 7.2 ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LAS MICROCUENCAS

El estudio hidrológico necesita como insumos un mapa de elevación digital (MDE), información de coberturas, cálculo de evapotranspiración; e información pluviométrica, o bien registro de caudales en alguna estación sobre la cuenca o cerca de ella. A partir del MDE se calculan las áreas,

pendientes de terreno y del cauce, elevaciones de los puntos de la cuenca, longitudes de las corrientes, densidad de drenaje y demás características fisiográficas.

La información de lluvias y evaporación se utilizan para el cálculo de los caudales medios, las coberturas del suelo se emplean para estimar las pérdidas por infiltración y para determinar los coeficientes de escorrentía según diversas metodologías, y la información de caudales en cuencas instrumentadas sirven para la regionalización de las características medias tanto para la estimación de caudales máximos y mínimos y extrapolarlos a los puntos de interés.

### 7.2.1 Estimación del caudal medio

Para la estimación de caudales medios se emplea el método del balance hídrico a largo plazo. Para formular el balance hídrico, se tomó el texto de (Poveda, Vélez, & Mesa, 2001). Considérese la ecuación diferencial de conservación de masa dentro de una cuenca hidrográfica, que se define como:

Ecuación 1:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = P(t) - E(t) - Q(t)$$

Donde  $\partial(t)$  representa el almacenamiento en el suelo y en los acuíferos, en función del tiempo,  $P(t)$  representan la precipitación y la evaporación real integradas en la cuenca, y  $Q(t)$  representa el caudal a la salida de la cuenca. Integrando la ecuación en el largo plazo (15-20 años), el cambio de almacenamiento (lado izquierdo) se vuelve despreciable en comparación con los demás términos de la ecuación. Y también,  $P(t)$ ,  $E(t)$  y  $Q(t)$  se pueden reemplazar por sus valores promedios de largo plazo  $P$ ,  $E$  y  $Q$  de acuerdo con la Ley de los Grandes Números.

Entonces, la aproximación de la ecuación en el largo plazo, es  $Q=P-E$ . Los términos de esta ecuación típicamente se dan en unidades de  $[LT^{-1}]$ , y por tanto el área de la cuenca resulta como factor de escala para la estimación del caudal,  $Q [L^3 T^{-1}]$ . Por tanto, la estimación del caudal medio multianual requiere de estimativos de la precipitación y de la evapotranspiración real en la cuenca, con una distribución de la topografía como una función bidimensional del espacio, de manera que:

Ecuación 1:

$$\iint_{\text{Área}} [P(x, y) - E(x, y)] dA$$

Empleando el registro histórico de las precipitaciones e interpolando mediante el inverso del cuadrado de la distancia, la evapotranspiración por el método de Cenicafé, y el área calculada mediante SIG, se obtienen los mapas de caudales medios.

Para la estimación de la oferta hídrica en la zona de estudio se realizó actualización de la información hidrometeorológica disponible a la fecha (diciembre 2016) en las distintas operadoras de estaciones de la zona. El Área de estudio abarca los municipios cercanos de los departamentos de Risaralda y Caldas.

### 7.2.1.1 Precipitación

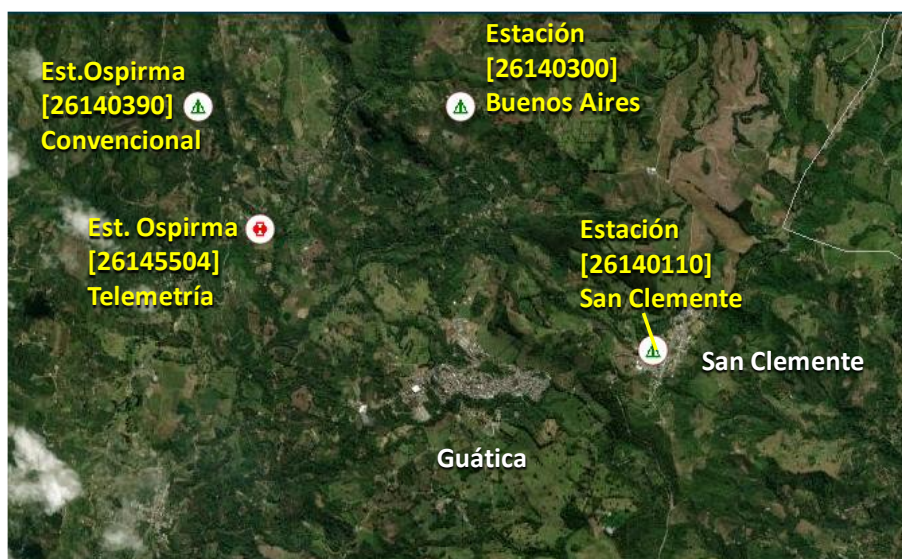
Se seleccionaron aquellas estaciones más próximas a la cuenca y que se encuentren activas, como lo son: las estaciones San Clemente y Ospirma convencional manejadas por el IDEAM, Buenos Aires y Ospirma Automatizada operadas por Cenicafé.

**Cuadro 7.1. Estaciones Pluviométricas utilizadas para el estudio**

| Nombre Estación        | Código   | Longitud | Latitud | Elevación | Municipio |
|------------------------|----------|----------|---------|-----------|-----------|
| San Clemente           | 26140110 | -75,79   | 5,32    | 2173      | Guática   |
| Ospirma (Convencional) | 26140390 | -75,82   | 5,33    | 1550      | Guática   |
| Buenos Aires           | 26140300 | -75,80   | 5,33    | 1830      | Guática   |
| Ospirma (Automática)   | 26145504 | -75,81   | 5,33    | 1661      | Guática   |

Fuente: Elaboración propia, a partir de <http://www.ideam.gov.co/solicitud-de-informacion>.

En la Figura 7.2 se presentan las estaciones pluviométricas disponibles en el sector de interés del estudio.



### Figura 7.2. Estaciones pluviométricas disponibles (IDEAM – Cenicafé).

Fuente: Elaboración propia, a partir del DEAM, Consulta y Descarga de Datos Hidrometeorológicos.

La construcción del mapa de precipitación se basó en la información de 4 estaciones de medición para Guática. La información está dividida en series mensuales y diarias. Para propósitos de interpolación se utilizó el método de Kriging con deriva. Este Modelo Digital de Elevación (MDE) de GTOPO30 aplica muy bien en cuencas de áreas medianas y grandes.

**Cuadro 7.2. Precipitaciones medias de cada estación**

| Nombre Estación        | Registro de años | Precipitación media anual [mm] |
|------------------------|------------------|--------------------------------|
| San Clemente           | 1963-2019        | 2330                           |
| Ospirna (Convencional) | 1981-2019        | 2183                           |
| Buenos Aires           | 1972-2002        | 1750                           |
| Ospirna (Automática)   | 2014-2019        | 1503                           |

Fuente: Elaboración propia.

#### 7.2.1.2 Evapotranspiración por el método de Cenicafé

La evapotranspiración, una de las variables más importantes del balance hídrico depende de la disponibilidad de agua, disponibilidad de la energía para el cambio de estado del agua de líquido a vapor, y las condiciones aerodinámicas propicias para asimilación y transporte de vapor de agua. El fenómeno de la evaporación desde el suelo y la transpiración de las plantas se denominan evapotranspiración, y está regida por factores meteorológicos, de suelos y de plantas.

Evapotranspiración potencial (ETP): es la máxima evapotranspiración posible bajos las condiciones existentes, cuando el suelo está abundantemente provisto de agua (colmada su capacidad de campo) y cubierto con una cobertura vegetal completa.

Evapotranspiración real (ETR): es la evapotranspiración que ocurre en condiciones reales, teniendo en cuenta que no siempre la cobertura vegetal es completa ni el suelo se encuentra en estado de saturación. Este valor se mide, si bien hay fórmulas que permiten evaluarlo. La medición directa de esos factores resulta ser muy complicada, y es precisamente esta dificultad la que ha llevado a desarrollar un número de fórmulas orientadas a estimar la pérdida de agua, directamente de los datos meteorológicos. Muchas han sido las investigaciones surgidas en este sentido, arrojando metodologías para calcularlas de manera empírica. Algunas funcionan bien en unas latitudes, pero no tanto en otras.

El método de Cenicafé permite calcular la evapotranspiración potencial de forma sencilla, pues esta solo depende de la elevación sobre el nivel del mar. La ecuación siguiente se obtiene de realizar

una regresión a los valores obtenidos ende aplicar el método de Penman a los datos de sus estaciones climáticas en Colombia.

Ecuación 2:

$$ETP = 1700.17 \cdot e^{-.0002 h}$$

Donde ETP es la evapotranspiración potencial (mm/año) y h es la elevación.

La evapotranspiración potencial se transforma a evapotranspiración real mediante la expresión de Budyko, la cual se presenta a continuación.

Ecuación 3:

$$ETR = \left\{ \left\{ ETP \cdot P \cdot \tanh\left(\frac{P}{ETP}\right) \cdot \left[ 1 - \cosh\left(\frac{ETP}{P}\right) + \sinh\left(\frac{ETP}{P}\right) \right] \right\} \right\}^{0.5}$$

Donde ETR es la evapotranspiración real en mm/año, ETP es la evapotranspiración potencial en mm/año, y P es la precipitación media en la cuenca.

**Cuadro 7.3. Elevación media de la cuenca y evapotranspiración.**

| Nombre del punto               | Elevación media | Precipitación media anual [mm] | Evaporación potencial media anual [mm] (Cenicafé) | Evaporación media anual [mm] (Cenicafé) |
|--------------------------------|-----------------|--------------------------------|---------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| El Chuscal                     | 2319            | 2183                           | 1069                                              | 935                                     |
| La Palma                       | 2334            | 2183                           | 1066                                              | 933                                     |
| Samaria                        | 2149            | 2330                           | 1106                                              | 972                                     |
| B. Chorros 1                   | 2105            | 2330                           | 1116                                              | 980                                     |
| B. Chorros 2                   | 2156            | 2330                           | 1105                                              | 972                                     |
| B. Chorros 3                   | 2148            | 2330                           | 1106                                              | 972                                     |
| La Cabaña<br>Galería Filtrante | 2031            | 2330                           | 1133                                              | 992                                     |

Fuente: Elaboración propia.

En función de los valores de la elevación media de la cuenca y evapotranspiración, se determinan los caudales medios de las microcuencas.

**Cuadro 7.4. Caudal medio en los puntos de interés**

| Nombre del punto   | Área en Km2 | Precipitación media anual (mm) | Evapotranspiración media anual (Cenicafé) | Caudal medio (l/s) |
|--------------------|-------------|--------------------------------|-------------------------------------------|--------------------|
| El Chuscal         | 0.257       | 2183                           | 935                                       | 10.39              |
| La Palma           | 1.33        | 2183                           | 933                                       | 53.86              |
| Samaria            | 0.436       | 2330                           | 973                                       | 19.17              |
| Bocatoma 1 chorros | 0.410       | 2330                           | 980                                       | 17.93              |
| Bocatoma 2 chorros | 0.130       | 2330                           | 971                                       | 5.72               |
| Bocatoma 3 Chorros | 0.19        | 2330                           | 973                                       | 8.35               |

## 7.2.2 Estimación del caudal máximo

Para estimar los caudales máximos se utilizarán las metodologías: Racional, SCS, MG, que se derivan de las características fisiográficas de la cuenca y tiempos de concentración. Se procede con calcular la intensidad de la lluvia en mm/h, para ese tiempo de concentración y desde allí cada método calcula los hidrogramas con sus particularidades. Al contarse con los mapas de elevación digital (MDE), Map Window GIS calcula las variables fisiográficas de la cuenca.

### 7.2.2.1 Parámetros morfológicos

Se descargó el modelo digital de terreno ofrecido por Global Data Explorer 2,, se exportan los datos al software MapWindow y con la extensión HydroSIG, y allí se calculan las características más importantes de la cuenca, enumeradas varias de ellas en el párrafo anterior. Se utiliza la elevación digital de terreno, para la morfología de las cuencas. Cada cuenca está conformada por una red de cuadrados o pixeles de 30 metros de lado. Cada pixel tiene asignado una elevación sobre el nivel de mar y dependiendo del gradiente del terreno, una dirección de flujo hacia otro pixel en cualquiera de las 8 direcciones (norte, noreste, este, sureste, etc), denominado modelo de direccionamiento D8, propuesto por Geomor y Domínguez en 1986 (Vélez, Smith, Rodríguez, & Bedoya, 2000). Los parámetros morfométricos de la cuenca que arroja el programa se exponen en el Cuadro 7.5

**Cuadro 7.5. Parámetros morfológicos de las cuencas**

<sup>2</sup> Página Web conjunta entre USGS, NASA y LP DAAC. Tomado de <http://demex.cr.usgs.gov/DEMEX/> visitado en octubre de 2018.



| Parámetros Geomorfológicos        | Cuenca     |          |         |           |           |           |
|-----------------------------------|------------|----------|---------|-----------|-----------|-----------|
|                                   | El Chuscal | La Palma | Samaria | Chorros 1 | Chorros 2 | Chorros 3 |
| Área (km <sup>2</sup> )           | 0.257      | 1.33     | 0.436   | 0.41      | 0.13      | 0.19      |
| Perímetro (km)                    | 2.46       | 7.01     | 3.63    | 3.81      | 1.98      | 2.34      |
| Elev Máxima (m)                   | 2442       | 2446     | 2424    | 2224      | 2211      | 2211      |
| Elev Mínima (m)                   | 2253       | 2243     | 2149    | 2028      | 2020      | 2035      |
| Pendiente Terreno (%)             | 31.40      | 21.50    | 13.6    | 19.30     | 26.30     | 26.3      |
| Pendiente Corriente Principal (%) | 6.34       | 6.51     | 2.86    | 8.97      | 6.06      | 10.23     |
| Longitud Corriente Principal (m)  | 0.755      | 2.729    | 1.131   | 1.341     | 788       | 729       |
| Dirección flujo principal         | SO         | SO       | SO      | O         | O         | SO        |

Fuente: Elaboración propia.

Las microcuencas de interés no se encuentran instrumentadas, son quebradas típicas de alta montaña de la zona andina colombiana, debido a la falta de información temporal es común por parte de los hidrólogos para el cálculo del tiempo de concentración, utilizar todas las relaciones empíricas siendo las ecuaciones de Kirpich, Passini y Ventura Heras las que muestran valores más conservadores para el diseño hidrológico, ya que muestran respuestas más rápidas a las observadas. Se ha detectado una relación aproximada de 0.60 con respecto al tiempo de concentración medio estimado.

**Cuadro 7.6. Resumen de los tiempos de concentración hasta punto de interés**

| Método             | Tiempos de Concentración de las cuencas hasta el punto de interés |       |          |       |         |       |           |       |               |       |               |       |
|--------------------|-------------------------------------------------------------------|-------|----------|-------|---------|-------|-----------|-------|---------------|-------|---------------|-------|
|                    | El Chuscal                                                        |       | La Palma |       | Samaria |       | Chorros 1 |       | Los Chorros 2 |       | Los Chorros 3 |       |
|                    | (horas)                                                           | (min) | (horas)  | (min) | (horas) | (min) | (horas)   | (min) | (horas)       | (min) | (horas)       | (min) |
| Témez              | 0.30                                                              | 18.12 | 0.86     | 51.70 | 0.48    | 28.88 | 0.51      | 30.75 | 0.32          | 19.36 | 0.30          | 18.25 |
| Témez 2            | 0.41                                                              | 24.81 | 1.08     | 64.87 | 0.65    | 38.83 | 0.59      | 35.57 | 0.43          | 25.58 | 0.36          | 21.83 |
| Kirpich            | 0.16                                                              | 9.45  | 0.41     | 24.63 | 0.29    | 17.16 | 0.21      | 12.60 | 0.16          | 9.73  | 0.12          | 7.49  |
| Ventura Heras      | 0.34                                                              | 20.28 | 0.71     | 42.52 | 0.92    | 55.41 | 0.29      | 17.13 | 0.24          | 14.28 | 0.17          | 10.23 |
| Passini            | 0.26                                                              | 15.32 | 0.65     | 39.03 | 0.50    | 30.27 | 0.30      | 17.72 | 0.21          | 12.32 | 0.17          | 10.48 |
| Valencia & Zuluaga | 0.70                                                              | 41.71 | 1.02     | 61.44 | 0.98    | 59.07 | 0.68      | 40.89 | 0.55          | 33.19 | 0.54          | 32.50 |
| Giandotti          | 0.59                                                              | 35.21 | 0.82     | 48.99 | 0.95    | 57.20 | 0.52      | 31.27 | 0.47          | 28.48 | 0.41          | 24.64 |
| SCS                | 0.31                                                              | 18.41 | 1.04     | 62.19 | 0.64    | 38.65 | 0.62      | 37.18 | 0.35          | 20.81 | 0.33          | 19.56 |
| Bransby-Williams   | 0.25                                                              | 14.81 | 0.74     | 44.33 | 0.44    | 26.29 | 0.37      | 22.26 | 0.28          | 16.50 | 0.21          | 12.56 |
| George Rivero      | 0.18                                                              | 10.81 | 0.65     | 38.95 | 0.28    | 16.68 | 0.31      | 18.90 | 0.19          | 11.28 | 0.17          | 10.22 |
| Morgali & Linsley  | 0.33                                                              | 20.10 | 0.71     | 42.40 | 0.53    | 31.99 | 0.42      | 25.15 | 0.34          | 20.56 | 0.28          | 16.77 |
| Promedio métodos   | 0.35                                                              | 20.82 | 0.79     | 47.36 | 0.61    | 36.40 | 0.44      | 26.31 | 0.32          | 19.28 | 0.28          | 16.77 |



- Curvas Intensidad Duración Frecuencia de la zona.

Las curvas i-d-f registradas, se elaboraron con la metodología de Vargas y Díaz-Granados, para la región Andina.

Ecuación 4:

$$I = 0.94 \frac{T^{0.18}}{d^{0.66}} M^{0.83}$$

$$R^2 = 0.93$$

Donde

I= intensidad en mm/h

T= periodo de retorno (años)

d= duración tormenta (horas)

M= promedio anual de la precipitación máxima anual (mm)

**Cuadro 7.7. Precipitación máxima anual registrada en 24h, en la Estación La Oriental**

| AÑO      | Precip máx anual (mm) |
|----------|-----------------------|
| 1998     | 63                    |
| 1999     | 69                    |
| 2000     | 62                    |
| 2001     | 77                    |
| 2002     | 65                    |
| 2003     | 85                    |
| 2004     | 60                    |
| 2005     | 78                    |
| 2006     | 76                    |
| 2007     | 62                    |
| 2008     | 54                    |
| 2009     | 65                    |
| 2010     | 75                    |
| 2013     | 68                    |
| 2014     | 75                    |
| 2015     | 65                    |
| 2016     | 82                    |
| 2017     | 59                    |
| 2018     | 82                    |
| 2019     | 62                    |
| Promedio | 69.2                  |

Con un coeficiente de escorrentía de 0.40 para estas cuencas, se obtienen los siguientes caudales máximos por el método racional.

**Cuadro 7.8. Caudales Máximos por el Método Racional**

| Periodo de retorno | Cuenca     |          |         |           |           |           |
|--------------------|------------|----------|---------|-----------|-----------|-----------|
|                    | El Chuscal | La Palma | Samaria | Chorros 1 | Chorros 2 | Chorros 3 |
| Prom Anual         | 2.19       | 6.69     | 2.58    | 3.05      | 1.17      | 1.89      |
| 5                  | 2.51       | 7.68     | 2.96    | 3.50      | 1.35      | 2.16      |
| 10                 | 2.84       | 8.70     | 3.36    | 3.97      | 1.52      | 2.45      |
| 25                 | 3.35       | 10.25    | 3.96    | 4.68      | 1.80      | 2.89      |
| 50                 | 3.80       | 11.62    | 4.49    | 5.30      | 2.04      | 3.27      |
| 100                | 4.30       | 13.16    | 5.08    | 6.00      | 2.31      | 3.71      |

### 7.2.2.2 Metodología MG

El método MG, desarrollado por Majone (1997) el que presenta los resultados de caudales máximos más cercanos obtenidos mediante las series históricas de las estaciones, estandarizadas regionalmente. En este caso en la región del río Cauca. Con 110 estaciones de Antioquia y el eje cafetero se implementó la metodología MG y se obtuvo la siguiente ecuación (Vélez, 2006).

Ecuación 5:

$$\frac{Q}{\mu} = 1 + [2.421 + 0.716 \cdot \ln(T_R)] \cdot C_v^{1.28}$$

Ecuación 6:

$$C_v = 1.0292 A^{-1.685}$$

Dónde:

Q: Es el caudal máximo medio de las series históricas, según propuesta por Atlas de Antioquia y UNAL, derivada de regresiones.

T<sub>R</sub>: Es el periodo de retorno en años

C<sub>v</sub>: Es el coeficiente de variación, siendo la desviación estándar de los caudales máximos instantáneos.

**Cuadro 7.9. Caudales Máximos por el Método MG**

| Periodo de retorno | Cuenca     |          |         |           |           |           |
|--------------------|------------|----------|---------|-----------|-----------|-----------|
|                    | El Chuscal | La Palma | Samaria | Chorros 1 | Chorros 2 | Chorros 3 |
| Prom Anual         | 1.163      | 1.212    | 0.762   | 0.768     | 0.652     | 0.696     |
| 5                  | 1.568      | 1.569    | 1.015   | 1.024     | 0.893     | 0.945     |
| 10                 | 1.935      | 1.894    | 1.244   | 1.256     | 1.111     | 1.170     |
| 25                 | 2.420      | 2.322    | 1.546   | 1.563     | 1.400     | 1.469     |
| 50                 | 2.787      | 2.647    | 1.775   | 1.795     | 1.619     | 1.694     |
| 100                | 3.154      | 2.971    | 2.004   | 2.028     | 1.837     | 1.920     |

### 7.2.2.3 Metodología SCS (Soil Conservation Service)

El hidrograma adimensional SCS es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal  $q$  con respecto al caudal pico  $q_p$  y el tiempo por la relación del tiempo  $t$  con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario,  $T_p$ .

El método se desarrolló originalmente a partir de los datos calibrados en cuencas agrícolas, pero el hidrograma se generalizó para que pudiera emplearse a todo tipo de condiciones. Es interesante notar que el 37.5% del volumen de escorrentía ocurre antes el caudal pico, y el tiempo base del hidrograma es 5 veces el tiempo de retardo (lag).

El tiempo de retardo estándar (standard lag) se define como el periodo de tiempo que hay entre el centro de masa de la precipitación y el caudal pico que resulta del hidrograma unitario. Algunos estudios realizados por el SCS concluyeron que el tiempo de retardo se puede aproximar al 60% del tiempo de concentración.

**Cuadro 7.10. Variables de entrada para el Método SCS**

| Variables                    | Cuenca     |          |         |           |             |           |
|------------------------------|------------|----------|---------|-----------|-------------|-----------|
|                              | El Chuscal | La Palma | Samaria | Chorros 1 | Chorros 2   | Chorros 3 |
| T rezago (horas)             | 0.198075   | 1.33     | 0.34656 | 0.24631   | 0.183414033 | 0.158915  |
| Tconcentración (horas)       | 0.330      | 50.58    | 0.578   | 0.411     | 0.306       | 0.265     |
| Tlluvia efectiva (horas)     | 0.044      | 2446.00  | 0.077   | 0.055     | 0.041       | 0.035     |
| t pico (horas)               | 0.220      | 2243.00  | 0.385   | 0.274     | 0.204       | 0.177     |
| Up (ft <sup>3</sup> /s/Pulg) | 218        | 0.84     | 212     | 280       | 119         | 201       |
| Up (m <sup>3</sup> /s/mm)    | 0.243      | 7.01     | 0.236   | 0.312     | 0.133       | 0.224     |
| Tiempo base                  | 0.2200     | 21.50    | 0.3850  | 0.2736    | 0.2037      | 0.1765    |

**Cuadro 7.11. Caudales Máximos Método SCS**

| Periodo de retorno<br>(años) | Cuenca     |          |         |           |           |           |
|------------------------------|------------|----------|---------|-----------|-----------|-----------|
|                              | El Chuscal | La Palma | Samaria | Chorros 1 | Chorros 2 | Chorros 3 |
| Prom Anual                   | 0.64       | 2.38     | 0.82    | 0.82      | 0.27      | 0.41      |
| 5                            | 0.93       | 3.25     | 1.13    | 1.15      | 0.38      | 0.57      |
| 10                           | 1.26       | 4.44     | 1.52    | 1.52      | 0.52      | 0.78      |
| 25                           | 1.90       | 6.45     | 2.25    | 2.26      | 0.75      | 1.13      |
| 50                           | 2.66       | 8.36     | 2.96    | 3.04      | 1.02      | 1.53      |
| 100                          | 3.60       | 10.66    | 3.81    | 3.98      | 1.37      | 2.06      |

En la siguiente tabla se resumen los resultados calculados de caudales máximos según las tres metodologías descritas.

**Cuadro 7.12. Resumen de caudales máximos para diversos periodos de retorno, en (m3/s)**

| Periodo de retorno<br>(años) | Cuenca     |          |         |           |           |           |
|------------------------------|------------|----------|---------|-----------|-----------|-----------|
|                              | El Chuscal | La Palma | Samaria | Chorros 1 | Chorros 2 | Chorros 3 |
| Prom Anual                   | 1.33       | 3.43     | 1.39    | 1.55      | 0.70      | 1.00      |
| 5                            | 1.67       | 4.17     | 1.70    | 1.89      | 0.87      | 1.23      |
| 10                           | 2.01       | 5.01     | 2.04    | 2.25      | 1.05      | 1.47      |
| 25                           | 2.56       | 6.34     | 2.59    | 2.83      | 1.32      | 1.83      |
| 50                           | 3.08       | 7.54     | 3.08    | 3.38      | 1.56      | 2.16      |
| 100                          | 3.68       | 8.93     | 3.63    | 4.00      | 1.84      | 2.56      |

### 7.2.3 Estimación de caudales mínimos

Se emplea el método de la regionalización de las curvas de duración de los caudales mínimos anuales de estaciones cercanas extrapoladas.

El método de regionalización se basa en las informaciones de caudal medidas en las estaciones en zonas hidrológicas similares y se interpolan o extrapolan al punto de interés. Los caudales están en función del área tributaria, la precipitación y evapotranspiración, y coeficientes  $k$ ,  $n$ ; mientras que el método de la curva de recesión se basa en cuánto se disminuye el caudal día a día cuando no hay precipitaciones.

#### 7.2.3.1 Regionalización de las curvas de duración de los caudales mínimos anuales

Se tomó el estudio de la Universidad Nacional, sede Manizales (2005), para tener información de las estaciones cerca del río Chamberí, y se actualizaron las de las estaciones del estudio mencionado. (Ver Figura 7.3)

El área de estudio de la Universidad Nacional (2005) se delimitó partiendo de la coordenada en X: 1 109 443 m hasta X:1 1162 888 m longitud Oeste, y desde Y: 1 028 849 m hasta Y:1 107 549 m latitud Norte y se despliega en un rango altitudinal que va de los 750 m, sobre el río Cauca cerca de la población de Irra, a los 3750 m, en la cima del cerro del Tatamá. El análisis de frecuencia de series históricas deduce las ecuaciones de regionalización de características medias de caudales mínimos para la zona de estudio y modelos lluvia – escorrentía para la simulación de caudales diarios y mínimos, para diferentes periodos de retorno.

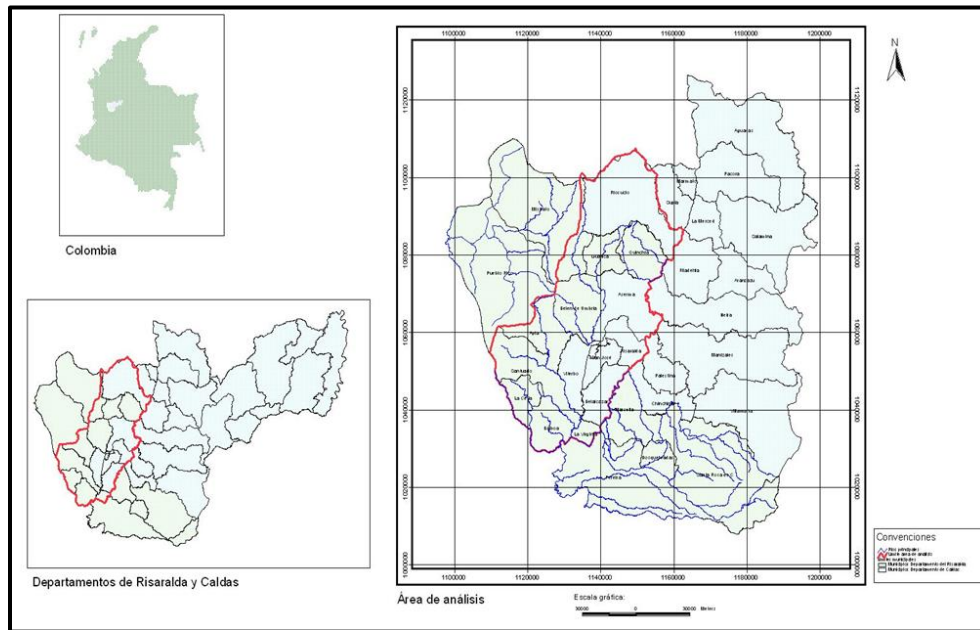


**Figura 7.3. Ubicación de la zona del estudio (Universidad Nacional de Colombia, 2005).**

Los caudales mínimos medios se calculan mediante la Ecuación 7

Ecuación 7:

$$\mu_{\min} = K_{\mu} (P - E)^{\phi_{\mu}} A^{\theta_{\mu}}$$

Donde K, fi y theta son variables regionalizadas, cuya regionalización se elaboraron a partir de las estaciones de caudales en el río Tapia en la estación Las Juntas, río Mapa, río Risaralda en la estación La Virgen, Puente Negro y Buenos Aires en Anserma y Belén de Umbría. Los coeficientes son:

Opción 1:

$$\begin{aligned} K_{\mu} &= 7.49 \times 10^{-5} \\ \phi_{\mu} &= 0.7718 \\ \theta_{\mu} &= 0.9607 \end{aligned}$$

En otro tipo de regresiones el resultado de las variables es:

Opción 2

$$K_{\mu} = 2.55 \times 10^{-4}$$

$$\phi_{\mu}= 0.5618$$
$$\theta_{\mu}= 1$$

Otra metodología es la planteada por (Poveda, Óscar, & Vélez, 2007) en donde llegaron a la conclusión que relacionan los caudales medios con los mínimos anuales en ríos en Colombia.

Opción 3

Ecuación 8:

$$Q_{\min} = 0.4168 \times Q_{med}^{1.058}$$

Con un R<sup>2</sup> de 0.986

Así que para estas cuencas en estudio se tiene:

Tabla 1. Resumen de caudales mínimos anuales

Las desviaciones estándares de estos caudales mínimos están dados en la Ecuación 9:

**Ecuación 9:**

$$\sigma = K_{\sigma} (P - E)^{\phi_{\sigma}} A^{\theta_{\sigma}}$$

Donde sigma, fi y theta son las variables regionalizadas aplicadas a la desviación estándar.

$$K_{\sigma}= 2.73 \times 10^{-4}$$
$$\phi_{\sigma}= 0.4058$$
$$\theta_{\sigma}= 1.0291$$

Los Q mínimos para varios periodos de retorno se calculan con la ecuación VT. Chow:

Ecuación 10:

$$Q_{TR} = \mu + K\sigma$$

Donde K es el factor de frecuencia que depende del tipo de distribución y del periodo de retorno.



**Cuadro 7.13. Caudales mínimos (litros/segundo) medios según metodologías**

| Nombre del punto   | Opción 1 | Opción 2 | Opción 3 | Caudal mín medio (l/s) |
|--------------------|----------|----------|----------|------------------------|
| El Chuscal         | 4.9      | 3.5      | 3        | 3.8                    |
| La Palma           | 24       | 18       | 19       | 20.3                   |
| Samaria            | 8.8      | 6        | 6        | 6.9                    |
| Bocatoma 1 chorros | 8.2      | 6        | 6        | 6.7                    |
| Bocatoma 2 chorros | 2.7      | 2        | 2        | 2.2                    |
| Bocatoma 3 Chorros | 3.9      | 3        | 3        | 3.3                    |

**Cuadro 7.14. Caudales mínimos (litros/segundo) en función del periodo de retorno**

| Periodo de retorno<br>(años) | K           | Cuenca     |          |         |           |           |           |
|------------------------------|-------------|------------|----------|---------|-----------|-----------|-----------|
|                              | Tipo Gumbel | El Chuscal | La Palma | Samaria | Chorros 1 | Chorros 2 | Chorros 3 |
| Varianza s en m3/s           |             | 0.0012     | 0.0066   | 0.0022  | 0.0020    | 0.0006    | 0.0009    |
| Q min anual en (m3/s)        |             | 0.0038     | 0.0203   | 0.0069  | 0.0067    | 0.0022    | 0.0033    |
| 5                            | -0.8211     | 2.815      | 14.881   | 5.094   | 5.058     | 1.707     | 2.561     |
| 10                           | -11.003     | 2.480      | 13.038   | 4.479   | 4.499     | 1.540     | 2.310     |
| 25                           | -13.615     | 2.166      | 11.314   | 3.905   | 3.977     | 1.383     | 2.075     |
| 50                           | -15.136     | 1.984      | 10.310   | 3.570   | 3.673     | 1.292     | 1.938     |
| 100                          | -16.408     | 1.831      | 9.471    | 3.290   | 3.418     | 1.216     | 1.823     |

## 7.2.4 Cálculo del Caudal Ambiental

La inclusión del caudal ambiental se sustenta, en la regulación establecida por el MAVDT (Decreto No 3930 de 2010) que define el caudal ambiental como: “Volumen de agua necesario en términos de calidad, cantidad, duración y estacionalidad para el sostenimiento de las actividades socioeconómicas de los usuarios aguas abajo de la fuente de la cual dependen tales ecosistemas.” (ENA, 2010)

En el país no hay un consenso aún de un dato único de definición cuantitativa de caudal ambiental. El Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible ha elaborado la propuesta de Guía Metodológica para la Estimación del Caudal Ambiental en Colombia, la cual se encuentra en consulta pública en la página web del Ministerio.

Se cuenta no obstante con diversos métodos para su cálculo, los cuales incluyen resultados de comportamiento hidrológicos de los ríos y una evaluación multivariable que incluye datos como Índice de Calidad de agua, índice biótico de vegetación riparia, Índice de integridad biótica de peces, entre otros (Grecco, 2012). Las cuencas de estudio de esta consultoría son de un tamaño muy pequeño, y además por la gran importancia que supone, no amerita evaluación de variables más allá de las del resultado del estudio hidrológico. Los métodos aceptados en Colombia para el cálculo del Qe con enfoque exclusivamente hidrológico son:

**Cuadro 7.15. Métodos del caudal ecológico con enfoque hidrológico**

| DENOMINACIÓN                                                  | DESCRIPCIÓN                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | INFORMACIÓN NECESARIA PARA EL CÁLCULO                                 |
|---------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|
| Método del IDEAM<br>(Resol. 865/04) <sup>30</sup><br>Colombia | Sugiere realizar la estimación de un Qe constante igual a un porcentaje de descuento o porcentaje del caudal medio mensual multianual más bajo de la corriente bajo estudio. El porcentaje de descuento que establece el IDEAM es del 25%.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | Para su establecimiento se requiere de una serie de caudales a partir de la cual para cada mes, de Enero a Diciembre, se establece su promedio y del menor valor intranual se calcula el 25% de su magnitud y que representa el Qe; ver ejemplo de cálculo presentado en el capítulo 8.                                                                                                                                                                         | Registro de caudales medios mensuales multianuales                    |
| Estudio Nacional del Agua (ENA, 2000)<br>Colombia             | El Estudio Nacional del Agua (2000) establece el Qe como el caudal medio diario promedio de 5 a 10 años cuya duración es igual o mayor del 97.5%, que se comprueba corresponde a un tiempo de retorno (Tr) de 2.3 años.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | Con el registro de caudales medios diarios y empleando las ecuaciones de la Tabla 11, se determina el caudal con duración igual o mayor al 97.5% del tiempo y éste se define como el Qe; para el siguiente método se expone una explicación más detallada respecto al procedimiento de cálculo del Q $\geq$ 97.5% del tiempo así como en el capítulo 8.                                                                                                         | Registro de caudales medios diarios multianuales                      |
| Proyecto de Ley del Agua de 2005<br>Colombia                  | El artículo 21 del proyecto de Ley del Agua dicta que:<br><br><i>Los caudales ecológicos para cada cuerpo de agua o tramo del mismo serán fijados por las autoridades ambientales competentes, de acuerdo con los criterios que establezca el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, previo concepto del Consejo Nacional del Agua, y para ello se requerirá la realización de estudios técnicos que soporten la decisión de las autoridades ambientales. Mientras no se señale el caudal para una cuenca o tramo de la misma, se considerará como tal el caudal de permanencia en la fuente durante el 95% del año.</i> | Su cálculo consiste en utilizar las fórmulas de la Tabla 11 (plotting fórmulas), para lo cual se requiere contar con una serie de caudales diarios, mensuales o anuales a nivel multianual ordenando los valores de mayor a menor y a partir de los cuales se puede establecer el caudal de permanencia en la fuente durante el 95% del tiempo.<br><br>Supónganse los siguientes datos como ejemplo de cálculo:<br><br><b>Número total de registros - n: 30</b> | Registro de caudales diarios, mensuales o anuales a nivel multianual. |

El criterio del 25% del IDEAM se consigna en la resolución 865 del 2004 por la cual se adopta la metodología para el cálculo de índice de escasez para aguas superficiales a que se refiere el Decreto 155 de 2004 y se adoptan otras disposiciones

### 7.2.4.1 Metodología del IDEAM (2004)

**Cuadro 7.16. Cálculo del caudal ambiental según metodología IDEAM (2004)**

|               |                    | jan   | feb   | mar   | apr   | may   | jun   | jul   | aug   | sep   | oct   | nov   | dec   |
|---------------|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| P media       | San Clemente       | 117   | 119   | 188   | 261   | 249   | 170   | 170   | 157   | 237   | 283   | 222   | 159   |
| P media       | La Oriental        | 122   | 120   | 183   | 262   | 249   | 167   | 137   | 154   | 220   | 264   | 229   | 160   |
| ETR medio     | Chuscal            | 77.9  | 77.9  | 77.9  | 77.9  | 77.9  | 77.9  | 77.9  | 77.9  | 77.9  | 77.9  | 77.9  | 77.9  |
| ETR medio     | La Palma           | 77.7  | 77.7  | 77.7  | 77.7  | 77.7  | 77.7  | 77.7  | 77.7  | 77.7  | 77.7  | 77.7  | 77.7  |
| ETR medio     | Samaria            | 81.0  | 81.0  | 81.0  | 81.0  | 81.0  | 81.0  | 81.0  | 81.0  | 81.0  | 81.0  | 81.0  | 81.0  |
| ETR medio     | Bocatoma 1 chorros | 81.6  | 81.6  | 81.6  | 81.6  | 81.6  | 81.6  | 81.6  | 81.6  | 81.6  | 81.6  | 81.6  | 81.6  |
| ETR medio     | Bocatoma 2 chorros | 80.9  | 80.9  | 80.9  | 80.9  | 80.9  | 80.9  | 80.9  | 80.9  | 80.9  | 80.9  | 80.9  | 80.9  |
| ETR medio     | Bocatoma 3 chorros | 81.1  | 81.1  | 81.1  | 81.1  | 81.1  | 81.1  | 81.1  | 81.1  | 81.1  | 81.1  | 81.1  | 81.1  |
| Q med mensual | Chuscal            | 4.38  | 4.22  | 10.39 | 18.23 | 16.99 | 8.80  | 5.89  | 7.59  | 14.13 | 18.43 | 14.94 | 8.15  |
| Q med mensual | La Palma           | 22.74 | 21.94 | 53.87 | 94.46 | 88.04 | 45.64 | 30.57 | 39.36 | 73.24 | 95.48 | 77.41 | 42.29 |
| Q med mensual | Samaria            | 6.06  | 6.42  | 18.01 | 30.30 | 28.24 | 14.89 | 14.96 | 12.81 | 26.28 | 33.97 | 23.76 | 13.17 |
| Q med mensual | Bocatoma 1 chorros | 5.61  | 5.95  | 16.84 | 28.40 | 26.46 | 13.91 | 13.97 | 11.95 | 24.62 | 31.85 | 22.25 | 12.29 |
| Q med mensual | Bocatoma 2 chorros | 1.81  | 1.92  | 5.37  | 9.04  | 8.42  | 4.44  | 4.46  | 3.82  | 7.84  | 10.13 | 7.09  | 3.93  |
| Q med mensual | Bocatoma 3 chorros | 2.64  | 2.80  | 7.85  | 13.20 | 12.30 | 6.49  | 6.52  | 5.58  | 11.45 | 14.80 | 10.35 | 5.74  |

**Cuadro 7.17. Resultado del caudal ambiental según metodología IDEAM (2004)**

| Microcuenca        | Caudal Ambiental |     |
|--------------------|------------------|-----|
| Chuscal            | 1.06             | l/s |
| La Palma           | 5.49             | l/s |
| Samaria            | 1.52             | l/s |
| Bocatoma 1 chorros | 1.40             | l/s |
| Bocatoma 2 chorros | 0.45             | l/s |
| Bocatoma 3 chorros | 0.66             | l/s |

#### 7.2.4.2 Metodología ENA (2000)

Se establece como el caudal medio diario promedio cuya duración es igual o mayor al 97.5%, para lo cual se aplica la metodología de curva de duración de caudal para cuencas no instrumentadas o con escasez de información.

- **Curva de duración de caudal**

Esta curva es la generada por la probabilidad de excedencia que tienen los rangos de caudales de un río o quebrada. En el análisis, se está empleando un modelo estadístico para el punto de la bocatoma.

La metodología fue desarrollada en el estudio denominado “Estimación de caudales mínimos con escasez de información: un caso de estudio” (Vélez, Smith, Rodríguez, & Bedoya, 2000), realizado por la Universidad Nacional de Colombia. En este estudio también se desarrollaron metodologías alternas como la relación de las estadísticas básicas (media y desviación estándar) con parámetros morfométricos, y la elaboración de curvas de duración regionales, ajustándose una distribución probabilística.

Los caudales cuya probabilidad de excedencia, P, es menor o igual a 15%, la ecuación es:

Ecuación 11

$$Q/Q_{\text{medio}} = 3,7696 P^{-0.2972}$$

Para caudales cuya probabilidad de excedencia, P, es mayor a 15%, la ecuación es:

Ecuación 12

$$Q/Q_{\text{medio}} = -0,6961 \ln (P) + 3,5715$$

Donde P es la probabilidad de excedencia en porcentaje. Para utilizar esta metodología es necesario conocer el caudal promedio diario, el cual ya fue calculado y presentado en el documento diagnóstico. A partir de los caudales medios, de Ecuación 11 y Ecuación 12

**Cuadro 7.18. Curva de duración de caudal**

| Probabilidad de Excedencia de Caudal | Días al año en que el caudal es excedido | El Chuscal        | La Palma       | Samaria        | Chorros 1      | Chorros 2      | Chorros 3      |
|--------------------------------------|------------------------------------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|                                      |                                          | m <sup>3</sup> /s |                |                |                |                |                |
|                                      |                                          | Q med = 0.0104    | Q med = 0.0539 | Q med = 0.0192 | Q med = 0.0179 | Q med = 0.0057 | Q med = 0.0084 |
| 99                                   | 361.35                                   | 0.004             | 0.020          | 0.007          | 0.007          | 0.002          | 0.003          |
| <b>97.5</b>                          | <b>355.88</b>                            | <b>0.004</b>      | <b>0.021</b>   | <b>0.007</b>   | <b>0.007</b>   | <b>0.002</b>   | <b>0.003</b>   |
| 95                                   | 346.75                                   | 0.004             | 0.022          | 0.008          | 0.007          | 0.002          | 0.003          |
| 90                                   | 328.50                                   | 0.005             | 0.024          | 0.008          | 0.008          | 0.003          | 0.004          |
| 85                                   | 310.25                                   | 0.005             | 0.026          | 0.009          | 0.009          | 0.003          | 0.004          |
| 80                                   | 292.00                                   | 0.005             | 0.028          | 0.010          | 0.009          | 0.003          | 0.004          |
| 75                                   | 273.75                                   | 0.006             | 0.030          | 0.011          | 0.010          | 0.003          | 0.005          |
| 70                                   | 255.50                                   | 0.006             | 0.033          | 0.012          | 0.011          | 0.004          | 0.005          |
| 65                                   | 237.25                                   | 0.007             | 0.036          | 0.013          | 0.012          | 0.004          | 0.006          |
| 60                                   | 219.00                                   | 0.007             | 0.039          | 0.014          | 0.013          | 0.004          | 0.006          |
| 55                                   | 200.75                                   | 0.008             | 0.042          | 0.015          | 0.014          | 0.004          | 0.007          |
| 50                                   | 182.50                                   | 0.009             | 0.046          | 0.016          | 0.015          | 0.005          | 0.007          |
| 45                                   | 164.25                                   | 0.010             | 0.050          | 0.018          | 0.017          | 0.005          | 0.008          |
| 40                                   | 146.00                                   | 0.010             | 0.054          | 0.019          | 0.018          | 0.006          | 0.008          |
| 35                                   | 127.75                                   | 0.011             | 0.059          | 0.021          | 0.020          | 0.006          | 0.009          |
| 30                                   | 109.50                                   | 0.013             | 0.065          | 0.023          | 0.022          | 0.007          | 0.010          |
| 25                                   | 91.25                                    | 0.014             | 0.072          | 0.026          | 0.024          | 0.008          | 0.011          |

Consecuentemente con las curvas de duración estimadas para estas cuencas con escasa información o no instrumentadas, los caudales ambientales serían:

**Cuadro 7.19. Resultado del caudal ambiental según metodología ENA (2000)**

| Nombre del punto   | Caudal ambiental (l/s) |
|--------------------|------------------------|
| El Chuscal         | 4                      |
| La Palma           | 21                     |
| Samaria            | 7                      |
| Bocatoma 1 chorros | 7                      |
| Bocatoma 2 chorros | 2                      |
| Bocatoma 3 Chorros | 3                      |

### 7.3 RESUMEN EJECUTIVO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

Se obtuvieron los caudales medios y máximos en los cuatro puntos de interés, con buen grado de confiabilidad debido a la cantidad de estaciones pluviométricas que existen dentro de la cuenca y alrededor. Los caudales medios se calcularon con la metodología del balance hidráulico a largo plazo, el cual es función de la precipitación, evaporación y área de la cuenca. Este método es aplicable siempre y cuando se tenga buena información pluviométrica con por lo menos 15 a 20 años de registro como mínimo.

Los caudales máximos se elaboraron a partir de diversas metodologías que requieren de curvas IDF de la estación más cercana. En este caso las estaciones fueron Ospirma en Guática, operada por Cenicafé. En cuanto a los caudales mínimos, se empleó la Regionalización de las curvas de duración de los caudales mínimos anuales.

El resumen de resultados es el siguiente:

**Cuadro 7.20. Resumen caudal medio (l/s)**

| Nombre del punto de interés | Caudal medio (l/s) |
|-----------------------------|--------------------|
| El Chuscal                  | 10.39              |
| La Palma                    | 53.86              |
| Samaria                     | 19.17              |
| Bocatoma 1 Chorros          | 17.93              |
| Bocatoma 2 Chorros          | 5.72               |
| Bocatoma 3 Chorros          | 8.35               |

**Cuadro 7.21. Caudales mínimos para varios periodos de retorno (l/s)**

| Periodo de retorno (años)          | K           | Cuenca     |          |         |           |           |           |
|------------------------------------|-------------|------------|----------|---------|-----------|-----------|-----------|
|                                    | Tipo Gumbel | El Chuscal | La Palma | Samaria | Chorros 1 | Chorros 2 | Chorros 3 |
| Varianza s en m <sup>3</sup> /s    |             | 0.0012     | 0.0066   | 0.0022  | 0.0020    | 0.0006    | 0.0009    |
| Q min anual en (m <sup>3</sup> /s) |             | 0.0038     | 0.0203   | 0.0069  | 0.0067    | 0.0022    | 0.0033    |
| 5                                  | -0.8211     | 2.815      | 14.881   | 5.094   | 5.058     | 1.707     | 2.561     |
| 10                                 | -11.003     | 2.480      | 13.038   | 4.479   | 4.499     | 1.540     | 2.310     |
| 25                                 | -13.615     | 2.166      | 11.314   | 3.905   | 3.977     | 1.383     | 2.075     |
| 50                                 | -15.136     | 1.984      | 10.310   | 3.570   | 3.673     | 1.292     | 1.938     |
| 100                                | -16.408     | 1.831      | 9.471    | 3.290   | 3.418     | 1.216     | 1.823     |

## **7.4 ANALISIS DEL RECURSO HIDRICO DISPONIBLE PARA EL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA**

El abastecimiento de agua potable en las cabeceras municipales es uno de los ejes primordiales en la toma de decisiones con relación al recurso hídrico. Cada vez se hace mayor la demanda en los cascos urbanos y hasta hace algunos años no se asumía con responsabilidad el manejo adecuado de las fuentes abastecedoras de los acueductos.

Es por ello que se va a realizar un análisis hídrico con el objetivo de determinar la oferta de agua de las quebradas abastecedoras del área urbana del Municipio de Guática Risaralda y de esta manera tener un adecuado manejo, conservación, y aprovechamiento del recurso hídrico, así mismo permite plantear alternativas enfocadas a mantener y/o aumentar la oferta hídrica del municipio

### **7.4.1 Descripción general del suministro de agua cruda**

El municipio de Guática cuenta con seis fuentes de abastecimiento, la principal fuente es el Acueducto Regional de Occidente que actualmente proporciona alrededor del 50% de la demanda. Dicho acueducto es operado por la empresa de acueductos de Caldas – EMPOCALDAS – que con base en este acueducto actualmente entregan agua cruda a cuatro (4) municipios, dos (2) de Risaralda y dos (2) de Caldas.

Existen otras 5 fuentes que son: Quebradas La Palma, El Chuscal, Samaria, Los chorros y la Cabaña. Las quebradas la Palma y el Chuscal tienen la particularidad de ser captadas directamente para el abastecimiento del corregimiento de San Clemente, cuyos sobrantes son aprovechados para abastecer la zona urbana del Municipio cuando es necesario.

Las 3 fuentes restantes son la quebrada Samaria, los Chorros y la Galería filtrante La Cabaña, en las que se realiza una captación directa para el casco urbano.

### **7.4.2 Descripción específica de las fuentes abastecedoras.**

#### **7.4.2.1 Acueducto Regional de Occidente.**

La captación se realiza sobre el cauce principal de la cuenca del río de Oro en su parte alta, el caudal del afluente es de 800 l/s, de donde se tiene una concesión de aguas para captar 250 L/s; su operación le corresponde a la Empresa de Servicios Públicos de Caldas (Empocaldas).



El acueducto abastece los Municipios de Anserma (60L/s), Guática (13.6L/s), Quinchía (25L/s), y Risaralda (25L/s); para un total de 123 L/s. La capacidad de la tubería existente es de 200 L/s.

La cámara de quiebre donde inicia la aducción para el Municipio de Guática se encuentra en la cota 2022, en el sitio conocido como Barro Blanco y se deriva utilizando una tubería en PVC DN = 150 mm.

#### **7.4.2.2 Microcuenca El Chuscal.**

Se localiza hacia el norte del municipio de Guática, en límites con el departamento de Caldas, perteneciendo su mayor área al Municipio de Riosucio (Caldas).

El nacimiento del cauce principal se da alrededor de los 2400 msnm, la bocatoma se encuentra ubicada a una altura de 2289 msnm, el área aproximada bocatoma aguas arriba es de 14.73 has, la temperatura promedio es de 16°C, con precipitaciones entre 2000 y 2500 mm/año, humedad relativa alta.

La topografía de la zona es ondulada y quebrada con pendientes entre 25-50%. El acceso a la bocatoma se realiza por la carretera destapada que conduce al municipio del jardín (Antioquia) hasta un punto donde hay que continuar caminando una longitud aproximada de 400 m.

El uso del suelo es principalmente forestal y bosque protector. En la zona se distingue tres tipos de cobertura vegetal, entre los que predomina bosque plantado que corresponde a un 60% del área, bosque secundario poco intervenido que corresponde a un 25%, y un 15% que pertenece a un estado sucesional joven, en cuanto a la actividad agropecuaria de la zona se ha ido trasladando debido a las acciones de las instituciones públicas y sociedad civil.

#### **7.4.2.3 Microcuenca La palma.**

Se localiza al norte del Municipio en límites con el Municipio de Riosucio.

El nacimiento se encuentra alrededor de los 2500 msnm, la bocatoma se encuentra a una altura de 2242 msnm aproximadamente. El área aproximada de la microcuenca es bocatoma aguas arriba es de 130.68 Ha, La temperatura promedio de la zona oscila entre 14-18° C, con precipitaciones anuales entre 2000-2500 mm/año. La humedad relativa es alta.

La topografía de la zona es ondulada y quebrada entre un 20-50% de pendiente, con tendencia de escarpada hacia su parte alta 70-80%. El acceso a la bocatoma se realiza por la carretera destapada que conduce al Municipio de el Jardín (Antioquia) hasta un punto donde no hay acceso vehicular, a partir de allí se realiza el trayecto caminando, aproximadamente 600 m.



El uso del suelo se caracteriza por ser bosque protector en las márgenes del cauce principal y bosque protector-productor en otra proporción se encuentra dentro de la zonificación ambiental del municipio en el área establecida como reserva forestal protectora-productora.

Las instituciones como parte de la recuperación de las áreas de manejo especial han realizado compra de predios donde su uso exclusivo sea área protectora de la fuente abastecedora.

#### **7.4.2.4 Microcuenca Samaria.**

Se encuentra en jurisdicción de la vereda La Estrella, con una altura entre los 2300-2400 msnm aproximadamente en su nacimiento. La altura en la bocatoma es de 2130 msnm y el área tributaria aguas arriba de la bocatoma es de 41.41Ha.

La temperatura promedio de la zona es de 18° C. La precipitación promedio es de 2000-2500 mm/anales. Humedad relativa media.

La topografía de la zona se caracteriza por ser ondulada y quebrada, con pendientes entre el 20-50%, el acceso es vehicular hasta una parte muy cercana a la bocatoma.

El uso del suelo dentro de la zonificación ambiental del municipio es de recuperación y conservación de suelos y biodiversidad, las márgenes del cauce principal están constituidas por bosque protector-productor y bosque secundario denso, este cumple una función primordial en la regulación hídrica de la microcuenca. En la zona se presenta masiva actividad pecuaria.

#### **7.4.2.5 Microcuenca los chorros.**

Localizada en la vereda Betania, al norte del municipio, su extensión es de 66.16 has aproximadamente.

La altura sobre el nivel del mar del nacimiento es de 2300 msnm, la bocatoma se encuentra a una altura de 2030 msnm (Chorros 1). La temperatura promedio es de 18°C, con precipitaciones no mayores a 2500 msnm, con humedad relativa media.

La topografía de la zona es ondulada, quebrada y escarpada, con rangos de pendiente entre 25-90%. El acceso se realiza en vehículo hasta un punto donde se continúa caminando.

En la visita realizada por la consultoría el día 21 de julio del 2021, se conoció que se realizan captaciones en 3 tributarios de la quebrada para abastecer el acueducto.

El uso del suelo es agropecuario, se observaron cultivos limpios de plátano, maíz, frijol, café, estos cultivos muy cercanos a la zona de captación. Se destaca la gran influencia pecuaria, ya que predomina la ganadería extensiva como uso del suelo, dentro de la zonificación ambiental, la zona se encuentra en el área de recuperación y conservación de suelos y biodiversidad.

Se identificaron 4 asentamientos humanos cercanos a la zona de captación, se conoció que todos poseen manejo de aguas residuales a través de tanques sépticos, pero carecen de seguimiento y evaluación de su funcionamiento.

#### **7.4.2.6 Microcuenca La Cabaña o Pira.**

Se localiza al sur del casco urbano en jurisdicción de la vereda pira, Hacienda La cabaña. Por realizarse la captación a través de galería filtrante la altura msnm del nacimiento superficial es igual a la de la captación, 2065 msnm, el área de influencia sobre la galería es de 13.58 has.

La temperatura promedio es de 18°C, la humedad relativa es media, con precipitaciones promedio de 2200 mm/anual. El acceso se realiza en vehículo hasta un punto donde se desciende caminando 100 metros aproximadamente.

El uso del suelo es básicamente pecuario referente a ganadería extensiva, con presencia de cercos vivos, se presentan algunos relictos de bosque y zonas de protección en márgenes de cauces, la zona se encuentra en el área determinada de recuperación y conservación de suelos y biodiversidad.

### **7.4.3 Caracterización biofísica de las Microcuencas abastecedoras**

#### **7.4.3.1 Microcuenca El Chuscal**

##### **7.4.3.1.1 Localización general.**

La microcuenca El Chuscal se encuentra ubicada en la vertiente oriental de la cordillera occidental, en límites entre los Municipios de Guática (Risaralda), y Riosucio (Caldas). Con mayor influencia por parte del municipio de Guática.

La microcuenca tiene un área total bocatoma aguas arriba de 14.73 Ha, dentro de un rango altitudinal entre los 2000-2400 msnm.

Las coordenadas planas son: Norte -1088081, Este -1147445, la bocatoma se encuentra en predios del Municipio de Riosucio.

#### 7.4.3.1.2 Descripción Biofísica.

- Aspectos geológicos

La microcuenca se encuentra localizada en la formación Combia (Tmc), que corresponde a una secuencia de rocas volcánicas y volcanoclásticas de ambiente continental, de edad terciaria superior. En general esta formación puede subdividirse en dos unidades: inferior y superior. La primera es básicamente volcánica compuesta por conglomerados de matriz tobacea, areniscastobacea, tobas soldadas, tobas de cristales, brechas volcánicas y derrames de basalto y andesitas. La segunda unidad está constituida por interestratificaciones de conglomerados, brechas sedimentarias, areniscas, arcillositas y capas de cenizas volcánicas.

- Suelos.

El área del suelo pertenece en su gran mayoría a la Asociación Santa Isabel-Pensilvania y suelos de la consociación Santa Isabel.

Las unidades taxonómicas dominantes son: Hydric Dystrandept, seguida por Typic Troporthent. Los suelos del conjunto Santa Isabel han evolucionado a partir de ceniza volcánica; tienen variaciones de terreno entre ligeramente ondulado hasta fuertemente escarpado se caracterizan por ser moderadamente profundos y ricos en materia orgánica; de colores pardo-oscuro a pardo grisáceo oscuro en los horizontes superiores y pardo oliva en los inferiores; son bien drenados, de textura moderadamente gruesa y consistencia friable, medianamente evolucionados y perfil de tipo AC.

Los suelos del conjunto Pensilvania han evolucionado sobre limolitas y se localizan en las partes más escarpadas de las vertientes que están afectadas por desprendimiento de roca, deslizamientos y en menor proporción por solifluxión en las áreas sin bosque; son pardo amarillento en superficie a pardo amarillento oscuro en profundidad; la estructura es granular y la consistencia friable, presenta desarrollo incipiente y un perfil de tipo AC.

- Geomorfología.

El área de la microcuenca se encuentra en la unidad A, con relación a las unidades geomorfológicas del área rural del municipio de Guática.

Se caracteriza por tener colinas denudacionales con cimas anchas y laderas cortas, convexas, moderadamente empinadas, suavizadas por la presencia de cenizas volcánicas.

- Erosión.

Presenta porcentajes mínimos de erosión, a pesar de ser una topografía quebrada y escarpada, su presencia es a causa de fenómenos naturales.

- Pendiente.

Los porcentajes corresponden a rangos entre los 25-70%.

#### **7.4.3.1.3 Clima**

- Temperatura.

La topografía y la ubicación geográfica son los principales factores que afectan la temperatura de la microcuenca. El régimen de temperaturas es tropical, lo cual indica temperaturas desde templadas a frías, dependiendo de la altitud.

En la microcuenca se determinó el piso térmico clima frío (12-18°C). Temperatura promedio 16°C.

- Humedad.

Por las condiciones meteorológicas y las características del suelo, se deduce porcentajes altos de humedad relativa. La alta precipitación, la vegetación y el suelo de la zona permiten mantener estados húmedos.

- Brillo solar.

Por las características que se presentan, se da poca actividad del brillo solar, la alta nubosidad del sector no permite un brillo constante.

#### **7.4.3.1.4 Hidrología.**

Por la presencia de áreas de protección, se puede establecer una regulación hídrica aceptable. El caudal promedio es de 20 Litros por segundo.

- Precipitación.

En la vertiente oriental de la cordillera occidental se presenta la circulación valle- montaña, entre el valle del río Risaralda, generador de vientos cálidos, y las masas de aire frío provenientes de los accidentes orográficos de la zona alta, con alturas máximas de 4200 msnm (Cerro Tatama), lo que define el área de mayor precipitación entre 1450 y 1900 msnm, que corresponde al área cafetera.

Para la microcuenca se identificó la unidad climática frío muy húmedo (F-MH), que corresponde al rango altitudinal entre los 2000 y 3000 msnm, con precipitaciones de 2000 a 4000 mm anuales de acuerdo al sistema de zonas de vida de Holdridge.

El régimen de lluvias durante el año es típicamente bimodal, con máximos entre marzo- mayo y septiembre- noviembre.

De acuerdo con el mapa de isoyetas de Guática (realizado en el marco del estudio de oferta y demanda en la subregión 1 del departamento de Risaralda (CARDER, 1997), se estableció una precipitación promedio entre 2000-2500 mm/año.

- Percolación.

Las características físicas del suelo favorecen el fenómeno ya que sus cualidades porosas permiten la percolación del agua.

- Infiltración.

La cantidad de infiltración depende directamente de las propiedades del suelo. La superficie del suelo de la microcuenca por sus altos contenidos de materia orgánica aumenta la porosidad y por consiguiente el nivel de infiltración.

- Evapotranspiración.

Por los bajos niveles de brillo solar, alta retención del suelo, y cobertura vegetal de la zona los niveles de evaporación son bajos.

La evapotranspiración está ligada directamente a la intensidad solar y las características estructurales de la vegetación. Las pérdidas hídricas son constantes durante el día por la abundante vegetación presente, pero en la noche se presentan en poca intensidad, manteniendo equilibrio hídrico.

- Escorrentía.

Las altas precipitaciones y porcentajes altos de pendiente favorecen procesos de escorrentía, el suelo participa como agente disipador.

- Interceptación.

La microcuenca cuenta con gran cobertura vegetal, por ende, la interceptación de agua por precipitación es alta, a mayor densidad de la cobertura vegetal, mayor interceptación.

- Agua subterránea.

Por las condiciones físicas del suelo se facilita el paso del agua hacia el nivel freático, favoreciendo estos niveles.

#### **7.4.3.1.5 Biodiversidad.**

- Zonas De Vida.

Según la clasificación de zonas de vida, la microcuenca se encuentra en un rango altitudinal y biotemperatura en la zona de vida Bosque muy Húmedo Montano Bajo (bmh-MB).

El Bosque Muy Húmedo Montano Bajo ocupa una franja entre los 2000 – 3000 msnm, con temperaturas que oscilan entre 12° - 18°C; y precipitaciones promedio anuales de 2000-4000 mm.

- Vegetación.

La vegetación se caracteriza por ser densa en la zona de protección de márgenes, se identifica un estado de regeneración joven, y un alto porcentaje de bosque plantado.

- Tipo de cobertura vegetal.

- Bosque plantado.

Este bosque representa el mayor porcentaje del área, la especie es pino, de un dosel alto pero poca actividad de estratos menores, gran cantidad de helechos.

El bosque dentro de sus funciones es la de ser productor-protector, ya que representa la explotación de un recurso renovable, y a su vez cumple una función ambiental con relación a la protección de fuentes hídricas.

- Bosque protector.

Esta zona se caracteriza por presentar bosque denso, de alta estratificación, con presencia de especies nativas y pioneras. Además de su funcionalidad como área de protección, participa como corredor biológico y regulador hídrico.

- Regeneración natural.

Se presenta en la zona que se utilizaba para explotación pecuaria, se encuentra en un estado sucesional joven, conformado por especies arbustivas y pequeños relictos de especies pioneras (Ver foto No 1).

- Fauna.

La población de fauna es poco significativa, con presencia de algunas especies de aves de poco tamaño, el porcentaje de mamíferos es bajo donde se destaca el armadillo, la guagua y ardillas.

- Flora.

La especie más representativa es el chusco, pino y arbustos comunes como el chaparro, juncos y carrizo.

De especies nativas se destaca la palma real, siete cueros, yolombo, arenillo.

- Oferta hídrica

**Cuadro 7.22. Caudales microcuenca El Chuscal**

| Nombre del punto | Caudal medio<br>(l/s) | Caudal Maximo<br>(l/s) | Caudal Minimo<br>(l/s) | Caudal ambiental<br>(l/s) |
|------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|
| El Chuscal       | 10.39                 | 1330                   | 3.8                    | 1.06                      |

### **7.4.3.2 Microcuenca La Palma.**

#### **7.4.3.2.1 Localización general.**

Se localiza en la vereda La Palma en límites entre el municipio de Guática (Risaralda), y el municipio de Riosucio (Caldas), en la subregión 2 del departamento de Risaralda, El área total de la microcuenca bocatoma aguas arriba es de 130.68 Ha.

Las coordenadas planas en la bocatoma son: Norte: 1087442, Este: 1147306.; a una altura aproximada entre los 2100-2400 msnm, en la vertiente oriental de la cordillera occidental.

#### **7.4.3.2.2 Descripción biofísica.**

- Aspectos geológicos.

La microcuenca se encuentra localizada en la formación Combia (Tmc), que corresponde a una secuencia de rocas volcánicas y volcanoclasticas de ambiente continental, de edad terciaria superior. En general esta formación puede subdividirse en dos unidades: inferior y superior. La primera es básicamente volcánica compuesta por conglomerados de matriz tobacea, areniscastobacea, tobas soldadas, tobas de cristales, brechas volcánicas y derrames de basalto y andesitas. La segunda unidad está constituida por interestratificaciones de conglomerados, brechas sedimentarias, areniscas, arcillositas y capas de cenizas volcánicas.

- Suelos.

El área del suelo pertenece en su gran mayoría a la Asociación Santa Isabel-Pensilvania y suelos de la consociación Santa Isabel, las unidades taxonómicas dominantes son: Hydric Dystrandept, seguida por Typic Trophthent.

Los suelos del conjunto Santa Isabel han evolucionado a partir de ceniza volcánica; tienen variaciones de terreno entre ligeramente ondulado hasta fuertemente escarpado se caracterizan por ser moderadamente profundos y ricos en materia orgánica; de colores pardo-oscuro a pardo grisáceo oscuro en los horizontes superiores y pardo oliva en los inferiores; son bien drenados, de textura moderadamente gruesa y consistencia friable, medianamente evolucionados y perfil de tipo AC

Los suelos del conjunto Pensilvania han evolucionado sobre limolitas y se localizan en las partes más escarpadas de las vertientes que están afectadas por desprendimiento de roca, deslizamientos



y en menor proporción por solifluxión en las áreas sin bosque; son pardo amarillento en superficie a pardo amarillento oscuro en profundidad; la estructura es granular y la consistencia friable. Presenta desarrollo incipiente y un perfil de tipo AC.

- Geomorfología.

El área de la microcuenca se encuentra en la unidad A, con relación a las unidades geomorfológicas del área rural del municipio de Guática.

La unidad A se caracteriza por tener colinas denudacionales con cimas anchas y laderas cortas, convexas, moderadamente empinadas, suavizadas por la presencia de cenizas volcánicas.

- Erosión.

De presencia natural en la parte alta, se presentan pocos procesos en la zona de bosque productor-protector.

- Pendiente.

Rangos entre 25-80%, con terrenos muy accidentados.

#### **7.4.3.2.3 Clima.**

- Temperatura.

En la microcuenca se determinó el piso térmico clima frío (12-18°C). Temperatura promedio 16°C.

- Humedad.

La humedad relativa es alta por las condiciones meteorológicas y edáficas de la zona.

- Brillo solar.

La intensidad es baja, ya que por lo general la zona mantiene cubierta por mantos de nubes.

#### 7.4.3.2.4 Hidrología.

La oferta hídrica en la bocatoma es aceptable, posee un caudal promedio de 35 l/s, con un caudal de estiaje aproximado de 25 l/s. Las corrientes tributarias son en su mayoría de carácter torrencial.

El cauce principal está protegido por una amplia franja de bosque nativo no intervenido, esto sumado al bosque protector-productor que representa un alto porcentaje en el área, infiere en una alta regulación hídrica en la zona.

- Precipitación.

Para la microcuenca se identificó la unidad climática frío muy húmedo (F-MH), que corresponde al rango altitudinal entre los 2000 y 3000 msnm, con precipitaciones de 2000 a 4000 mm anuales de acuerdo al sistema de zonas de vida de Holdridge.

El régimen de lluvias durante el año es típicamente bimodal, con máximos entre marzo- mayo y septiembre- noviembre. De acuerdo con el mapa de isoyetas de Guática, se estableció una precipitación promedio entre 2000-2500 mm/año.

- Percolación.

Por las características edáficas de la zona, la percolación es alta, los suelos con altos contenidos de materia orgánica son porosos y facilitan el paso del agua.

- Infiltración.

Por las características del suelo y las especies vegetativas de la zona, la infiltración es alta, ya el predominio de especies arbóreas y arbustivas de raíces largas, permiten el paso del agua a través de la expansión que ellas ocasionan en el suelo.

- Evapotranspiración.

Por ser suelos de cobertura vegetal densa, disminuyen los porcentajes de evaporación, sumado la poca penetración de brillo solar, se puede deducir poca evaporación.

La alta cobertura vegetal y sus características fisiológicas, deducen una alta transpiración, afectada por las temperaturas bajas de la zona. Se puede asegurar una regulación hídrica estable.

- Escorrentía.

La alta pluviosidad, las pendientes pronunciadas y algunas zonas en las cuales se ha realizado extracción maderera, facilitan un alto nivel de escorrentía, este fenómeno es compensado por la amplia zona de protección del cauce, evitando el arrastre de materiales disipando la fuerza de la mima, así se evita el arrastre de materiales hacia el lecho de la quebrada y posterior sedimentación.

- Interceptación.

La densa cobertura vegetal indica una alta interceptación.

- Agua subterránea.

Las características del suelo facilitan la infiltración y percolación del agua hacia el nivel freático. Las reservas compensan la disminución del caudal superficial.

#### **7.4.3.2.5 Biodiversidad.**

- Zonas de vida.

Según la clasificación de zonas de vida, la microcuenca se encuentra en un rango altitudinal y biotemperatura en la zona de vida Bosque muy Húmedo Montano Bajo (bmh-MB).

El Bosque Muy Húmedo Montano Bajo ocupa una franja entre los 2000 – 3000 msnm, con temperaturas que oscilan entre 12°-18°C; y precipitaciones promedio anuales de 2000-4000 mm.

- Vegetación.

La vegetación de la zona se caracteriza por tener bosque productor-protector plantado, que cumple funciones ambientales y explotación maderera sustentable.

En otro porcentaje alto se encuentran las franjas de protección del cauce, las franjas son de 60-80 ms aproximadamente, representado en bosque nativo sin intervenir.

- Tipo de cobertura vegetal.
  - Bosque plantado protector-productor

Bosque representado por plantaciones de pino, son bosques de un dosel entre los 20-25 metros. Se caracterizan por tener poca cobertura de especies menores por los suelos ácidos de este tipo de plantación, la poca penetración del brillo solar reduce significativamente la aparición de especies herbáceas, arbustivas y rastreras.

Este tipo de bosque se encuentra dentro del rango de desarrollo sustentable, ya que son plantaciones multipropósito, ya que funciona como zona de protección de fuentes hídricas, y además generan explotación maderera controlada.

- Bosque nativo sin intervenir.

Es el bosque que corresponde a la franja de protección del cauce principal. Se caracteriza por presentar buena estratificación vegetal, se pueden observar especies arbóreas altas, y se distingue una densa cobertura vegetal, presenta una alta biodiversidad con relación a la flora nativa, presenta servicios ambientales como la regulación hídrica de una fuente abastecedora, además de servir como corredor biológico de diferentes especies de aves y mamíferos.

- Pastizal.

Se presenta en muy poca extensión, son zonas que en el pasado fueron utilizadas para la explotación pecuaria, los suelos son desprotegidos y permiten niveles de escorrentía altos.

- Fauna.

Por los registros históricos se presentan mamíferos de poco tamaño, las especies más representativas son aves que utilizan la zona como corredor para su movilidad.

- Flora.

Se presentan pineras como bosque productor-protector, en el bosque nativo las especies más representativas son la palma real, el niguito, siete cueros, chilco. También se presentan arbustos comunes como el chaparro y el carrizo.

- Oferta Hídrica

**Cuadro 7.23. Caudales microcuenca La palma**

| Nombre del punto | Caudal medio<br>(l/s) | Caudal Maximo<br>(l/s) | Caudal Minimo<br>(l/s) | Caudal ambiental<br>(l/s) |
|------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|
| La Palma         | 53.86                 | 3430                   | 20.3                   | 5.49                      |

### **7.4.3.3 Microcuenca Samaria**

#### **7.4.3.3.1 Localización general**

La microcuenca se localiza en la vertiente oriental de la cordillera occidental, en jurisdicción de la vereda La Estrella, Municipio de Guática, Subregión 2 del departamento de Risaralda. Se encuentra ubicada a una altura entre los 2100-2400 msnm. Las coordenadas planas en la bocatoma son: Norte-1081704, Este-1143816, el área de la microcuenca es de 41.41Ha, bocatoma aguas arriba.

#### **7.4.3.3.2 Descripción biofísica**

- Aspectos geológicos

La microcuenca se encuentra localizada en la formación Combia (Tmc), que corresponde a una secuencia de rocas volcánicas y volcanoclasticas de ambiente continental, de edad terciaria superior. En general esta formación puede subdividirse en dos unidades: inferior y superior. La primera es básicamente volcánica compuesta por conglomerados de matriz tobacea, areniscastobacea, tobas soldadas, tobas de cristales, brechas volcánicas y derrames de basalto y andesitas. La segunda unidad está constituida por interestratificaciones de conglomerados, brechas sedimentarias, areniscas, arcillositas y capas de cenizas volcánicas.

- Suelos.

Los suelos de la microcuenca se encuentran dentro de la consociación santa Isabel, se encuentra entre los 1900-3000 msnm, presenta relieve suavizado por mantos de cenizas volcánicas, con variaciones de terreno entre ligeramente ondulado hasta fuertemente escarpado, estos suelos han evolucionado a partir de cenizas volcánicas, son suelos profundos, bien drenados, de color gris muy oscuro a pardo grisáceo en los horizontes inferiores, con texturas moderadamente fina que descansa sobre un horizonte de textura gruesa, de consistencia friable, medianamente evolucionados con un perfil de tipo ABC.

- Geomorfología.

El área de la microcuenca se encuentra en la unidad A, con relación a las unidades geomorfológicas del área rural del municipio de Guática.

La unidad A se caracteriza por tener colinas denudacionales con cimas anchas y laderas cortas, convexas, moderadamente empinadas, suavizadas por la presencia de cenizas volcánicas.

- Erosión.

Su presencia es muy poca y se presenta en algunos lugares por fenómeno natural.

- Pendiente.

Presenta pendientes entre el 25-70%, ondulado a escarpado.

#### **7.4.3.3.3 Clima.**

- Temperatura

La temperatura promedio anual es de 18°C, se encuentra en piso térmico clima frío.

- Humedad

La humedad relativa es alta por la vegetación presente en la zona y las condiciones meteorológicas y edáficas.

- Brillo solar

Las condiciones de la zona no permiten la influencia directa del brillo solar, por tener mantos de nubes constantemente que impiden la penetración continua de los rayos solares.

#### **7.4.3.3.4 Hidrología.**

La microcuenca suministra una aceptable oferta hídrica de acuerdo a las condiciones de la zona, su caudal es de 6.25 lts/s. La red hídrica se encuentra dentro de zonas de protección asegurando su autorregulación, a pesar de verse afectada por los otros usos del suelo. Pensando a futuro se debe dar más garantías para su regulación hídrica.

- Precipitación.

Para la microcuenca se identificó la unidad climática frío muy húmedo (F-MH), que corresponde al rango altitudinal entre los 2000 y 3000 msnm, con precipitaciones de 2000 a 4000 mm anuales de acuerdo al sistema de zonas de vida de Holdridge.

El régimen de lluvias durante el año es típicamente bimodal, con máximos entre marzo- mayo y septiembre- noviembre. De acuerdo con el mapa de isoyetas de Guática, se estableció una precipitación promedio entre 2000-2500 mm/año.

- Percolación.

Las condiciones del suelo y el alto promedio de precipitación sugieren altos porcentajes de percolación en la microcuenca, esto favorece las concentraciones hídricas en el suelo.

- Infiltración.

Las características de la cobertura vegetal presentan arboles de alturas importantes y de raíces profundas, esto permite a que el agua penetre hasta zonas profundas del suelo y favorecer el almacenamiento de agua.

- Evapotranspiración

Se encuentra dentro de rangos de equilibrio, ya que por las características de cobertura vegetal se induce una alta tasa de transpiración, y a su vez se presentan bajos porcentajes de evaporación debido a las temperaturas bajas y la poca intervención de brillo solar.

- Escorrentía

La topografía y el uso del suelo pecuario en algunos lugares permiten el arrastre de materiales hacia el cauce principal, este impacto es minimizado por las franjas de protección del cauce, a pesar de la zona de protección se puede producir contaminación por arrastre de excretas.

- Interceptación

El bosque plantado con la especie eucalipto permite unos altos niveles de interceptación, esto sumado al área de bosque protector con especies arbóreas nativas de alturas mayores y la densidad de cobertura vegetal alta.

- Agua subterránea

Se pueden deducir niveles altos por las condiciones hidrológicas y edáficas.

#### 7.4.3.3.5 Biodiversidad.

- Zonas de vida.

Según la clasificación de zonas de vida, la microcuenca se encuentra en un rango altitudinal y biotemperatura en la zona de vida Bosque muy Húmedo Montano Bajo (bmh-MB).

El Bosque Muy Húmedo Montano Bajo ocupa una franja entre los 2000 – 3000 msnm, con temperaturas que oscilan entre 12° - 18°C; y precipitaciones promedio anuales de 2000-4000 mm.

- Vegetación.

La vegetación se caracteriza por presentar bosque productor- protector en gran porcentaje, pastizales de uso pecuario y bosque protector en las márgenes del cauce principal.

- Tipos de cobertura vegetal.

- Bosque plantado.

Plantaciones de eucalipto que representan el mayor porcentaje de cobertura en el área, véase foto No 3.5. Cumple funciones de protección y regulación hídrica y a su vez son objeto de actividades de producción sostenible sin perder su función protectora.

- Bosque maduro poco intervenido.

Se encuentra ubicado en la zona del nacimiento de la quebrada, y a lo largo del cauce principal. La cobertura es densa, se distinguen varias especies arbóreas dominantes características de la zona, se observa estratificación vegetal detallada con presencia arbustiva y herbácea, véase foto No 3.5.

- Pastizales

Son utilizados para la actividad pecuaria, representan un porcentaje bajo con relación al área de estudio, véase foto No 3.5.

- Fauna

Representada por especies características de la zona como el Gurre, el perro de monte, el Guatín, y aves como el barranquero y semillero.



- Flora

Predominan especies como el eucalipto, yarumo, siete cueros, Palma real, encenillo y niguito.

- Oferta hídrica

**Cuadro 7.24. Caudales microcuenca Samaria**

| Nombre del punto | Caudal medio<br>(l/s) | Caudal Maximo<br>(l/s) | Caudal Minimo<br>(l/s) | Caudal ambiental<br>(l/s) |
|------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|
| Samaria          | 19.17                 | 1390                   | 6.9                    | 1.52                      |

#### **7.4.3.4 Microcuenca Los Chorros**

##### **7.4.3.4.1 Localización General.**

Conocida así por las caídas de agua en el recorrido del cauce principal, se encuentra ubicada en jurisdicción de la vereda Betania, en la subregión 2 del departamento de Risaralda. Las coordenadas planas en la bocatoma son: Norte-1080674, Este-1142565. El área total bocatoma aguas arriba es de 66.16 Ha. Se encuentra ubicada a 1km aproximadamente al norte del casco urbano.

##### **7.4.3.4.2 Descripción biofísica**

- Aspectos geológicos

La microcuenca se encuentra localizada en la formación Combia (Tmc), que corresponde a una secuencia de rocas volcánicas y volcanoclasticas de ambiente continental, de edad terciaria superior. En general esta formación puede subdividirse en dos unidades: inferior y superior. La primera es básicamente volcánica compuesta por conglomerados de matriz tobacea, areniscastobacea, tobas soldadas, tobas de cristales, brechas volcánicas y derrames de basalto y andesitas. La segunda unidad está constituida por interestratificaciones de conglomerados, brechas sedimentarias, areniscas, arcillositas y capas de cenizas volcánicas.

- Suelos

Los suelos de la microcuenca se encuentran dentro de la asociación Taudia-Chinchina, presentan relieve quebrado a escarpado, suelos profundos, de colores parda grisácea y oscura en los primeros horizontes y pardo fuerte en los inferiores, excesivamente drenados de textura moderadamente fina, consistencia friable, mediana evolución pedogénica y perfil de tipo ABC.

- Geomorfología

El área de la microcuenca se encuentra en la unidad B, con relación a las unidades geomorfológicas del área rural del municipio de Guática.

La unidad B se caracteriza por vertientes denudacionales largas de moderadamente a fuertemente empinadas de carácter principalmente cóncavo-convexo.

- Erosión

Se presenta en algunos lugares de alta pendiente, donde el uso del suelo habitualmente ha sido de producción pecuaria específicamente potreros. Esto ha ocasionado que se formen terracetos en las laderas que facilitan los movimientos en masa.

- Pendiente

La topografía varía entre zonas onduladas a escarpadas con porcentajes entre 20-90%.

#### 7.4.3.4.3 Clima

- Temperatura

La temperatura de la microcuenca oscila entre los 18-24°C, la temperatura promedio es de 20°C.

- Humedad

La humedad relativa está condicionada por las características de la zona, a pesar que estos nos indican una alta humedad, por las intervenciones antrópicas que se han desarrollado, supone una disminución de estos porcentajes.

- Brillo Solar

Este condicionado por los mantos de nubes que generalmente se presentan, en momentos de influencia directa, por tener suelos desprotegidos, la acción es directo sobre el suelo.

#### 7.4.3.4.4 Hidrología

La microcuenca presenta varias características que afectan directamente su regulación hídrica. La presencia de suelos desprotegidos en laderas de altos porcentajes de pendiente no permite una buena retención de agua, esto agregado a la caída directa de la lluvia sobre el suelo ocasiona procesos de erosión, altos niveles de escorrentía y arrastre de materiales hacia el cauce principal, sedimentando el lecho de la quebrada, afectando también la calidad de la misma. La poca cobertura vegetal con relación al área de la microcuenca condiciona los niveles normales de interceptación y evapotranspiración.

- Precipitación

Para la microcuenca se identifica la unidad climática de acuerdo al sistema de zonas de vida de Holdridge. La microcuenca se encuentra en la unidad clima medio que se encuentra en la franja altitudinal de 1000 a 2000 msnm, con precipitaciones de 2000 – 4000 mm anuales. La microcuenca presenta una precipitación promedio de 2000-2500 mm anuales.

El régimen de lluvias durante el año es típicamente bimodal, con máximos entre marzo- mayo y septiembre- noviembre.

- Percolación.

Los porcentajes de percolación son bajos, ya que la retención de agua en la microcuenca no es alta debido a las características topográficas, pendientes altas, además de la poca retención de agua por ser suelos desprotegidos y compactados.

- Infiltración

Se presenta normalmente en la zona de protección del nacimiento y cauce principal, pero es poco representativo ya que la mayoría de uso del suelo es agropecuario, esto perjudica el normal funcionamiento de las variables hídricas de la zona.

- Evapotranspiración.

Los porcentajes de transpiración son bajos por la poca cobertura vegetal, la evaporación es más alta de lo normal, ya que a pesar de los niveles no muy altos de brillo solar estos tienen incidencia directa sobre el suelo.

- Escorrentía

La alta pluviosidad de la zona y las características ya descritas del suelo ocasionan niveles altos de escorrentía, que arrastran materiales hacia el cauce principal con magnitud y velocidad alta por las altas pendientes.

- Interceptación

Se limita a la cobertura boscosa del área de protección, los niveles son bajos, en el área de potreros es mínima por no decir 0, en cultivos agrícolas es muy baja.

- Agua subterránea

Niveles bajos por la poca percolación e infiltración del agua en el suelo.

#### **7.4.3.4.5 Biodiversidad**

- Zonas de vida

Según la clasificación de zonas de vida, la microcuenca los chorros se encuentran por rango altitudinal y biotemperatura en la zona de vida Bosque muy Húmedo Premontano (bmh-PM).

El Bosque Muy Húmedo Premontano corresponde a una franja altitudinal entre los 1000-2000 msnm, con temperaturas entre los 18-24 °C, con precipitaciones promedio anuales de 2000- 4000 mm.

- Vegetación

La vegetación en mayor porcentaje son pastizales utilizados para la producción pecuaria. En otra proporción se encuentran las franjas de protección de los cauces y la zona de protección del nacimiento de la quebrada. El otro porcentaje corresponde a cultivos agrícolas.

- Tipos de cobertura vegetal
  - Bosque Maduro poco intervenido

Se caracteriza por la presencia de especies nativas como el yarumo, encenillo, la palma real, el candelo, arenillo. Presenta estratificación avanzada, presenta vegetación arbustiva como chaparro,

carrizo juncos, el dosel es alrededor de 20 metros, se presentan gran cantidad de epifitas, regeneración natural y alta biodiversidad.

Su extensión se limita a franjas de protección del cauce y nacimiento.

- Cultivos agrícolas

Se presentan cultivos de maíz, café y plátano, son cultivos monopropósito limpios (Ver foto No 7), que necesitan aplicación de agroquímicos para su manejo.

- Pastizales

Abarcan el mayor porcentaje de la zona, son pastos para la producción pecuaria, se presentan cercos vivos en algunos lugares con árboles y arbustos de la zona (Ver foto 3.7).

- Flora

La biodiversidad es limitada por los usos del suelo, se destaca la diversidad de especies en las zonas de protección con cobertura densa y nativa.

- Fauna

Por registros históricos se conocen mamíferos menores que utilizan el bosque como corredor biológico, son habituales las ardillas, guatín, la guagua, el perro de monte y aves como el barranquero y el carpintero real.

- Oferta Hídrica

**Cuadro 7.25. Caudales microcuenca los Chorros**

| Nombre del punto   | Caudal medio<br>(l/s) | Caudal Maximo<br>(l/s) | Caudal Minimo<br>(l/s) | Caudal ambiental<br>(l/s) |
|--------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|
| Bocatoma 1 chorros | 17.93                 | 1550                   | 6.7                    | 1.4                       |
| Bocatoma 2 chorros | 5.72                  | 700                    | 2.2                    | 0.45                      |
| Bocatoma 3 Chorros | 8.35                  | 1000                   | 3.3                    | 0.66                      |

### **7.4.3.5 Microcuenca La Cabaña (Pira) Galería Filtrante**

#### **7.4.3.5.1 Localización general.**

Se localiza al sur del Municipio de Guática, a 700 metros aproximadamente del casco urbano, se encuentra en jurisdicción de la zona de manejo especial cuchilla del tigre y del jardín botánico.

Las coordenadas planas en la bocatoma son: Norte-1078360, Este-1042735. Se encuentra a una altura sobre el nivel del mar de 2000-2200 metros en un área aproximada de 13.58 Ha.

#### **7.4.3.5.2 Descripción biofísica**

- Aspectos geológicos

La microcuenca se encuentra localizada en la formación Combia (Tmc), que corresponde a una secuencia de rocas volcánicas y volcanoclasticas de ambiente continental, de edad terciaria superior. En general esta formación puede subdividirse en dos unidades: inferior y superior. La primera es básicamente volcánica compuesta por conglomerados de matriz tobacea, areniscastobacea, tobas soldadas, tobas de cristales, brechas volcánicas y derrames de basalto y andesitas. La segunda unidad está constituida por interestratificaciones de conglomerados, brechas sedimentarias, areniscas, arcillositas y capas de cenizas volcánicas.

- Suelos

Los suelos de la microcuenca se encuentran dentro de la asociación Taudia-chinchina, presentan relieve quebrado a escarpado, suelos profundos, de colores pardos grisáceos muy oscuros en los primeros horizontes y pardo fuerte en los inferiores, excesivamente drenados de textura moderadamente fina, consistencia friable, mediana evolución pedogénica y perfil de tipo ABC.

No se observan procesos erosivos significantes, a pesar de la actividad pecuaria de la zona, donde hay presencia de terracetas y cárcavas propias del uso del suelo.

La pendiente se encuentra entre el rango 25-70%, que se encuentra en el rango desde ondulada a escarpada.

- Geomorfología

El área de la microcuenca se encuentra en la unidad B, con relación a las unidades geomorfológicas del área rural del municipio de Guática.

La unidad B se caracteriza por vertientes denudacionales largas de moderadamente a fuertemente empinadas de carácter principalmente cóncavo-convexo.

#### **7.4.3.5.3 Clima**

- Temperatura

El promedio anual es de 18°C, se encuentra en piso térmico clima frío, Por la altura sobre el nivel del mar y la nubosidad presente, indica pocas horas de brillo solar en el día sobre el área. La humedad relativa es media.

#### **7.4.3.5.4 Hidrología**

Para la microcuenca se identificó la unidad climática frío muy húmedo (F-MH), que corresponde al rango altitudinal entre los 2000 y 3000 msnm, con precipitaciones de 2000 a 4000 mm anuales de acuerdo al sistema de zonas de vida de Holdridge.

El régimen de lluvias durante el año es típicamente bimodal, con máximos entre marzo- mayo y septiembre- noviembre. De acuerdo con el mapa de isoyetas de Guática (realizado en el marco del estudio de oferta y demanda en la subregión 1 del departamento de Risaralda. CARDER, 1997), Se estableció una precipitación promedio entre 2000-2500 mm/año.

- Caudal

Maneja un caudal de 13 lts/s.

#### **7.4.3.5.5 Biodiversidad**

- Zona de vida

Según la clasificación de zonas de vida, la microcuenca se encuentra en un rango altitudinal y biotemperatura en la zona de vida Bosque muy Húmedo Montano Bajo (bmh-MB).

El Bosque Muy Húmedo Montano Bajo ocupa una franja entre los 2000 – 3000 msnm, con temperaturas que oscilan entre 12° - 18°C; y precipitaciones promedio anuales de 2000-4000 mm.

- Cobertura vegetal
  - Pastizales, que abarca un área entre un 30-40%, su uso es pecuario, es susceptible a movimientos en masa
  - Bosque protector.

Se encuentra en un estado sucesional Maduro poco intervenido, los estratos vegetativos son difícilmente identificados, por la densa cobertura. Las especies de fauna y flora son típicas de la región donde se destaca el yarumo y los siete cueros. Entre las especies faunísticas el perro de monte y el barranquero.

- Bosque de galería.

Se encuentra en la franja protectora de la vaguada donde se encuentra la galería filtrante, se caracteriza por tener vegetación nativa y estrato arbustivo en alto porcentaje.

#### **7.4.4 Oferta disponible de las Microcuencas para el acueducto**

A continuación, se realiza un análisis de la oferta hídrica de las quebradas con el objetivo de conocer su potencial como fuentes abastecedoras para el acueducto de la zona urbana del municipio de Guática Risaralda, en el periodo de diseño.

Para la estimación del caudal disponible para el acueducto se toma el caudal mínimo que presenta cada una de las quebradas y a este valor se resta el caudal ambiental, en el Cuadro 7.26 se presentan los datos de caudales mínimos y ambientales para cada una de las quebradas que abastecen la zona urbana, así como el cálculo del caudal disponible para el acueducto.



**Cuadro 7.26. Caudales disponibles para acueducto**

| METODOLOGIA IDEAM  |                               |                        |                                        |
|--------------------|-------------------------------|------------------------|----------------------------------------|
| Nombre del punto   | Caudal medio Min mensual(l/s) | Caudal ambiental (l/s) | Caudal disponible para Acueducto (l/s) |
| El Chuscal         | 4.22                          | 1.06                   | 3.17                                   |
| La Palma           | 21.94                         | 5.49                   | 16.46                                  |
| Samaria            | 6.06                          | 1.52                   | 4.55                                   |
| Bocatoma Chorros 1 | 5.61                          | 1.40                   | 4.21                                   |
| Bocatoma Chorros 2 | 1.81                          | 0.45                   | 1.36                                   |
| Bocatoma Chorros 3 | 2.64                          | 0.66                   | 1.98                                   |

El caudal de la quebrada El Chuscal y La Palma son empleados para el abastecimiento de la vereda San Clemente y el de las quebradas Samaria y las tres captaciones de los chorros son empleados para el abastecimiento del área urbana del municipio

**Cuadro 7.27. Total, caudal disponible para acueducto**

| Total caudal disponible area urbana (l/s) | Total caudal disponible San Clemente (l/s) |
|-------------------------------------------|--------------------------------------------|
| 12.09                                     | 19.62                                      |

Teniendo en cuenta que:

- El caudal que suministra el acueducto de la Cabaña (Galería Filtrante) es de 13 l/s
- Igualmente, el acueducto tiene una fuente importante que es la derivación que se hace desde la conducción principal del Acueducto de Occidente y actualmente el caudal medio de derivación de este sistema de Acueducto es de 13,6 l/s
- Esto significa que el caudal total de disponibilidad de agua para el servicio Acueducto para el área urbana del Municipio de Guática es de 38.69 l/s.
- También es preciso indicar que este Acueducto cuenta con una conducción para disponer del caudal de sobrantes del sistema de Acueducto del corregimiento de San Clemente que el análisis de disponibilidad de agua para este acueducto (ver Cuadro 7.27 ) es de 19.62 l/s y la demanda proyectada de largo plazo (2046) es de 6.82 l/s (ver cuadro de cálculo Anexo C) indicando que si se racionaliza el uso del agua en este Acueducto el sistema de Acueducto del área urbana se adicionaría en 12.8 l/s
- Del análisis anteriormente realizado, y teniendo en cuenta que la demanda de agua potable de largo plazo (2046) es de 14.48 l/s, se tiene que no hay riesgo de discontinuidad del servicio por la capacidad de las fuentes de suministro, indicando que las quebradas ofrecen un alto potencial como fuente abastecedora para el Acueducto del Municipio de Guática Risaralda.

- Es necesario tener en cuenta que la calidad del agua disponible en el Acueducto regional de Occidente presente en ciertos periodos del año problemas con un alto y sostenido valor del color en el agua, en este aspecto en el plan maestro ejecutado

## 8 ESTUDIO HIDROGEOLÓGICO

Para indicar la oferta hídrica de la zona y garantizar la demanda en el largo plazo de agua para la población del municipio, es necesario considerar la galería filtrante La Cabaña.

El municipio ha adquirido en convenio con la gobernación del Risaralda y la CARDER el predio La Cabaña que es donde se localiza el nacimiento de la quebrada Pira o La Cabaña, la cual se encuentra protegida por la CAR del departamento.

**Cuadro 8.1. Descripción del predio La Cabaña.**

| Nombre del predio | Ficha catastral    | Vereda         | Area [Ha] | Corriente Hídrica Protegida |
|-------------------|--------------------|----------------|-----------|-----------------------------|
| La Cabaña         | 00-02-005-0039-000 | Pira-Marmolejo | 11.0      | Quebrada Pira               |

Fuente: EOT del municipio de Guática.

En la Figura 8.1 se presenta el corte longitudinal de la galería filtrante Pira – La Cabaña que es el único punto de captación de agua en esta área.

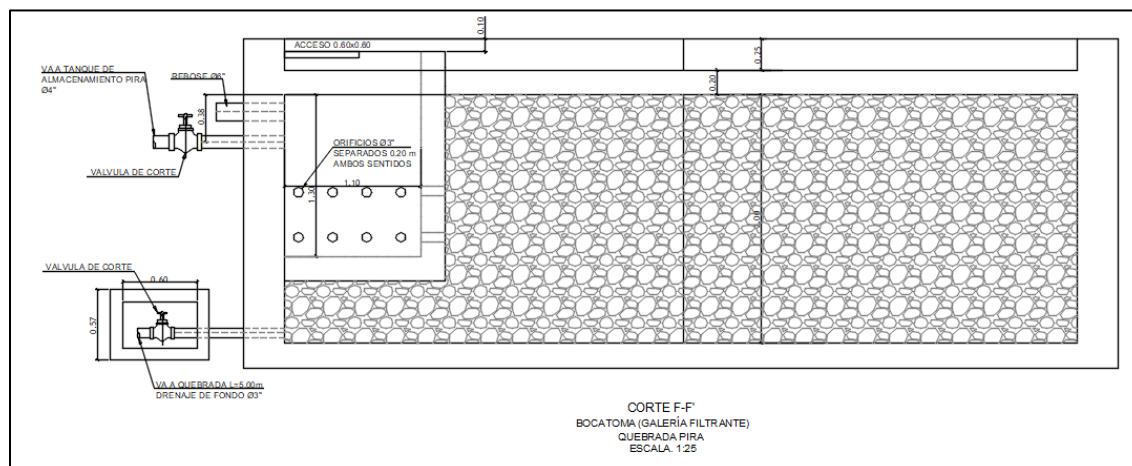


**Figura 8.1. Corte longitudinal de la galería filtrante (Pira – La Cabaña)**

Fuente: Elaboración propia.

Para el reconocimiento regional de la distribución y estado del recurso hídrico subterráneo, se utilizó el mapa hidrogeológico general de Colombia, donde se presentan las características de las Zonas Hidrogeológicas Homogéneas del país delimitadas luego de aplicar la metodología propuesta por la Asociación Internacional de Hidrogeólogos (Struckmeier y Marat, 1995). (Ver Figura 8.2)

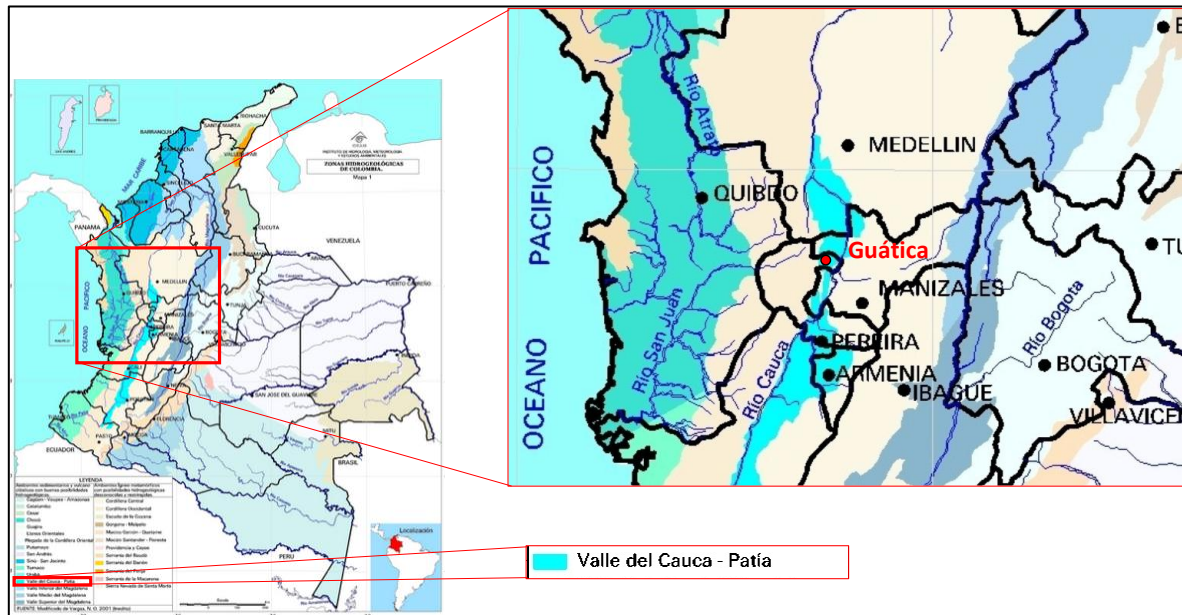


**Figura 8.2. Zonas Hidrogeológicas Homogéneas.**

Fuente:

[http://www.ideam.gov.co/documents/14691/15142/Zonas\\_Hidrogeologicas\\_Colombia\\_mapa.JPG/478e8f9a-9c7c-44d3-b03b-b193a9f2af8d?t=1423323873126](http://www.ideam.gov.co/documents/14691/15142/Zonas_Hidrogeologicas_Colombia_mapa.JPG/478e8f9a-9c7c-44d3-b03b-b193a9f2af8d?t=1423323873126)

La delimitación de la unidad acuífera se encuentra localizada en la zona hidrogeológica Valle del Cauca – Patía, que es un ambiente sedimentario y vulcano clástico con buenas posibilidades hidrogeológicas.

La cobertura del suelo corresponde a vegas de río con condiciones óptimas: bosques con vegetación abundante, como se puede observar en la Figura 8.3, cuenta con una e



**Figura 8.3. Cobertura del suelo en el sector de la galería filtrante.**

Fuente: Elaboración propia

El área de interés cuenta con las siguientes variables para el balance hídrico.

**Cuadro 8.2. Elevación media de la cuenca y evapotranspiración.**

| Nombre del punto               | Elevación media | Precipitación media anual [mm] | Evaporación potencial media anual [mm] (Cenicafé) | Evaporación media anual [mm] (Cenicafé) |
|--------------------------------|-----------------|--------------------------------|---------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| La Cabaña<br>Galeria Filtrante | 2031            | 2330                           | 1133                                              | 992                                     |

Fuente: Elaboración propia.

Para tener una visión del comportamiento del acuífero, se hizo necesario medir el caudal en la tubería de salida de la galería filtrante con un medidor ultrasónico, la medición se realizó el 17 de noviembre del 2021 (Ver Figura 8.4.), Se registro un caudal de 6.58 lps.





**Figura 8.4. Medición de caudal de la galería filtrante**

## 9 ANÁLISIS DE LA CALIDAD DEL AGUA DE LAS FUENTES ABASTECEDORAS

Para obtener los parámetros básicos establecidos por la normatividad vigente se realizó la toma de muestras de agua cruda en tres puntos de las captaciones que abastecen al municipio de Guática Risaralda, la primera muestra se tomó en la bocatoma Samaria, la segunda muestra se tomó en la bocatoma Los Chorros 3 y la tercera muestra se tomó en la bocatoma de la Cabaña (Galería filtrante), el tipo de muestra es simple y se tomaron con el fin de medir la calidad del agua cruda en los diferentes puntos y verificar que cumplan con las condiciones y características que permiten el consumo humano.

Cada muestra después de ser extraída se refrigeró para posteriormente ser enviadas al laboratorio donde se medirán los parámetros de calidad exigidos en el RAS 2017 (ARTÍCULO 107. Caracterización de agua cruda): turbiedad, color, pH, alcalinidad, hierro, manganeso, cloruros, sulfatos, nitratos, dureza, nitrógeno y fósforo (estos dos últimos en el caso de presencia de actividades agrícolas). Como parámetro microbiológico se tendrá que determinar el E. Coli. El laboratorio cuenta con certificación del IDEAM.

En las Figura 9.1, Figura 9.2 y Figura 9.3 se muestran los puntos donde fueron tomadas las muestras.



Figura 9.1. Toma de muestra en Bocatoma Samaria



**Figura 9.2. Toma de muestra en Bocatoma Los Chorros 3**



**Figura 9.3. Toma de muestra en Bocatoma La Cabaña (Galería Filtrante)**

## **9.1 RESULTADOS DE LA CALIDAD DE LAS FUENTES ABASTECEDORAS**

En los Cuadro 9.1, Cuadro 9.2 y Cuadro 9.3 se presenta un análisis de los parámetros de la calidad del agua de las quebradas Samaria, Los Chorros y La Galería Filtrante La Cabaña tomando como referencia los resultados de laboratorio entregado por la por la Empresa Hidroquímica, estos resultados se encuentran disponibles en el Anexo D.



**Cuadro 9.1. Análisis del calidad del agua de la bocatoma Samaria**

| MUESTRA                  | PARAMETROS         | UNIDAD     | RESULTADO | OBSERVACION      |
|--------------------------|--------------------|------------|-----------|------------------|
| Punto 1 bocatoma Samaria | Escheerichia Coli  | NMP/100 ml | 49        |                  |
|                          | Coliformes totales | NMP/100 ml | 70        | Fuente regular   |
|                          | Turbiedad          | NTU        | 1.6       | Fuente aceptable |
|                          | Alcalinidad total  | mg/l       | 39.6      |                  |
|                          | Cloruros           | mg/l       | < 10      | Fuente aceptable |
|                          | Color aparente     | UPC        | 13.9      |                  |
|                          | Color verdadero    | UPC        | 5.3       | Fuente aceptable |
|                          | Conductividad      | µS/cm      | 87        |                  |
|                          | Dureza Total       | mg/l       | 29        |                  |
|                          | Nitratos           | mg/l       | < 1,4     |                  |
|                          | PH                 | unidades   | 7.64      | Fuente aceptable |
|                          | Sulfatos           | mg/l       | < 10      |                  |
|                          | Hierro Total       | mg/l       | <0,3      |                  |
|                          | Manganeso total    | mg/l       | < 0,1     |                  |

**Cuadro 9.2. Análisis de la calidad del agua de la bocatoma los Chorros**

| MUESTRA                      | PARAMETROS         | UNIDAD     | RESULTADO | OBSERVACION      |
|------------------------------|--------------------|------------|-----------|------------------|
| Punto 2 bocatoma Los Chorros | Escheerichia Coli  | NMP/100 ml | 17        |                  |
|                              | Coliformes totales | NMP/100 ml | 240       | Fuente regular   |
|                              | Turbiedad          | NTU        | 0.45      | Fuente aceptable |
|                              | Alcalinidad total  | mg/l       | 21.4      |                  |
|                              | Cloruros           | mg/l       | < 10      | Fuente aceptable |
|                              | Color aparente     | UPC        | 15.9      |                  |
|                              | Color verdadero    | UPC        | 7.3       | Fuente aceptable |
|                              | Conductividad      | µS/cm      | 50.2      |                  |
|                              | Dureza Total       | mg/l       | 16        |                  |
|                              | Nitratos           | mg/l       | < 1,4     |                  |
|                              | PH                 | unidades   | 7.21      | Fuente aceptable |
|                              | Sulfatos           | mg/l       | < 10      |                  |
|                              | Hierro Total       | mg/l       | < 0,3     |                  |
|                              | Manganeso total    | mg/l       | <0,1      |                  |

**Cuadro 9.3. Análisis de la calidad del agua Galería Filtrante**

| MUESTRA                                       | PARAMETROS         | UNIDAD     | RESULTADO | OBSERVACION       |
|-----------------------------------------------|--------------------|------------|-----------|-------------------|
| Punto 3 Bocatoma La Cabaña(Galería Filtrante) | Escheerichia Coli  | NMP/100 ml | 350       |                   |
|                                               | Coliformes totales | NMP/100 ml | 920       | Fuente deficiente |
|                                               | Turbiedad          | NTU        | < 0,2     | Fuente aceptable  |
|                                               | Alcalinidad total  | mg/l       | 99.5      |                   |
|                                               | Cloruros           | mg/l       | < 10      |                   |
|                                               | Color aparente     | UPC        | 3.9       |                   |
|                                               | Color verdadero    | UPC        | 0.6       | Fuente aceptable  |
|                                               | Conductividad      | μS/cm      | 205       |                   |
|                                               | Dureza Total       | mg/l       | 75        |                   |
|                                               | Nitratos           | mg/l       | < 1,4     |                   |
|                                               | PH                 | unidades   | 6.94      | Fuente aceptable  |
|                                               | Sulfatos           | mg/l       | < 10      |                   |
|                                               | Hierro Total       | mg/l       | < 0,3     |                   |
|                                               | Manganeso total    | mg/l       | < 0,1     |                   |

## CONCLUSIONES

El acueducto cuenta con 3 fuentes de abastecimiento, de las cuales, la fuente La Cabaña Galería Filtrante, presenta alta contaminación bacteriológica, por la presencia de Coliformes totales, que la clasifica como fuente deficiente que requiere para su potabilización la aplicación de todos los procesos convencionales, las otras 2 fuentes, Samaria y Los Chorros, igualmente presentan contaminación bacteriológica aunque de menor intensidad y se pueden clasificar como fuentes regulares, que para su potabilización requieren sistemas de Filtración Lenta en Arena FLA o filtración directa. Las 3 fuentes presentan buena calidad fisicoquímica, sin embargo, por su calidad bacteriológica es necesario aplicar el tratamiento para potabilizar el agua de la fuente de más baja calidad, en este caso la galería filtrante de La Cabaña, que requiere un tratamiento convencional completo.

## 9.2 CALIDAD DEL AGUA DE ACUEDUCTO REGIONAL DE OCCIDENTE

La calidad del agua de este suministro tiene condiciones críticas, dado que está agua presenta altos picos de color que no es posible manejar con la capacidad de remoción de color de una planta del tipo convencional como la que se tiene.

En este proyecto EMPOCALDAS suministró al consultor las copias de las planillas de parámetros de operación horaria de la planta de potabilización de Anserma (Caldas), del año 2006.

**Cuadro 9.4. Relación de valores de los resultados de ensayos de color**

| AÑO 2006 |     |             | AÑO 2006   |     |             |
|----------|-----|-------------|------------|-----|-------------|
| MES      | DIA | COLOR (UPC) | MES        | DIA | COLOR (UPC) |
| ENERO    | 5   | 1137        | JUNIO      | 2   | 420         |
|          | 6   | 829         |            | 3   | 3960        |
| FEBRERO  | 1   | 369         |            | 4   | 1960        |
|          | 2   | 961         |            | 5   | 1092        |
|          | 3   | 1007        |            | 6   | 209         |
|          | 4   | 565         |            | 7   | 2595        |
|          | 6   | 1440        |            | 8   | 1251        |
|          | 22  | 1205        |            | 9   | 697         |
|          | 28  | 3545        |            | 10  | 1810        |
| MARZO    | 7   | 790         |            | 11  | 1480        |
|          | 8   | 990         |            | 12  | 2300        |
|          | 9   | 990         |            | 13  | 470         |
|          | 10  | 3690        |            | 14  | 410         |
|          | 18  | 580         |            | 15  | 770         |
|          | 19  | 380         |            | 16  | 895         |
|          | 20  | 3300        | JULIO      | 18  | 1529        |
|          | 22  | 1770        | AGOSTO     | 18  | 2182        |
|          | 23  | 820         | SEPTIEMBRE | 1   | 3220        |
|          | 24  | 2550        |            | 13  | 1995        |
| ABRIL    | 25  | 1850        |            | 16  | 1320        |
|          | 26  | 1600        |            | 17  | 7630        |
|          | 27  | 1400        |            | 18  | 786         |
|          | 28  | 680         |            | 26  | 2150        |
|          | 2   | 2632        | OCTUBRE    | 11  | 1825        |
|          | 7   | 1181        |            | 12  | 1075        |
|          | 17  | 452         |            | 13  | 667         |
|          | 18  | 432         |            | 14  | 2216        |
|          | 19  | 705         | NOVIEMBRE  | 2   | 1383        |
|          | 20  | 4764        |            | 12  | 793         |
| MAYO     | 21  | 2074        |            | 18  | 1243        |
|          | 25  | 450         | DICIEMBRE  | 20  | 1333        |
|          | 26  | 4381        |            | 24  | 1432        |
|          | 2   | 2747        |            | 26  | 1710        |
|          | 3   | 796         |            | 28  | 700         |
|          | 4   | 2110        |            |     |             |
|          | 5   | 2191        |            |     |             |
|          | 6   | 600         |            |     |             |
|          | 7   | 664         |            |     |             |
|          | 8   | 699         |            |     |             |

La frecuencia y duración de estos picos de color indica que el agua proveniente de esta fuente presenta dificultad para ser tratada en plantas convencionales más aún teniendo en cuenta que los anteriores parámetros corresponden a una mezcla del caudal del Acueducto de Occidente (Río Oro) con el caudal de otras fuentes: Quebradas Tamarvia y/o Partidas y que actualmente en la planta de potabilización el agua es tratada solo por filtración directa sin la adición de químicos que remuevan color, que para estos picos tan altos se estima que se requieren la aplicación de polímeros y según información de los operarios tanto del acueducto de Anserma como de Guática cuando estos picos suceden deben suspender el agua del Acueducto Regional de Occidente, lo cual es una problemática difícil de resolver teniendo en cuenta que el valor máximo admisible del color aparente de acuerdo con la resolución 2115 del 22 junio de 2007 es de 15 UPC, con lo cual prácticamente durante todo el tiempo se está superando varias veces este valor

La aducción de esta fuente, igual que las aducciones de las otras fuentes, presenta fallas frecuentes, que normalmente demandan varios días para su reparación, debido a los problemas geotécnicos que se presenta en las franjas de su localización.

Por lo anteriormente descrito es necesario sostener y mejorar todas las fuentes disponibles para el acueducto del municipio a fin de garantizar la calidad y continuidad del servicio de acueducto.

## 10 DIAGNOSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

A continuación, se presenta un análisis del estado, operación y capacidad de los siguientes componentes del sistema de acueducto del municipio de Guática:

- ✓ Sistemas de captación.
- ✓ Desarenadores.
- ✓ Sistema de aducciones
- ✓ Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP).
- ✓ Sistema de almacenamiento.
- ✓ Red de distribución.
- ✓ Sistema contra incendios.

El presente capítulo tiene en cuenta la relación anterior y tomando como base los levantamientos de campo, la demanda proyectada definida en el Capítulo 5.3 “CÁLCULO DE LA DEMANDA PROYECTADA PARA EL PERIODO DE DISEÑO” y los alcances del proyecto.

La metodología consistió en recorrer, visitar y levantar en detalle cada uno de los componentes antes descritos, iniciando en la bocatoma, desarenador, aducción, pasando por la planta de potabilización y luego el sistema de almacenamiento, así como también la distribución de agua potable para todo el casco urbano, el propósito es el de realizar una verificación técnica de su capacidad y proyectar los diseños para su optimización, expansión y mejoramiento.

### 10.1 SISTEMAS DE CAPTACIÓN

La zona urbana del municipio de Guática cuenta con cuatro bocatomas, incluyendo la Galería filtrante y una derivación proveniente del acueducto Regional de Occidente, dispuestas de la siguiente manera:

Samaria

Chorro 1

Chorro 2 – Fuera de servicio

Chorro 3 – Fuera de servicio

La Cabaña (Galería Filtrante)

Acueducto Regional de Occidente – Proporciona aproximadamente el 50% de la demanda.

### 10.1.1 Balance de caudales disponibles por captación

De acuerdo al Cuadro 7.26 “Caudales disponibles para acueducto” se hace un balance del caudal ponderado para obtener el porcentaje de la disponibilidad de cada una de las fuentes de captación, a continuación, se presenta los porcentajes de disponibilidad de caudal con respecto a la demanda del caudal proyectado:

- Samaria: 38%
- Bocatoma Chorros 1: 35%
- Bocatoma Chorros 2: 11%
- Bocatoma Chorros 3: 16%

En el capítulo 5.3 “CÁLCULO DE LA DEMANDA PROYECTADA PARA EL PERIODO DE DISEÑO”, se establece que los caudales máximos diarios para la zona urbana en el año 2046 son de 18.82 l/s.

Con el fin de evaluar la capacidad de cada una de las estructuras se asigna el porcentaje de disponibilidad a la demanda proyectada

- Samaria: 7.07 L/s
- Bocatoma Chorros 1: 6.55 L/s
- Bocatoma Chorros 2: 2.12 L/s
- Bocatoma Chorros 3: 3.08 L/s

A continuación, se hace una descripción física de cada una de las estructuras de captación.

### 10.1.2 Conformación general del sistema de captación de la bocatoma Samaria

La estructura de esta bocatoma fue construida en concreto reforzado, conformada por dos muros laterales que encausan y represan el agua en dirección a la rejilla, un canal de recolección y una caja de derivación desde donde sale la tubería de aducción hacia el desarenador, la tubería empieza en PVC de 6 pulgadas y se reduce a 4 pulgadas Asbesto-cemento hasta llegar al desarenador.

En la Figura 10.1 se presenta la conformación general de la bocatoma Samaria.

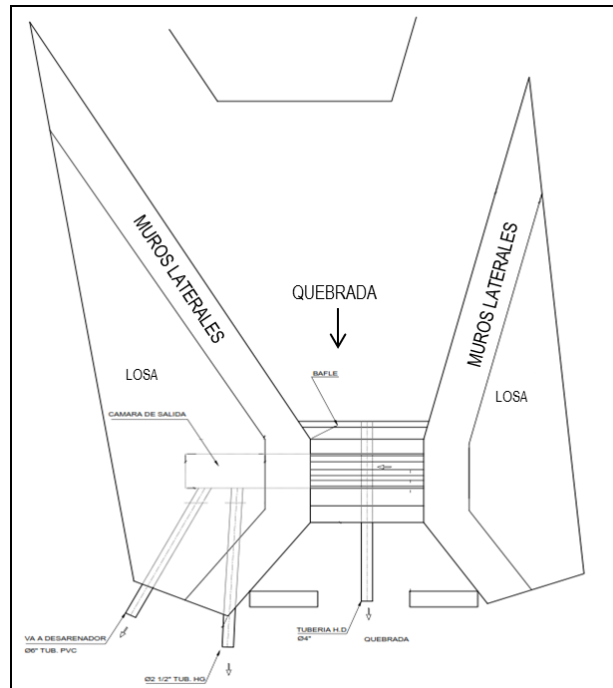


**Figura 10.1. Conformación general de la bocatoma en la quebrada Samaria**

En términos generales esta bocatoma se encuentra en buen estado de funcionamiento hidráulico.

Durante la visita de campo se evidenció que el sistema de lavado se encuentra en estado deficiente, ya que este se realiza mediante una perforación que posee la placa de aproximación, por otra parte, en este punto se presenta socavación en los taludes exteriores ya que los muros no son lo suficientemente altos para encausar el total del agua en épocas de invierno cuando el caudal del agua se ve aumentado.

En la Figura 10.2 Se presenta imagen que muestra la conformación y estado de esta bocatoma y en el plano DG-ACU\_EST-01 se presenta el levantamiento de la conformación de la misma.





Figura 10.2. Conformación de la bocatoma Samaria

#### 10.1.2.1 Evaluación de los componentes físicos de la bocatoma Samaria

A continuación, se presenta la evaluación del estado y existencia de las estructuras que componen el sistema de captación. En el Cuadro 10.1 se presenta la evaluación de los componentes físicos de bocatoma.



**Cuadro 10.1. Evaluación de los componentes físicos de la bocatoma Samaria**

| COMPONENTE                         | Existencia | Estado | Observación                                                                                                                                    |
|------------------------------------|------------|--------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Placa de aproximación              | SI         | B      | La bocatoma cuenta con la placa de aproximación para homogenizar el flujo a la entrada de la rejilla y evitar la acumulación de sólidos        |
| Muros Laterales                    | SI         | B      | Los muros no cuentan con la altura suficiente para encauzar el agua, lo que genera erosión y socavación en el terreno por desborde la quebrada |
| Rejilla                            | SI         | B      | Se encuentra en optimas condiciones, pero no cuenta con la inclinación recomendada para la autolimpieza.                                       |
| Canal de aducción                  | SI         | B      | se encuentra en optimas condiciones                                                                                                            |
| Caja de derivación                 | SI         | B      | No cuenta con los componentes básicos de control para operar adecuadamente                                                                     |
| Vertedero de control               | NO         |        |                                                                                                                                                |
| Vertedero de excesos               | NO         |        |                                                                                                                                                |
| Canal de excesos y lavado          | NO         |        | La bocatoma no cuenta con sistema de lavado, este se hace por medio de una tubería HG .                                                        |
| Azud                               | NO         |        | En el retorno del agua al cauce natural de la quebrada se evidencia erosión por la entrega inadecuada.                                         |
| Pozo de amortiguación              | SI         | B      |                                                                                                                                                |
| Estructura de disipación           | NO         |        |                                                                                                                                                |
| Sistema de control de caudal       | NO         |        | La bocatoma no cuenta con sistema de compuertas para los excesos                                                                               |
| Aducción<br>Bocatoma a desarenador | SI         | B      | Esta conformado tubería de PVC de Ø 6".                                                                                                        |

#### 10.1.2.2 Evaluación de la capacidad hidráulica de la bocatoma Samaria

En el capítulo 5.3 “CÁLCULO DE LA DEMANDA PROYECTADA PARA EL PERIODO DE DISEÑO”, se establece que los caudales máximos diarios para la zona urbana en el año 2046 son de 18.82 l/s y de acuerdo al balance de caudales disponible en la fuente el caudal para chequear la capacidad hidráulica de la bocatoma es de 7.07 L/s

A continuación, se presenta el resumen de los caudales de la quebrada Samaria, expuestos en el capítulo 7.3 “RESUMEN EJECUTIVO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO”:

Caudal Mínimo: 3.29 L/s  
 Caudal Máximo (T: 100años): 3.63m3/s.  
 Caudal Medio: 7.07 L/s.

Caudal de Diseño (2\*QMD): 14.14 L/s

En el Cuadro 10.2 se presenta la evaluación de la capacidad hidráulica de la bocatoma existente

**Cuadro 10.2. Evaluación de la capacidad hidráulica de bocatoma Samaria**

| DATOS DE ENTRADA                                                                               | VALOR    | UNIDAD           |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|------------------|
| Caudal medio del río                                                                           | 19.17    | l/s              |
| Caudal mínimo del río promedio anual                                                           | 3.29     | l/s              |
| Caudal máximo del río Tr=100 años                                                              | 3.63     | m3/s             |
| Consumo máximo diario (CMD)                                                                    | 7.07     | l/s              |
| Caudal de diseño 2*CMD                                                                         | 14.14    | l/s              |
| Ancho del río en el sitio de captación                                                         | 1        | m                |
| Ancho de la rejilla                                                                            | 0.35     | m                |
| Largo de la rejilla                                                                            | 1        | m                |
| Diámetro barras en la rejilla de 3/8"                                                          | 0.009525 | m                |
| Separación media entre barras                                                                  | 0.01     | m                |
| Número de espacios                                                                             | 50       |                  |
| Número de barras                                                                               | 49       |                  |
| Aceleración de la gravedad                                                                     | 9.81     | m/s <sup>2</sup> |
| Velocidad de paso por entre los barrotes (Asumido)                                             | 0.1      | m/s              |
| Pendiente del canal de aducción                                                                | 5.00%    | %                |
| Pendiente de la rejilla                                                                        | 10.34%   | %                |
| Cota del lecho en el sitio de captación                                                        | 1630     | msnm             |
| CHEQUEO DEL DIQUE O PRESA                                                                      | VALOR    | UNIDAD           |
| Altura de lamina de agua sobre la presa en condiciones de diseño (H1)<br>$Q = C * L * H^{3/2}$ | 0.0389   | m                |
| Corrección por las dos contracciones laterales (L')                                            | 0.992    | m                |
| Lamina de agua sobre la presa en condiciones caudal mínimo del río (H2)                        | 0.0147   | m                |
| Lamina de agua sobre la presa en condiciones caudal medio del río (H3)                         | 0.0477   | m                |
| Lamina de agua sobre la presa en condiciones caudal máximo del río (H4)                        | 1.573    | m                |
| Velocidad del río sobre la presa para condiciones de diseño<br>$v = Q/(L'*H)$                  | 0.366    | m/s              |
| La velocidad del río debe estar en el rango de $0,3 < v < 3$ m/s                               |          |                  |
| CHEQUEO DEL CANAL DE ADUCCIÓN - ANCHO                                                          | VALOR    | UNIDAD           |
| Ancho del canal de aducción $X_s = 0,36*v^{2/3} + 0,6*H^{4/7}$                                 | 0.278    | m                |
| Borde libre                                                                                    | 0.100    | m                |
| Ancho del canal de aducción B                                                                  | 0.378    | m                |
| El canal de aducción tiene un ancho de 0.35m                                                   | 0.350    | m                |
| CHEQUEO DE LA REJILLA                                                                          | VALOR    | UNIDAD           |
| Área neta de la rejilla                                                                        | 0.157    | m <sup>2</sup>   |
| Relación $A_n/A_t$                                                                             | 0.512    |                  |
| Longitud de la rejilla requerida                                                               | 0.811    | m                |
| La rejilla existente                                                                           | 3.500    | m                |
| Área neta de la rejilla existente                                                              | 0.175    | m <sup>2</sup>   |
| Capacidad de captación de la rejilla para el Q medio del río                                   | 13.54    | l/s              |

| CHEQUEO DEL CANAL DE ADUCCIÓN - AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO PARA CONDICIONES DE CAUDAL PROYECTADO                                                  | VALOR  | UNIDAD |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------|
| Longitud del canal de aducción                                                                                                                    | 1.00   | m      |
| Calculo de la altura de lamina aguas abajo del canal $h_e - h_c$                                                                                  | 0.055  | m      |
| Calculo de la altura de lamina aguas arriba del canal $h_0$                                                                                       |        |        |
| $h_0 = (2 \cdot h_e^2 + (h_e - i \cdot L/3)^2)^{0.5} - i \cdot L/3$                                                                               | 0.053  | m      |
| Borde libre 1                                                                                                                                     | 0.15   |        |
| Calculo de la altura geométrica del canal aguas arriba                                                                                            |        |        |
| $H_0 = h_0 + \text{Borde Libre}$                                                                                                                  | 0.203  | m      |
| Calculo de la altura geométrica del canal aguas abajo                                                                                             |        |        |
| $H_c = h_c + (h_0 - h) + i \cdot L + \text{Borde Libre}$                                                                                          | 0.253  | m      |
| CHEQUEO DE LA CAJA DE DERIVACIÓN                                                                                                                  | VALOR  | UNIDAD |
| Caudal de llegada al caja de derivación                                                                                                           | 13.544 | l/s    |
| Calculo de la velocidad del agua al final del canal de aducción                                                                                   | 0.651  | m/s    |
| Dimensiones requeridas para la caja de derivación                                                                                                 |        |        |
| Calculo del perfil superior de la lamina de agua $X_s$                                                                                            | 0.385  | m      |
| Borde libre                                                                                                                                       | 0.300  |        |
| Ancho minimo de la caja de derivación $B_{camara} = X_s + 0,3$ (requerido)                                                                        | 0.68   | m      |
| Existe una caja de derivación de 0.70mx0.75m (existe)                                                                                             | 0.70   | m      |
| EVALUACIÓN DE LA ALTURA DE LOS MUROS LATERALES                                                                                                    | VALOR  | UNIDAD |
| Altura de lamina para el caudal máximo del río                                                                                                    | 1.573  | m      |
| Borde libre                                                                                                                                       | 0.300  | m      |
| Altura de los muros laterales + Borde Libre                                                                                                       | 1.87   | m      |
| Los muros laterales tienen de altura 40 cm                                                                                                        | 0.400  | m      |
| CHEQUEO DE LOS EXCESOS EN LA BOCATOMA                                                                                                             | VALOR  | UNIDAD |
| Calculo del caudal de excesos $Q_{ex} = Q_{captado} - Q_{diseño}$                                                                                 | -0.592 | l/s    |
| No existe vertedero de excesos                                                                                                                    | 0.000  |        |
| CHEQUEO DE CONTROL DE PASO DE CAUDAL AL DESARENADOR                                                                                               | VALOR  | UNIDAD |
| Caudal máximo a llevar al desarenador                                                                                                             | 13.544 | l/s    |
| No existe elemento de control para el caudal de paso al desarenador                                                                               | N/A    |        |
| VERTEDERO DE RETORNO EXCESOS A LA QUEBRADA                                                                                                        | VALOR  | UNIDAD |
| La estructura para el retorno de los excesos al río no funciona                                                                                   | 0.000  |        |
| PERFIL DE LA PRESA                                                                                                                                | VALOR  | UNIDAD |
| La presa no cuenta con perfil tipo WES o Creaguer para evitar riesgos de erosión en la estructura, el perfil es recto, con una inclinación de 73° | N/A    |        |
| DADO DISIPADOR Y POZO DE AMORTIGUACIÓN                                                                                                            | VALOR  | UNIDAD |
| La estructura no cuenta con pozo de amortiguación ni dado disipador de energia                                                                    | N/A    |        |

### 10.1.2.3 Conclusiones del sistema de captación Samaria.

- ✓ La bocatoma es de tipo rejilla de fondo, con una conformación incompleta debido a que carece de algunos componentes hidráulicos que son indispensables para la operatividad adecuada de una estructura de este tipo.
  - Azud bien conformado.
  - Pozo de amortiguación bien conformado.
  - Dado dissipador de energía.
  - Muros laterales.
- ✓ La presa no cuenta con perfil tipo WES o Creaguer para evitar riesgos de erosión en la estructura, el perfil es recto.
- ✓ La caja de derivación no tiene las dimensiones mínimas requeridas para las actividades de operación y mantenimiento, además no cuenta con las estructuras necesarias para la evacuación de arenas y gravas. Carece de una estructura que permita el control de los caudales captados, transportados al desarenador y regresados a la quebrada, para cumplir con la resolución de concesión de aguas.
- ✓ No cuenta con la altura de los muros laterales que son los encargados de encauzar el agua generada en avenidas torrenciales.
- ✓ Para un funcionamiento hidráulico óptimo se deben implementar o construir los siguientes componentes para optimizar el sistema de captación.
  - Realce de muros laterales.
  - Reconformación del tanque de amortiguación
  - Reconformación de la caja de derivación.

### 10.1.3 Conformación general del sistema de captación de la bocatoma Los Chorros 1

El lecho de esta bocatoma es del tipo rocoso, su tipo corresponde a una toma con dique transversal, que generalmente se ha empleado en acueductos para pequeñas poblaciones y toma de agua en la cuenca alta de la quebrada, en las cuales en las épocas de verano el espesor de la lámina de agua es muy pequeño, lo cual dificulta la derivación del agua.

Con este sistema de bocatoma se busca formar aguas arriba un pequeño lago artificial o embalse, mediante la construcción de un dique transversal de una altura suficiente para obtener en el dique de captación un espesor de lámina de agua mínima, suficiente para la toma del caudal.

Esta estructura se encuentra construida en concreto reforzado, tiene muros laterales con forma de L y una rejilla por donde se realiza la captación

En la Figura 10.3 se presenta la conformación general de la bocatoma Chorros 1.

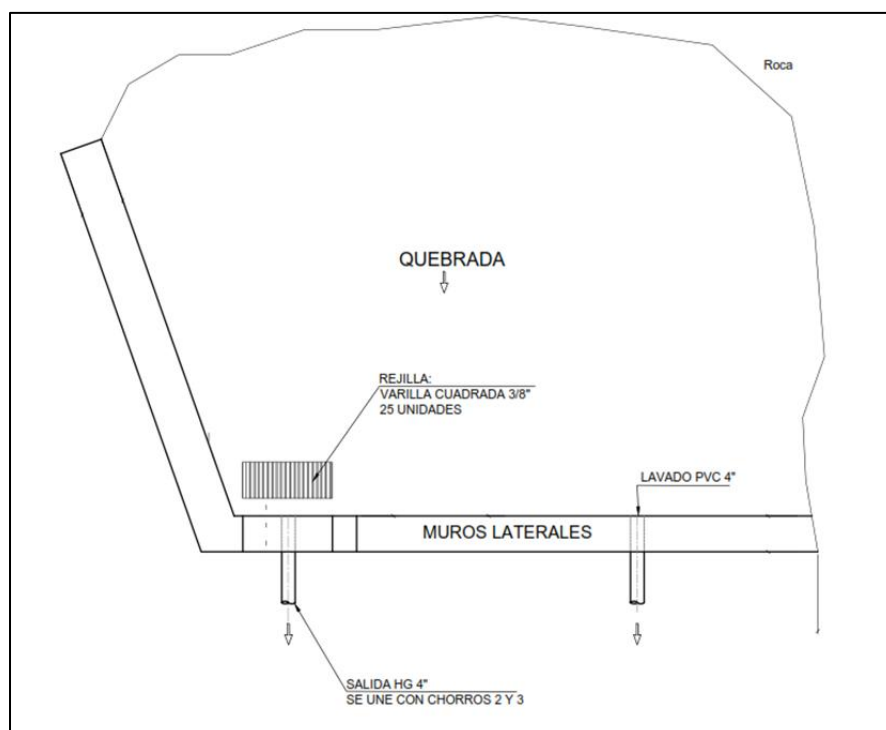


**Figura 10.3. Conformación general de la bocatoma en la quebrada Los Chorros 1**

Cuenta con los siguientes componentes: dique transversal, dique de captación, rejilla de captación canal de aducción, en general está en buenas condiciones estructurales y de conservación. No cuenta con muros laterales y aguas abajo de los diques no se tiene la conformación del perfil Creager o azud.

La deficiencia que se ha encontrado en este tipo de bocatomas es que en las crecientes el material de arrastre va llenando el pequeño lago artificial.

También se pudo observar que, debido a las características del terreno, el mismo lecho de la quebrada actúa como un azud natural, y no posee el espacio para conformar el pozo de

amortiguación y construir una caja de derivación, ya que la zona está conformada por rocas de gran calado por lo que el espacio en este punto es mínimo, lo que dificulta la construcción de estructuras adicionales. Por otra parte, los muros laterales no son lo suficientemente altos y poseen un borde libre de 3 cm aproximadamente, provocando desbordamientos ante el más mínimo aumento de caudal, además, la tubería de salida para el lavado de la estructura presenta hundimiento por un golpe.

En las Figura 10.4 y Figura 10.5 se presenta la conformación y estado de esta bocatoma y en el Anexo v, se presenta En el plano DG-ACU\_EST-02 se presenta la conformación geométrica de esta bocatoma (Chorros 1)



**Figura 10.4. Vista general de la bocatoma Los Chorros 1.**





**Figura 10.5. Hundimiento en tubería de salida para el lavado.**

#### **10.1.3.1 Evaluación de los componentes físicos de la bocatoma Los Chorros 1**

A continuación, se presenta la evaluación del estado y existencia de las estructuras que componen el sistema de captación. En el Cuadro 10.3 se presenta la evaluación de los componentes físicos de bocatoma.

**Cuadro 10.3. Evaluación de los componentes físicos de la bocatoma Chorros 1**

| COMPONENTE                         | Existencia | Estado | Observación                                                                                                                                       |
|------------------------------------|------------|--------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Placa de aproximación              | NO         |        | La bocatoma cuenta no cuenta con la placa de aproximación para homogenizar el flujo a la entrada de la rejilla y evitar la acumulación de sólidos |
| Muros Laterales                    | SI         | B      | Los muros no cuentan con la altura suficiente para encauzar el agua.                                                                              |
| Rejilla                            | SI         | B      | Se encuentra en óptimas condiciones                                                                                                               |
| Canal de aducción                  | SI         | B      | Se encuentra en óptimas condiciones                                                                                                               |
| Caja de derivación                 | NO         |        | No cuenta con los componentes básicos de control para operar adecuadamente                                                                        |
| Vertedero de control               | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Vertedero de excesos               | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Canal de excesos y lavado          | SI         | M      | La bocatoma cuenta con sistema de lavado averiado                                                                                                 |
| Azud                               | NO         |        | En el retorno del agua al cauce natural de la quebrada se evidencia erosión por la entrega inadecuada                                             |
| Pozo de amortiguación              | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Estructura de disipación           | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Sistema de control de caudal       | NO         |        | La bocatoma no cuenta con sistema sistema de compuertas para los excesos                                                                          |
| Aducción<br>Bocatoma a desarenador | SI         | B      | Esta conformado por un canal rectangular.                                                                                                         |

#### 10.1.3.2 Evaluación de la capacidad hidráulica Los Chorros 1

En el capítulo 5.3 “CÁLCULO DE LA DEMANDA PROYECTADA PARA EL PERIODO DE DISEÑO”, se establece que los caudales máximos diarios para la zona urbana en el año 2046 son de 18.82 l/s y de acuerdo al balance de caudales disponible en la fuente el caudal para chequear la capacidad hidráulica de la bocatoma es de 6.55 L/s.

A continuación, se presenta el resumen de los caudales de la quebrada Los Chorros 1, expuestos en el capítulo 7.3 “RESUMEN EJECUTIVO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO”:

Caudal Mínimo de la quebrada:

3.418 L/s



Caudal Máximo de la quebrada (T: 100años): 4.00m<sup>3</sup>/s.  
 Caudal Medio de la quebrada: 17.93 L/s.  
 Caudal de Diseño (2\*QMD): 13.10 L/s

En el Cuadro 10.4 se presenta la evaluación de la capacidad hidráulica de la bocatoma Los Chorros 1.

**Cuadro 10.4. Evaluación de la capacidad hidráulica de bocatoma Los Chorros 1**

| DATOS DE CAMPO                                                                                 | VALOR  | UNIDAD            |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|-------------------|
| Caudal medio de la quebrada                                                                    | 17.93  | l/s               |
| Caudal mínimo la quebrada promedio anual                                                       | 3.418  | l/s               |
| Caudal máximo la quebrada Tr=100 años                                                          | 4      | m <sup>3</sup> /s |
| Consumo máximo diario (CMD)                                                                    | 6.55   | l/s               |
| Caudal de diseño 2*CMD                                                                         | 13.11  | l/s               |
| Ancho de la quebrada en el sitio de captación                                                  | 3      | m                 |
| Ancho de la rejilla                                                                            | 0.2    | m                 |
| Largo de la rejilla                                                                            | 0.5    | m                 |
| Diámetro barras en la rejilla de 3/8"                                                          | 0.0095 | m                 |
| Separación media entre barras                                                                  | 0.01   | m                 |
| Número de espacios                                                                             | 26     | Und               |
| Número de barras                                                                               | 25     | Und               |
| Aceleración de la gravedad                                                                     | 9.81   | m/s <sup>2</sup>  |
| Velocidad de paso por entre los barrotes (Asumido)                                             | 0.1    | m/s               |
| Pendiente del canal de aducción                                                                | 10.00% | %                 |
| Pendiente de la rejilla                                                                        | 1.00%  | %                 |
| Cota del lecho en el sitio de captación                                                        |        | msnm              |
| CHEQUEO DEL DIQUE O PRESA                                                                      | VALOR  | UNIDAD            |
| Altura de lámina de agua sobre la presa en condiciones de diseño (H1)<br>$Q = C * L * H^{3/2}$ | 0.1083 | m                 |
| Corrección por las dos contracciones laterales (L')                                            | 2.978  | m                 |
| Lámina de agua sobre la presa en condiciones caudal mínimo de la quebrada (H2)                 | 0.0442 | m                 |
| Lámina de agua sobre la presa en condiciones caudal medio de la quebrada (H3)                  | 0.1334 | m                 |
| Lámina de agua sobre la presa en condiciones caudal máximo de la quebrada (H4)                 | 4.907  | m                 |
| Velocidad de la quebrada sobre la presa para condiciones de diseño<br>$v = Q/(L * H)$          | 0.041  | m/s               |
| La velocidad de la quebrada debe estar en el rango de $0,3 < v < 3$ m/s                        |        |                   |
| CHEQUEO DEL CANAL DE ADUCCIÓN - ANCHO                                                          | VALOR  | UNIDAD            |
| Ancho del canal de aducción $X_s = 0,36 * v^{2/3} + 0,6 * H^{4/7}$                             | 0.211  | m                 |
| Borde libre                                                                                    | 0.100  | m                 |
| Ancho del canal de aducción B                                                                  | 0.311  | m                 |
| El canal de aducción tiene un ancho de 0.20m                                                   | 0.200  | m                 |

| CHEQUEO DE LA REJILLA                                                                            | VALOR | UNIDAD |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|--------|
| Área neta de la rejilla                                                                          | 0.146 | m2     |
| Relación $A_n/A_t$                                                                               | 0.512 |        |
| Longitud de la rejilla requerida                                                                 | 0.914 | m      |
| La rejilla existente                                                                             | 0.500 | m      |
| Área neta de la rejilla existente                                                                | 0.052 | m2     |
| Capacidad de captación de la rejilla para el Q medio de la quebrada                              | 4.68  | l/s    |
| CHEQUEO DEL CANAL DE ADUCCIÓN - AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO PARA CONDICIONES DE CAUDAL PROYECTADO | VALOR | UNIDAD |
| Longitud del canal de aducción                                                                   | 0.50  | m      |
| Calculo de la altura de lámina aguas abajo del canal $h_e = h_c$                                 | 0.076 | m      |
| Calculo de la altura de lámina aguas arriba del canal $h_0$                                      |       |        |
| $h_0 = (2 \cdot h_e^2 + (h_e \cdot L/3)^2)^{0.5} - 2 \cdot L/3$                                  | 0.089 | m      |
| Borde libre 1                                                                                    | 0.15  |        |
| Cálculo de la altura geométrica del canal aguas arriba                                           |       |        |
| $H_0 = h_0 + \text{Borde Libre}$                                                                 | 0.239 | m      |
| Calculo de la altura geométrica del canal aguas abajo                                            |       |        |
| $H_c = h_c + (h_0 - h) + i \cdot L + \text{Borde Libre}$                                         | 0.289 | m      |
| CHEQUEO DE LA CAJA DE DERIVACIÓN                                                                 | VALOR | UNIDAD |
| Caudal de llegada al caja de derivación                                                          | 4.680 | l/s    |
| Calculo de la velocidad del agua al final del canal de aducción                                  | 0.198 | m/s    |
| Dimensiones requeridas para la caja de derivación                                                |       |        |
| Calculo del perfil superior de la lámina de agua $X_s$                                           | 0.260 | m      |
| Borde libre                                                                                      | 0.300 |        |
| Ancho mínimo de la caja de derivación $B_{camara} = X_s + 0,3$ (requerido)                       | 0.56  | m      |
| No existe una caja de derivación                                                                 | N/A   | m      |
| EVALUACIÓN DE LA ALTURA DE LOS MUROS LATERALES                                                   | VALOR | UNIDAD |
| Altura de lámina para el caudal máximo de la quebrada                                            | 0.807 | m      |
| Borde libre                                                                                      | 0.300 | m      |
| Altura de los muros laterales + Borde Libre                                                      | 1.11  | m      |
| Los muros laterales tienen de altura 40 cm                                                       | 0.400 | m      |

### 10.1.3.3 Conclusiones del sistema de captación Chorros 1

- ✓ La estructura de esta bocatoma no cuenta con la capacidad hidráulica suficiente para satisfacer dicha población, en temporadas de verano el flujo de agua no es insuficiente.
- ✓ Aunque se puede considerar que la bocatoma es de tipo rejilla de fondo, la conformación es incompleta debido a que carece de algunos componentes hidráulicos que son indispensables para la operatividad adecuada de una estructura de este tipo.
  - Azud.
  - Pozo de amortiguación.
  - Dado dissipador de energía.
  - Muros laterales.

Los riesgos de inestabilidad por socavación son contrarrestados por estar sobrepuesta en un macizo rocoso.

- ✓ La presa no cuenta con perfil tipo WES o Creaguer para evitar riesgos de erosión en la estructura, el perfil es recto, con una pendiente de 75%
- ✓ El sistema requiere de una caja de derivación las cuales son necesarios para el control de los caudales captados, transportados al desarenador y regresados a la quebrada, para cumplir con la resolución de concesión de aguas.
- ✓ No cuenta con la altura de los muros laterales que son los encargados de encauzar el agua generada en avenidas torrenciales.
- ✓ Para un funcionamiento hidráulico óptimo se deben implementar o construir los siguientes componentes para optimizar el sistema de captación.
  - Construcción de muros laterales.
  - Construcción pozo de amortiguación.
  - Reconstrucción de la tubería de aducción.
  - Construcción de cámara de derivación.

#### **10.1.4 Conformación general del sistema de captación la bocatoma Chorros 2**

Esta captación tiene las mismas características físicas y conformación que captación de Los Chorros 1, el lecho es de tipo rocoso, toma con dique transversal.

Esta estructura se encuentra construida en concreto reforzado, tiene muros laterales con forma de L y una rejilla por donde se realiza la captación

Esta bocatoma se encuentra compuesta por una estructura de concreto reforzado, con muros laterales y una rejilla, por donde se realiza la captación y se conduce el flujo de agua por la tubería de aducción.

En la Figura 10.6 se presenta la conformación general de la bocatoma Chorros 2.

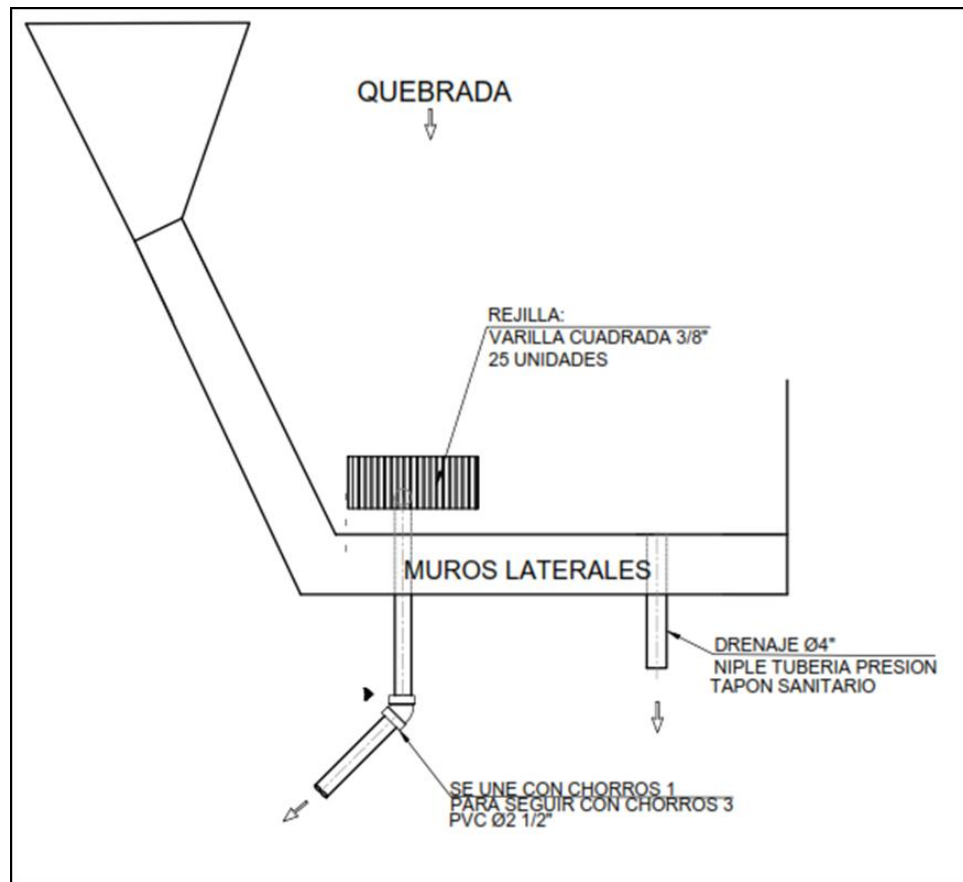


**Figura 10.6. Conformación general de la bocatoma en la quebrada Chorros 2**

La estructura presenta problemas de filtración ya que el dique y la roca no están sellados de manera adecuada, además no posee caja de derivación. Por otro parte, los muros no tienen la suficiente altura para encausar adecuadamente el agua cuando esta se ve aumentada en caudal por lo que se presenta desbordamiento, erosionando el terreno a su alrededor.

En la visita se evidencio el alto contenido de material de arrastre que ha llenado el pequeño lago artificial debido a las crecientes que se han presentado en la quebrada.

Actualmente esta bocatoma se encuentra fuera de servicio debido a que el caudal que es captado de otras fuentes es suficiente para abastecer el caudal de demanda.

En la Figura 10.7 se presenta imagen que muestra la conformación y estado de esta bocatoma y en el plano DG-ACU\_EST-02 se presenta el levantamiento de la conformación de la misma.



Figura 10.7. Vista frontal de la bocatoma Los Chorros 2.

#### 10.1.4.1 Evaluación de los componentes físicos de la bocatoma Chorros 2

A continuación, se presenta la evaluación del estado y existencia de las estructuras que componen el sistema de captación. En el Cuadro 10.5 se presenta la evaluación de los componentes físicos de bocatoma.

**Cuadro 10.5. Evaluación de los componentes físicos de la bocatoma Chorros 2**

| COMPONENTE                         | Existencia | Estado | Observación                                                                                                                                       |
|------------------------------------|------------|--------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Placa de aproximación              | NO         |        | La bocatoma cuenta no cuenta con la placa de aproximación para homogenizar el flujo a la entrada de la rejilla y evitar la acumulación de sólidos |
| Muros Laterales                    | SI         | B      | Los muros no cuentan con la altura suficiente para encauzar el agua.                                                                              |
| Rejilla                            | SI         | B      | Se encuentra en óptimas condiciones                                                                                                               |
| Canal de aducción                  | SI         | B      | Se encuentra en óptimas condiciones                                                                                                               |
| Caja de derivación                 | NO         |        | No cuenta con los componentes básicos de control para operar adecuadamente                                                                        |
| Vertedero de control               | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Vertedero de excesos               | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Canal de excesos y lavado          | SI         | B      | La bocatoma cuenta con sistema de lavado tubería a presión con tapon sanitario                                                                    |
| Azud                               | NO         |        | En el retorno del agua al cauce natural de la quebrada se evidencia erosión por la entrega inadecuada                                             |
| Pozo de amortiguación              | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Estructura de disipación           | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Sistema de control de caudal       | NO         |        | La bocatoma no cuenta con sistema sistema de compuertas para los excesos                                                                          |
| Aducción<br>Bocatoma a desarenador | SI         | B      | Esta conformado por un canal rectangular.                                                                                                         |

#### 10.1.4.2 Evaluación de la capacidad hidráulica Los Chorros 2

En el capítulo 5.3 “CÁLCULO DE LA DEMANDA PROYECTADA PARA EL PERIODO DE DISEÑO”, se establece que los caudales máximos diarios para la zona urbana en el año 2046 son de 18.82 l/s y de acuerdo al balance de caudales disponible en la fuente el caudal para chequear la capacidad hidráulica de la bocatoma es de 2.12 L/s.

A continuación, se presenta el resumen de los caudales de la quebrada Los Chorros 2, expuestos en el capítulo 7.3 “RESUMEN EJECUTIVO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO”:



|                                            |           |
|--------------------------------------------|-----------|
| Caudal Mínimo de la quebrada:              | 1.216 L/s |
| Caudal Máximo de la quebrada (T: 100años): | 1.84m3/s. |
| Caudal Medio de la quebrada:               | 5.72 L/s. |
| Caudal de Diseño (2*QMD):                  | 4.23 L/s  |

En el Cuadro 10.6 se presenta la evaluación de la capacidad hidráulica de la bocatoma Los Chorros 2

**Cuadro 10.6. Evaluación de la capacidad hidráulica de la bocatoma Los Chorros 2**

| DATOS DE CAMPO                                                                                 | VALOR  | UNIDAD |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------|
| Caudal medio de la quebrada                                                                    | 5.72   | l/s    |
| Caudal mínimo la quebrada promedio anual                                                       | 1.216  | l/s    |
| Caudal máximo la quebrada Tr=100 años                                                          | 1.84   | m3/s   |
| Consumo máximo diario (CMD)                                                                    | 2.12   | l/s    |
| Caudal de diseño 2*CMD                                                                         | 4.23   | l/s    |
| Ancho de la quebrada en el sitio de captación                                                  | 2      | m      |
| Ancho de la rejilla                                                                            | 0.2    | m      |
| Largo de la rejilla                                                                            | 0.5    | m      |
| Diámetro barras en la rejilla de 3/8"                                                          | 0.0095 | m      |
| Separación media entre barras                                                                  | 0.01   | m      |
| Número de espacios                                                                             | 26     | Und    |
| Número de barras                                                                               | 25     | Und    |
| Aceleración de la gravedad                                                                     | 9.81   | m/s2   |
| Velocidad de paso por entre los barrotes (Asumido)                                             | 0.1    | m/s    |
| Pendiente del canal de aducción                                                                | 10.00% | %      |
| Pendiente de la rejilla                                                                        | 3.00%  | %      |
| Cota del lecho en el sitio de captación                                                        |        | msnm   |
| CHEQUEO DEL DIQUE O PRESA                                                                      | VALOR  | UNIDAD |
| Altura de lámina de agua sobre la presa en condiciones de diseño (H1)<br>$Q = C * L * H^{3/2}$ | 0.0510 | m      |
| Corrección por las dos contracciones laterales (L')                                            | 1.990  | m      |
| lámina de agua sobre la presa en condiciones caudal mínimo de la quebrada (H2)                 | 0.0222 | m      |
| lámina de agua sobre la presa en condiciones caudal medio de la quebrada (H3)                  | 0.0623 | m      |
| lámina de agua sobre la presa en condiciones caudal máximo de la quebrada (H4)                 | 2.924  | m      |
| Velocidad de la quebrada sobre la presa para condiciones de diseño<br>$v = Q/(L'*H)$           | 0.042  | m/s    |
| La velocidad de la quebrada debe estar en el rango de 0,3<v<3 m/s                              |        |        |
| CHEQUEO DEL CANAL DE ADUCCIÓN - ANCHO                                                          | VALOR  | UNIDAD |
| Ancho del canal de aducción $X_s = 0,36*v^{2/3} + 0,6*H^{4/7}$                                 | 0.153  | m      |
| Borde libre                                                                                    | 0.100  | m      |
| Ancho del canal de aducción B                                                                  | 0.253  | m      |
| El canal de aducción tiene un ancho de 0.40m                                                   | 0.400  | m      |

| CHEQUEO DE LA REJILLA                                                                            | VALOR | UNIDAD         |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|----------------|
| Área neta de la rejilla                                                                          | 0.047 | m <sup>2</sup> |
| Relación $A_n/A_t$                                                                               | 0.512 |                |
| Longitud de la rejilla requerida                                                                 | 0.230 | m              |
| La rejilla existente                                                                             | 0.500 | m              |
| Área neta de la rejilla existente                                                                | 0.052 | m <sup>2</sup> |
| Capacidad de captación de la rejilla para el Q medio de la quebrada                              | 4.68  | l/s            |
| CHEQUEO DEL CANAL DE ADUCCIÓN - AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO PARA CONDICIONES DE CAUDAL PROYECTADO | VALOR | UNIDAD         |
| Longitud del canal de aducción                                                                   | 0.50  | m              |
| Calculo de la altura de lámina aguas abajo del canal $h_e = h_c$                                 | 0.036 | m              |
| Calculo de la altura de lámina aguas arriba del canal $h_0$                                      |       |                |
| $h_0 = (2 \cdot h_e^2 + (h_e - i \cdot L/3)^2)^{0.5} - i \cdot L/3$                              | 0.021 | m              |
| Borde libre 1                                                                                    | 0.15  |                |
| Cálculo de la altura geométrica del canal aguas arriba                                           |       |                |
| $H_0 = h_0 + \text{Borde Libre}$                                                                 | 0.171 | m              |
| Calculo de la altura geométrica del canal aguas abajo                                            |       |                |
| $H_c = h_c + (h_0 - h) + i \cdot L + \text{Borde Libre}$                                         | 0.221 | m              |
| CHEQUEO DE LA CAJA DE DERIVACIÓN                                                                 | VALOR | UNIDAD         |
| Caudal de llegada al caja de derivación                                                          | 4.680 | l/s            |
| Calculo de la velocidad del agua al final del canal de aducción                                  | 0.518 | m/s            |
| Dimensiones requeridas para la caja de derivación                                                |       |                |
| Calculo del perfil superior de la lámina de agua $X_s$                                           | 0.322 | m              |
| Borde libre                                                                                      | 0.300 |                |
| Ancho mínimo de la caja de derivación $B_{\text{camara}} = X_s + 0.3$ (requerido)                | 0.62  | m              |
| No existe una caja de derivación                                                                 | N/A   | m              |
| EVALUACIÓN DE LA ALTURA DE LOS MUROS LATERALES                                                   | VALOR | UNIDAD         |
| Altura de lámina para el caudal máximo de la quebrada (calculado)                                | 0.630 | m              |
| Borde libre                                                                                      | 0.300 | m              |
| Altura de los muros laterales + Borde Libre                                                      | 0.93  | m              |
| Los muros laterales tienen de altura 12 cm                                                       | 0.120 | m              |

#### 10.1.4.3 Conclusiones del sistema de captación Los Chorros 2

- ✓ Aunque se puede considerar que la bocatoma es de tipo rejilla de fondo, la conformación es incompleta debido a que carece de algunos componentes hidráulicos que son indispensables para la operatividad adecuada de una estructura de este tipo.

- Azud.
- Pozo de amortiguación.
- Dado dissipador de energía.
- Muros laterales.

Los riesgos de inestabilidad por socavación son contrarrestados por estar sobrepuesta en un macizo rocoso.



- ✓ La presa no cuenta con perfil tipo WES o Creaguer para evitar riesgos de erosión en la estructura, el perfil es recto, con una pendiente de 75%
- ✓ El sistema requiere de una caja de derivación las cuales son necesarios para el control de los caudales captados, transportados al desarenador y regresados a la quebrada, para cumplir con la resolución de concesión de aguas.
- ✓ No cuenta con la altura de los muros laterales que son los encargados de encauzar el agua generada en avenidas torrenciales.
- ✓ Para un funcionamiento hidráulico óptimo se deben implementar o construir los siguientes componentes para optimizar el sistema de captación.
  - Construcción de muros laterales.
  - Construcción pozo de amortiguación.
  - Reconstrucción de la tubería de aducción.
  - Construcción de cámara de derivación.

### **10.1.5 Conformación general del sistema de captación de la bocatoma Chorros 3**

Esta captación tiene las mismas características físicas y conformación que captaciones de Los Chorros 1 y Chorros 2, el lecho es de tipo rocoso, toma con dique transversal.

Esta bocatoma está compuesta por una estructura de concreto reforzada, con muros laterales y una pequeña rejilla apoyada sobre un muro de concreto, cabe destacar que la captación del agua se realiza mediante una perforación que se le realizó al muro en su zona inferior, lo que quiere decir que la rejilla no está cumpliendo su función principal.

En la Figura 10.8 se presenta la conformación general de la bocatoma Chorros 3

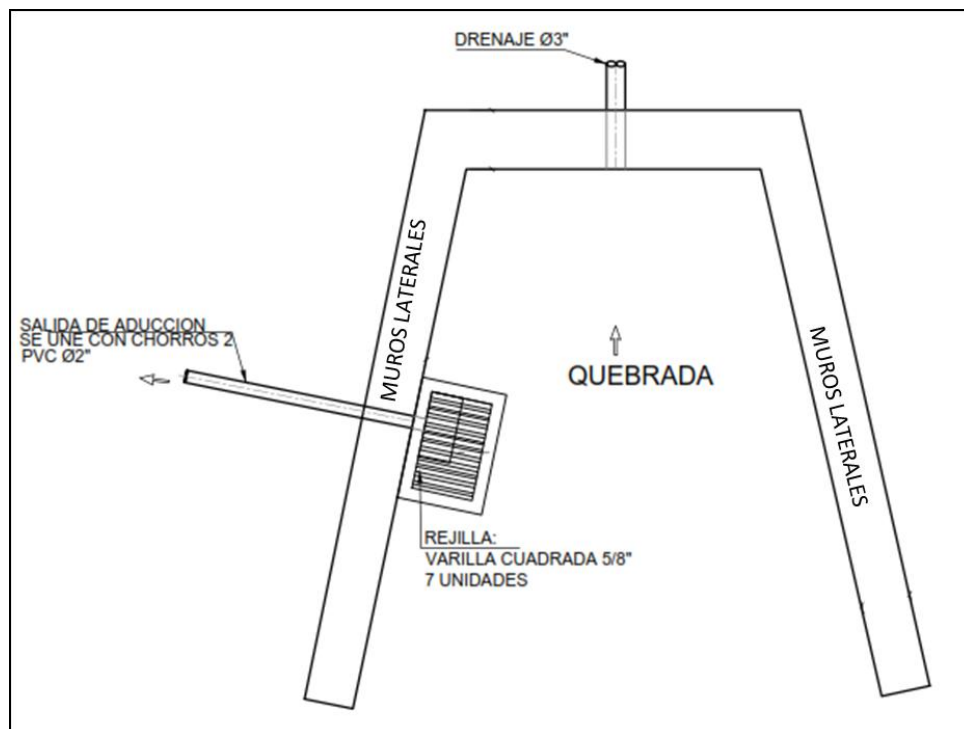


**Figura 10.8. Conformación general de la bocatoma en la quebrada Chorrros 3**

La estructura presenta inconvenientes en su sistema de lavado ya que la tubería de salida para este proceso se encuentra muy alta con respecto al nivel del fondo, ocasionando que el agua no salga en su totalidad creando siempre un colchón que dificulta las labores de mantenimiento en este punto. Por otro parte, los muros no tienen la suficiente altura para encausar adecuadamente el agua cuando esta se ve aumentada en caudal por lo que se presenta desbordamiento.

*Actualmente está bocatoma se encuentra fuera de servicio.*

En la Figura 10.9 y Figura 10.10 se presenta la conformación y estado de esta bocatoma y en el plano DG-ACU\_EST-02 se presenta el levantamiento de la conformación de la misma.



Figura 10.9. Vista general de la bocatoma Los Chorros 3.



Figura 10.10. Vista frontal de la rejilla de captación.

#### 10.1.5.1 Evaluación de los componentes físicos de la bocatoma Chorros 3

A continuación, se presenta la evaluación del estado y existencia de las estructuras que componen el sistema de captación. En el Cuadro 10.7 se presenta la evaluación de los componentes físicos de bocatoma.

**Cuadro 10.7. Evaluación de los componentes físicos de la bocatoma Los Chorros 3**

| COMPONENTE                         | Existencia | Estado | Observación                                                                                                                                       |
|------------------------------------|------------|--------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Placa de aproximación              | NO         |        | La bocatoma cuenta no cuenta con la placa de aproximación para homogenizar el flujo a la entrada de la rejilla y evitar la acumulación de sólidos |
| Muros Laterales                    | SI         | B      | Los muros no cuentan con la altura suficiente para encauzar el agua.                                                                              |
| Rejilla                            | SI         | B      | No cumple con su función, la captación se realiza mediante una perforación en la zona inferior del muro.                                          |
| Canal de aducción                  | SI         | B      | Se encuentra en optimas condiciones                                                                                                               |
| Caja de derivación                 | NO         |        | No cuenta con los componentes básicos de control para operar adecuadamente                                                                        |
| Vertedero de control               | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Vertedero de excesos               | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Canal de excesos y lavado          | SI         | B      | La bocatoma cuenta con sistema de lavado deficiente                                                                                               |
| Azud                               | NO         |        | En el retorno del agua al cauce natural de la quebrada se evidencia erosión por la entrega inadecuada                                             |
| Pozo de amortiguación              | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Estructura de disipación           | NO         |        |                                                                                                                                                   |
| Sistema de control de caudal       | NO         |        | La bocatoma no cuenta con sistema sistema de compuertas para los excesos                                                                          |
| Aducción<br>Bocatoma a desarenador | SI         | B      | Esta conformado por un canal rectangular.                                                                                                         |

#### 10.1.5.2 Evaluación de la capacidad hidráulica Los Chorros 3

En el capítulo 5.3 “CÁLCULO DE LA DEMANDA PROYECTADA PARA EL PERIODO DE DISEÑO”, se establece que los caudales máximos diarios para la zona urbana en el año 2046 son de 18.82 l/s y de acuerdo al balance de caudales disponible en la fuente el caudal para chequear la capacidad hidráulica de la bocatoma es de 3.08 L/s.

A continuación, se presenta el resumen de los caudales de la quebrada Los Chorros 3, expuestos en el capítulo 7.3 “RESUMEN EJECUTIVO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO”:

Caudal Mínimo de la quebrada: 1.823 L/s

|                                            |            |
|--------------------------------------------|------------|
| Caudal Máximo de la quebrada (T: 100años): | 2.56 m3/s. |
| Caudal Medio de la quebrada:               | 5.72 L/s.  |
| Caudal de Diseño (2*QMD):                  | 6.16 L/s   |

En el Cuadro 10.8 se presenta la evaluación de la capacidad hidráulica de la bocatoma Los Chorros

**Cuadro 10.8. Evaluación de la capacidad hidráulica de bocatoma Los Chorros 3**

| DATOS DE CAMPO                                                                                 | VALOR  | UNIDAD |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------|
| Caudal medio de la quebrada                                                                    | 8.35   | l/s    |
| Caudal mínimo la quebrada promedio anual                                                       | 1.823  | l/s    |
| Caudal máximo la quebrada Tr=100 años                                                          | 2.56   | m3/s   |
| Consumo máximo diario (CMD)                                                                    | 3.08   | l/s    |
| Caudal de diseño 2*CMD                                                                         | 6.16   | l/s    |
| Ancho de la quebrada en el sitio de captación                                                  | 1.2    | m      |
| Ancho de la rejilla                                                                            | 0.25   | m      |
| Largo de la rejilla                                                                            | 0.40   | m      |
| Diámetro barras en la rejilla de 5/8"                                                          | 0.0159 | m      |
| Separación media entre barras                                                                  | 0.04   | m      |
| Número de espacios                                                                             | 8      | Und    |
| Número de barras                                                                               | 7      | Und    |
| Aceleración de la gravedad                                                                     | 9.81   | m/s2   |
| Velocidad de paso por entre los barrotes (Asumido)                                             | 0.1    | m/s    |
| Pendiente del canal de aducción                                                                | 1.00%  | %      |
| Pendiente de la rejilla                                                                        | 1.00%  | %      |
| Cota del lecho en el sitio de captación                                                        |        | msnm   |
| CHEQUEO DEL DIQUE O PRESA                                                                      | VALOR  | UNIDAD |
| Altura de lámina de agua sobre la presa en condiciones de diseño (H1)<br>$Q = C * L * H^{3/2}$ | 0.0655 | m      |
| Corrección por las dos contracciones laterales (L')                                            | 1.187  | m      |
| lámina de agua sobre la presa en condiciones caudal mínimo de la quebrada (H2)                 | 0.0291 | m      |
| lámina de agua sobre la presa en condiciones caudal medio de la quebrada (H3)                  | 0.0801 | m      |
| lámina de agua sobre la presa en condiciones caudal máximo de la quebrada (H4)                 | 3.644  | m      |
| Velocidad de la quebrada sobre la presa para condiciones de diseño<br>$v = Q/(L * H)$          | 0.079  | m/s    |
| La velocidad de la quebrada debe estar en el rango de $0,3 < v < 3$ m/s                        |        |        |
| CHEQUEO DEL CANAL DE ADUCCIÓN - ANCHO                                                          | VALOR  | UNIDAD |
| Ancho del canal de aducción $X_s = 0,36 * v^{2/3} + 0,6 * H^{4/7}$                             | 0.193  | m      |
| Borde libre                                                                                    | 0.100  | m      |
| Ancho del canal de aducción B                                                                  | 0.293  | m      |
| El canal de aducción tiene un ancho de 0.40m                                                   | 0.400  | m      |

| CHEQUEO DE LA REJILLA                                                                            | VALOR | UNIDAD |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|--------|
| Área neta de la rejilla                                                                          | 0.068 | m2     |
| Relación An/At                                                                                   | 0.716 |        |
| Longitud de la rejilla requerida                                                                 | 0.239 | m      |
| La rejilla existente                                                                             | 0.400 | m      |
| Área neta de la rejilla existente                                                                | 0.080 | m2     |
| Capacidad de captación de la rejilla para el Q medio de la quebrada                              | 7.20  | l/s    |
| CHEQUEO DEL CANAL DE ADUCCIÓN - AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO PARA CONDICIONES DE CAUDAL PROYECTADO | VALOR | UNIDAD |
| Longitud del canal de aducción                                                                   | 0.40  | m      |
| Calculo de la altura de lámina aguas abajo del canal $h_e = h_c$                                 | 0.040 | m      |
| Calculo de la altura de lámina aguas arriba del canal $h_0$                                      |       |        |
| $h_0 = (2 \cdot h_e^2 + (h_e \cdot L/3)^2)^{0.5} - 2 \cdot h_e$                                  | 0.065 | m      |
| Borde libre 1                                                                                    | 0.15  |        |
| Cálculo de la altura geométrica del canal aguas arriba                                           |       |        |
| $H_0 = h_0 + \text{Borde Libre}$                                                                 | 0.215 | m      |
| Calculo de la altura geométrica del canal aguas abajo                                            |       |        |
| $H_c = h_c + (h_0 - h) \cdot i \cdot L + \text{Borde Libre}$                                     | 0.219 | m      |
| CHEQUEO DE LA CAJA DE DERIVACIÓN                                                                 | VALOR | UNIDAD |
| Caudal de llegada al caja de derivación                                                          | 7.200 | l/s    |
| Calculo de la velocidad del agua al final del canal de aducción                                  | 0.621 | m/s    |
| Dimensiones requeridas para la caja de derivación                                                |       |        |
| Calculo del perfil superior de la lámina de agua $X_s$                                           | 0.357 | m      |
| Borde libre                                                                                      | 0.300 |        |
| Ancho mínimo de la caja de derivación $B_{camara} = X_s + 0,3$ (requerido)                       | 0.66  | m      |
| Existe una caja de derivación de 0.70mx0.75m (existe)                                            | 0.70  | m      |
| EVALUACIÓN DE LA ALTURA DE LOS MUROS LATERALES                                                   | VALOR | UNIDAD |
| Altura de lámina para el caudal máximo de la quebrada (calculado)                                | 1.104 | m      |
| Borde libre                                                                                      | 0.300 | m      |
| Altura de los muros laterales + Borde Libre                                                      | 1.40  | m      |
| Los muros laterales tienen de altura 40 cm                                                       | 0.400 | m      |

### 10.1.5.3 Conclusiones del sistema de captación Los Chorros 3

- ✓ De igual manera que las anteriores captaciones esta bocatoma se puede considerar que es de tipo rejilla de fondo, la conformación es incompleta debido a que carece de algunos componentes hidráulicos que son indispensables para la operatividad adecuada de una estructura de este tipo.

- Azud.
- Pozo de amortiguación.
- Dado dissipador de energía.
- Muros laterales.

Los riesgos de inestabilidad por socavación son contrarrestados por estar sobrepuesta en un macizo rocoso.

- ✓ La presa no cuenta con perfil tipo WES o Creaguer para evitar riesgos de erosión en la estructura, el perfil es recto, con una pendiente de 75%
- ✓ El sistema requiere de una caja de derivación las cuales son necesarios para el control de los caudales captados, transportados al desarenador y regresados a la quebrada, para cumplir con la resolución de concesión de aguas.
- ✓ No cuenta con muros laterales que son los encargados de encauzar el agua generada en avenidas torrenciales.
- ✓ Para un funcionamiento hidráulico óptimo se deben implementar o construir los siguientes componentes para optimizar el sistema de captación.
  - Construcción de muros laterales.
  - Construcción pozo de amortiguación.
  - Reconstrucción de la tubería de aducción.
  - Construcción de cámara de derivación.

#### **10.1.6 Conformación general del sistema de captación (Galería Filtrante) La Cabaña**

Construida en 1946 funcionaba inicialmente como bocatoma y proveía alrededor del 30% del municipio; hasta el año 2000 donde puso en funcionamiento para el municipio de Guática el Acueducto Regional de Occidente. Debido a los múltiples problemas con este Acueducto Regional se decidió rehabilitar esta bocatoma en el 2007 pero ahora como galería filtrante.

Se observan las siguientes características de la Galería

- Capta 3 nacimientos a pie de peña de la quebrada Pira uno en cada esquina de la Galería.
- Su mantenimiento es relativamente sencillo.
- Cuenta con un sistema de lavado.
- El agua llega a la cámara de salida por medio de una serie de orificios que laminan y aquietan el flujo.
- Tiene un lecho en piedra media zonga de 2.20 m de altura.

En la Figura 10.11 se presenta la conformación general de la Galería Filtrante La Cabaña.



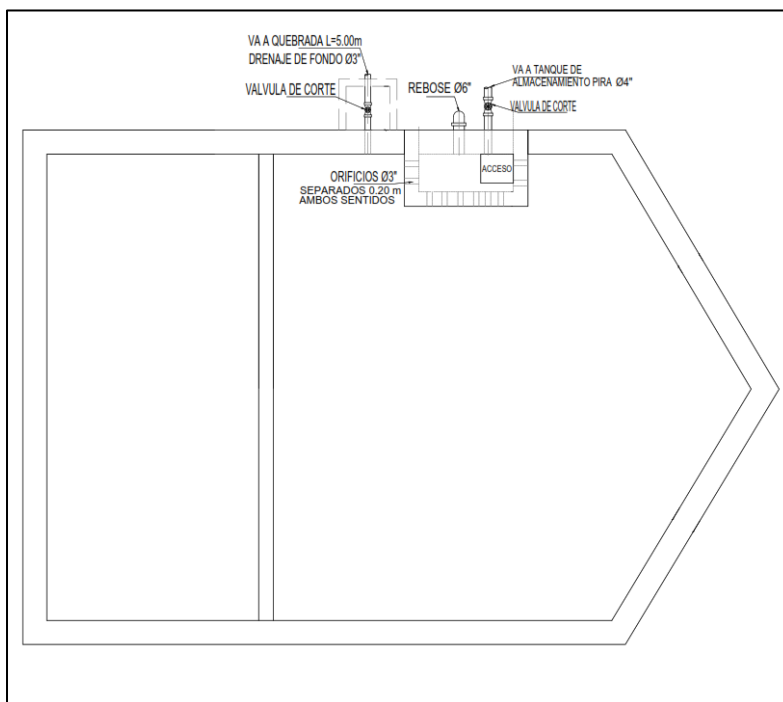


**Figura 10.11. Conformación general de La Galería Filtrante La Cabaña**

En general su estado es bueno, en la Figura 10.12 se presenta imagen del estado general de la Galería Filtrante y en el Anexo v, en el plano DG-ACU\_EST-04 se presenta el levantamiento de la conformación de la misma.



**Figura 10.12. Vista general de la Galería Filtrante La Cabaña.**



#### 10.1.6.1 Evaluación de los componentes físicos de la Galería filtrante La Cabaña

A continuación, se presenta la evaluación del estado y existencia de las estructuras que componen el sistema de captación. En el Cuadro 10.9 se presenta la evaluación de los componentes físicos de bocatoma Pira.

**Cuadro 10.9. Evaluación de los componentes físicos de la bocatoma Pira**

| COMPONENTE                                     | Existencia | Estado | Observación                                                                         |
|------------------------------------------------|------------|--------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Dique                                          | SI         | B      | El sistema posee un sistema de muros que permite represar el agua                   |
| Muros laterales con aletas de entrada y salida | SI         | B      | El sistema posee un sistema de muros que permite represar el agua                   |
| Material filtrante                             | SI         |        | Mediante la inspección no se pudo evidenciar las condiciones del material filtrante |
| Tubería perforada de drenaje                   | SI         | B      | Mediante la inspección no se pudo evidenciar las condiciones de la tubería          |
| Válvulas de control                            | SI         | M      | Las válvulas de lavado se encuentran deterioradas                                   |

#### 10.1.6.2 Evaluación de la capacidad hidráulica

Para determinar la capacidad hidráulica de la bocatoma se tomaron datos de caudal a la salida en la tubería de aducción en el cual se registró un caudal promedio de 6.50L/s.

#### 10.1.6.3 Conclusiones del sistema de captación

- ✓ En general el sistema se encuentra en buenas condiciones, se recomienda hacer mantenimiento de limpieza periódicamente, un cambio de válvulas de control.
- ✓ Con el fin de seguir en funcionamiento este sistema el especialista recomienda utilizar un caudal máximo de 5 L/s.

## 10.2 SISTEMAS DE DESARENACIÓN

### 10.2.1 Conformación general del sistema de desarenación Samaria

Este desarenador es una estructura semienterrada en concreto reforzado, protegida por muros laterales, malla y cubierta en zinc.

Desde la captación al desarenador hay 270 metros de tubería aproximadamente, la tubería de entrada al desarenador es de Asbesto cemento de 4 pulgadas

El tanque desarenador tiene las siguientes dimensiones internas:

Ancho: 1.90 m

Largo: 7.10 m

Profundidad útil: 2.00 m

En la Figura 10.13 se presenta el corte longitudinal del desarenador, en el Plano DG-ACU\_EST-01 se presenta de manera detallada la conformación en planta y perfil, así como también los cortes del desarenador.

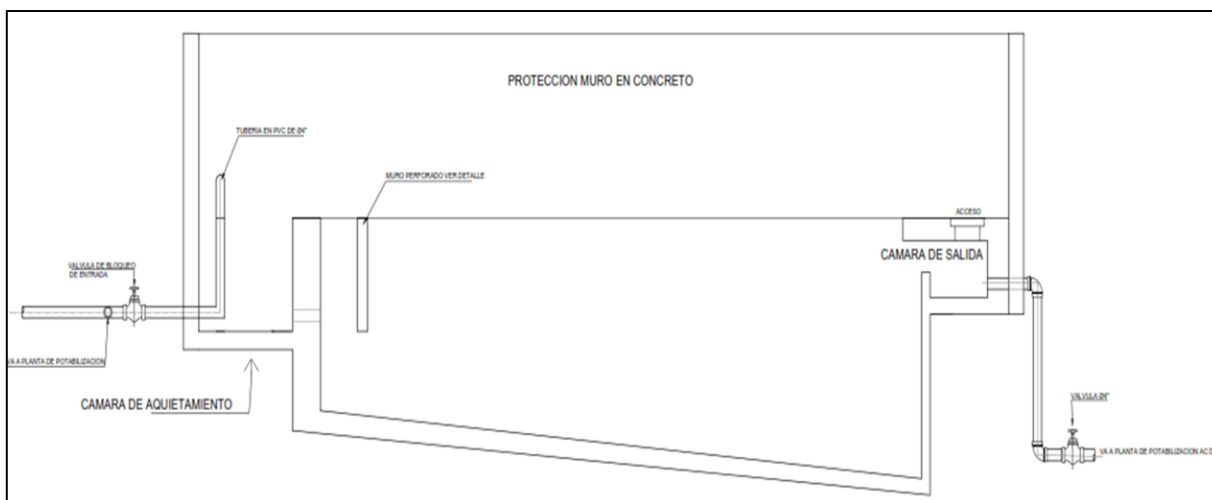


**Figura 10.13. Vista en corte del desarenador Samaria**

El desarenador Samaria cuenta con una estructura de cerramiento para la protección que se encuentra en mal estado, ya que el techo en zinc que contiene múltiples averías por caída de ramas, entre otros. El funcionamiento hidráulico general se encuentra en buen estado, por otra parte, requiere optimización en el sistema de válvulas de control a la entrada del mismo, ya que estas presentan deterioro, además no están correctamente conformadas.

En este punto se tomaron tres aforos para medir el caudal que llega al desarenador, en el primer aforo se recibió un caudal de 8,16 l/s, en el segundo aforo un caudal de 7,66 l/s y en el tercer aforo un caudal de 10 l/s; por lo que se concluye que el caudal promedio que llega al desarenador Samaria es de 8,61 l/s.

En las Figura 10.14 y Figura 10.15 se presenta la conformación general del desarenado, en el plano DG-ACU\_EST-01 se presenta el levantamiento del desarenador Samaria.



**Figura 10.14. Vista general del desarenador Samaria.**



**Figura 10.15. Averías en techo de zinc de la estructura de cerramiento.**

#### **10.2.1.1 Evaluación de los componentes físicos del sistema de desarenación**

En el Cuadro 10.10 se presenta la evaluación de los componentes físicos del desarenador obtenidos en el levantamiento realizado en campo.

**Cuadro 10.10. Evaluación de los componentes físicos del desarenador Samaria**

| COMPONENTE                              | Existencia | Estado | Observaciones                                                                                    |
|-----------------------------------------|------------|--------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Cámara de aquietamiento                 | SI         | B      | La caja de aquietamiento se encuentra en optimas                                                 |
| Vertedero de control de entrada         | SI         | B      | No se cuenta con un control de caudal a la entrada del desarenador                               |
| Vertedero de excesos                    | SI         | B      | El desarenador cuenta con un sistema de control de excesos de caudal provenientes de la bocatoma |
| Caja de excesos                         | SI         | B      | El desarenador cuenta con una caja de excesos en buen                                            |
| Tubería de rebose                       | SI         | B      | Tubería en CTO Ø 8"                                                                              |
| Pantalla deflectora de entrada          | SI         | B      | Se cuenta con una pantalla deflectora perforada con orificios                                    |
| Canal de evacuación de lodos            | SI         | B      | Tiene compuerta para la evacuación de lodos                                                      |
| Pantalla deflectora de salida           | NO         | N/A    | No se dispone de una pantalla a la salida                                                        |
| Compuerta de fondo para lavado de lodos | SI         | B      | En buen estado                                                                                   |
| Vertedero de salida                     | SI         | B      | Se cuenta con un vertedero a la salida para el control de                                        |
| Caja de salida                          | SI         | B      | En buen estado                                                                                   |
| Cámara de lavado                        | NO         | N/A    | No se cuenta con una cámara de recolección del agua de                                           |

#### 10.2.1.2 Evaluación de la capacidad hidráulica del sistema de desarenación

En el Cuadro 10.11 se presenta la evaluación hidráulica de la capacidad del desarenador, con los caudales de diseño definidos en el capítulo de cálculo de la demanda y las dimensiones obtenidas en el levantamiento realizado en campo.

**Cuadro 10.11. Evaluación de la capacidad hidráulica del desarenador Samaria.**

| DATOS DEL CHEQUEO                                                        |            |                                     |
|--------------------------------------------------------------------------|------------|-------------------------------------|
| Caudal de diseño del desarenador                                         | 18.82      | l/s                                 |
| Tamaño de partículas a remover                                           | 0.1        | mm                                  |
| Temperatura del agua                                                     | 10         | °C                                  |
| Viscosidad cinemática para T = 15°C                                      | 1.31E-06   | m <sup>2</sup> /s                   |
| Peso específico de la arena                                              | 2.65       | gr/cm <sup>3</sup>                  |
| DIMENSIONES DE LA CÁMARA DE AQUIETAMIENTO                                |            |                                     |
| Largo                                                                    | 1.11       | m                                   |
| Ancho                                                                    | 1.5        | m                                   |
| Profundidad útil del desarenador                                         | 1          | m                                   |
| Borde libre                                                              | 0          | m                                   |
| Profundidad total                                                        | 1          | m                                   |
| DIMENSIONES DEL DESARENADOR                                              |            |                                     |
| Largo                                                                    | 9.95       | m                                   |
| Ancho                                                                    | 3.3        | m                                   |
| Profundidad útil del desarenador                                         | 2.3        | m                                   |
| Borde libre                                                              | 0          | m                                   |
| Profundidad total                                                        | 2.3        | m                                   |
| PANTALLA DEFLECTORA A LA ENTRADA                                         |            |                                     |
| Distancia desde la entrada                                               | 1.88       | m                                   |
| Dimensiones de la ventana de paso                                        | 1.6x1.00   | m                                   |
| Altura de la pantalla sobre el fondo del desarenador                     | 0.7        | m                                   |
| CÁLCULOS DEL CHEQUEO                                                     |            |                                     |
| Tiempo de quietamiento (Cámara de quietamiento)                          | 88.46      | segundos                            |
| Cálculo de la velocidad de sedimentación de la partícula                 |            |                                     |
| $v_s = g/18(\gamma_s - \gamma_{H_2O}) \cdot d^2 / \text{viscosidad}$     | 0.688      | cm/s                                |
| Chequeo del número de Reynolds                                           | 0.526      | Re < 1                              |
| Cálculo del tiempo teórico de caída de la partícula                      |            |                                     |
| $t = H/v$                                                                | 334.55     | segundos                            |
| Cálculo del volumen del tanque                                           | 75.5205    | m <sup>3</sup>                      |
| Cálculo del área superficial del tanque                                  | 32.835     | m <sup>2</sup>                      |
| Chequeo de la carga hidráulica superficial CHS = Q/A <sub>s</sub>        | 49.5264    | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia |
| Chequeo del tiempo de retención hidráulico TRH                           | 4012.4082  | segundos                            |
| $TRH = V/Q$                                                              | 66.9       | minutos                             |
| Cálculo de la relación a/t                                               | 12.0       |                                     |
| Para deflectores deficientes o sin ellos la eficiencia en el desarenador | 87.5%      |                                     |
| Relación largo/ancho                                                     | 3.0        |                                     |
| Esta relación toma valores válidos en el rango 1/5 a 1/3                 | Cumple     |                                     |
| Chequeo de la velocidad horizontal Q/A <sub>T</sub>                      | 0.00247981 | m/s                                 |
| Velocidad horizontal máxima admitida $v = 20 \cdot v_s$                  | 0.1375     | m/s                                 |
| Ancho del canal de salida                                                | 1.5        | m                                   |

### 10.2.1.3 Conclusiones del análisis hidráulico del desarenador Samaria

- ✓ Con el chequeo hidráulico del desarenador se puede concluir, que la estructura cumple con todos los parámetros de diseño, según lo establecido por la norma RAS 2017, Resolución 0330 del MVCT, Artículo 55 “Requisitos mínimos de diseño para desarenadores”. Como son tiempo para eliminación de partículas finas (20 minutos). Por lo tanto nos permite asegurar que esta estructura opera de manera eficiente prestando el servicio para el cual fue construido, en efecto, el tiempo de retención del desarenador para remover las partículas de arena es de 55.7 minutos, por lo tanto cumple con este parámetro, así mismo la carga hidráulica superficial de operación (relación de caudal y área superficial) es de  $45.27 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-día}$ , la cual también se encuentra dentro del rango aceptable, (valor entre 15 y  $80 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-día}$ ), esto quiere decir que esta estructura es adecuada para prestar el servicio de desarenación.
- ✓ El funcionamiento hidráulico general se encuentra en buen estado, por otra parte, requiere optimización en el sistema de válvulas de control a la entrada del mismo, ya que estas presentan deterioro, además no están correctamente conformadas.
- ✓ A la entrada del desarenador se tiene una pantalla perforada, con 9 orificios de 3" de diámetro para el control de caudal y eliminar las perturbaciones del flujo, ya que la norma recomienda que la velocidad de paso por los orificios no sea mayor de 0,15 m/s la cual no se garantiza ni el caudal ni la velocidad los cuales son superiores a los recomendados.
- ✓ El estado general de la estructura es aceptable, pero debido a su prolongado tiempo en operación y a la alta acidez de la fuente hídrica, el desarenador ha sufrido desgaste en las paredes internas por lo cual se recomienda realizar un recubrimiento interno de la estructura.

### 10.2.2 Conformación general del sistema de desarenación Los Chorros

Esta estructura fue construida en concreto reforzada y se encuentra semienterrada, recibe el agua proveniente de las bocatomas Los Chorros 1, 2 y 3, La tubería de aducción entre las bocatomas y el desarenador posee perforaciones en algunos puntos del recorrido que sirven como ventosas de tipo artesanal que deben ser optimizadas o reemplazadas por un sistema eficiente.

El tanque desarenador tiene las siguientes dimensiones:

Ancho: 2.60m  
Largo: 7.56m  
Profundidad útil: 1.80m

En la Figura 10.16 se presenta el corte longitudinal del desarenador, en el Anexo v Plano DG-ACU\_EST-03 se presenta de manera detallada la conformación en planta y perfil, así como también los cortes del desarenador.

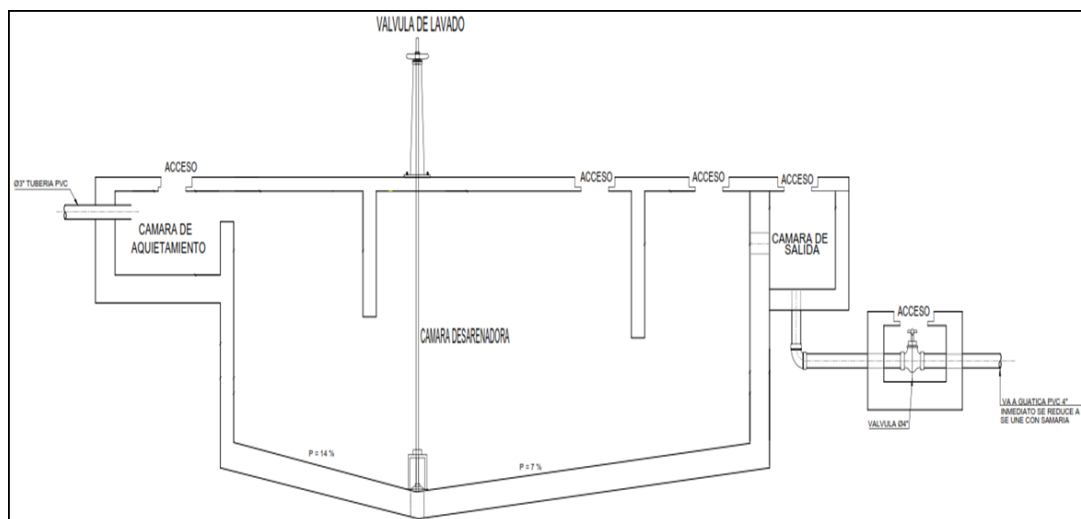


**Figura 10.16. Vista en corte del desarenador Los Chorros**

En campo se pudo detallar que el estado físico e hidráulico se encuentra en buenas condiciones, pero la tubería de desagüe para lavado se encuentra en 2 pulgadas, lo que dificulta las labores de mantenimiento ya que se requiere de mucho tiempo para el vaciado.

Por otra parte, gran parte del agua que llega a este desarenador se desperdicia por la tubería de excesos, esto podría estar asociado a que la tubería de aducción entre el desarenador y la PTAP posee un diámetro de 3 pulgadas y no tiene la capacidad de conducir la cantidad de agua que llega al desarenador; también podría deberse a que el desarenador no cuenta con las dimensiones adecuadas para recibir la cantidad de agua que llega desde la tubería de aducción.

En la Figura 10.17 se presenta la conformación general del desarenador y en la Figura 10.18 se aprecia el interior de la caja de excesos, en el plano DG-ACU\_EST-03 se presenta el levantamiento del desarenador Los Chorros.





**Figura 10.17. Vista general del desarenador Los Chorros.**



**Figura 10.18. Vista interior de la caja de excesos.**

#### **10.2.2.1 Evaluación de los componentes físicos del sistema de desarenación**

En el Cuadro 10.12 se presenta la evaluación de los componentes físicos del desarenador obtenidos en el levantamiento realizado en campo.

**Cuadro 10.12. Evaluación de los componentes físicos del desarenador Los Chorros**

| COMPONENTE                              | Existencia | Estado | Observaciones                                                 |
|-----------------------------------------|------------|--------|---------------------------------------------------------------|
| Cámara de quietamiento                  | SI         | B      | La caja de quietamiento se encuentra en buenas condiciones.   |
| Vertedero de control de entrada         | SI         | B      | Cuenta con vertedero de control                               |
| Vertedero de excesos                    | SI         | B      | Cuenta con vertedera de excesos                               |
| Caja de excesos                         | SI         | B      | Dispone de una caja de excesos                                |
| Tubería de rebose                       | SI         | B      | Tubería en PVC Ø 4", Gran parte del agua que entra al         |
| Pantalla deflectora de entrada          | SI         | B      | Cuenta con pantalla a la entrada                              |
| Canal de evacuación de lodos            | SI         | M      | Mal conformado, falta compuerta para la evacuación            |
| Pantalla deflectora de salida           | SI         | B      | se dispone de una pantalla a la salida                        |
| Compuerta de fondo para lavado de lodos | SI         | N/A    | Se cuenta con una compuerta de                                |
| Vertedero de salida                     | NO         | N/A    | No cuenta con un vertedero a la salida para el control        |
| Caja de salida                          | SI         | B      | En buen estado                                                |
| Cámara de lavado                        | NO         | N/A    | No se cuenta con una cámara de recolección del agua de lavado |

#### 10.2.2.2 Evaluación de la capacidad hidráulica del sistema de desarenación

En el Cuadro 10.13 se presenta la evaluación hidráulica de la capacidad del desarenador, con los caudales de diseño definidos en el capítulo de cálculo de la demanda y las dimensiones obtenidas en el levantamiento realizado en campo.

**Cuadro 10.13. Evaluación de la capacidad hidráulica del desarenador Los Chorros**

|                                                                          |            |                                     |
|--------------------------------------------------------------------------|------------|-------------------------------------|
| <b>DATOS DEL CHEQUEO</b>                                                 |            |                                     |
| Caudal de diseño del desarenador                                         | 11.75      | l/s                                 |
| Tamaño de partículas a remover                                           | 0.1        | mm                                  |
| Temperatura del agua                                                     | 10         | °C                                  |
| Viscosidad cinemática para T = 15°C                                      | 1.31E-06   | m <sup>2</sup> /s                   |
| Peso específico de la arena                                              | 2.65       | gr/cm <sup>3</sup>                  |
| <b>DIMENSIONES DE LA CÁMARA DE AQUIETAMIENTO</b>                         |            |                                     |
| Largo                                                                    | 2.15       | m                                   |
| Ancho                                                                    | 1.2        | m                                   |
| Profundidad útil del desarenador                                         | 0.75       | m                                   |
| Borde libre                                                              | 0.25       | m                                   |
| Profundidad total                                                        | 1          | m                                   |
| <b>DIMENSIONES DEL DESARENADOR</b>                                       |            |                                     |
| Largo                                                                    | 5.8        | m                                   |
| Ancho                                                                    | 2.15       | m                                   |
| Profundidad útil del desarenador                                         | 1.6        | m                                   |
| Borde libre                                                              | 0.35       | m                                   |
| Profundidad total                                                        | 1.95       | m                                   |
| <b>PANTALLA DEFLECTORA A LA ENTRADA</b>                                  |            |                                     |
| Distancia desde la entrada                                               | 1.45       | m                                   |
| Dimensiones de la ventana de paso                                        | 2.15       | m                                   |
| Altura de la pantalla sobre el fondo del desarenador                     | 0.9        | m                                   |
| <b>CÁLCULOS DEL CHEQUEO</b>                                              |            |                                     |
| Tiempo de quietamiento (Cámara de quietamiento)                          | 164.63     | segundos                            |
| Calculo de la velocidad de sedimentación de la partícula                 |            |                                     |
| $v_s = g/18(\gamma_s - \gamma_{H_2O}) \cdot d^2 / \text{viscosidad}$     | 0.688      | cm/s                                |
| Chequeo del numero de Reynolds                                           | 0.526      | Re < 1                              |
| Calculo del tiempo teórico de caída de la partícula                      |            |                                     |
| $t = H/v$                                                                | 232.73     | segundos                            |
| Calculo del volumen del tanque                                           | 19.952     | m <sup>3</sup>                      |
| Calculo del área superficial del tanque                                  | 12.47      | m <sup>2</sup>                      |
| Chequeo de la carga hidráulica superficial CHS = Q/As                    | 81.4381    | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia |
| Chequeo del tiempo de retención hidráulico TRH                           | 1697.4853  | segundos                            |
| TRH = V/Q                                                                | 28.3       | minutos                             |
| Calculo de la relación a/t                                               | 7.3        |                                     |
| Para deflectores deficientes o sin ellos la eficiencia en el desarenador | 87.5%      |                                     |
| Relación largo/ancho                                                     | 2.7        |                                     |
| Esta relación toma valores validos en el rango 1/5 a 1/3                 | Cumple     |                                     |
| Chequeo de la velocidad horizontal Q/A <sub>T</sub>                      | 0.00341682 | m/s                                 |
| Velocidad horizontal máxima admitida $v = 20 \cdot v_s$                  | 0.1375     | m/s                                 |
| Ancho del canal de salida                                                | 2.15       | m                                   |

### 10.2.2.3 Conclusiones del análisis hidráulico del desarenador Los Chorros.

- ✓ Con el chequeo hidráulico del desarenador se puede concluir, que la estructura cumple con todos los parámetros de diseño, según lo establecido por la norma RAS 2017, Resolución 0330 del MVCT, Artículo 55 “Requisitos mínimos de diseño para desarenadores”. Como son tiempo para eliminación de partículas finas (20 minutos). Por lo tanto nos permite asegurar que esta estructura opera de manera eficiente prestando el servicio para el cual fue construido, en efecto, el tiempo de retención del desarenador para remover las partículas de

arena es de 28 minutos, por lo tanto cumple con este parámetro, así mismo la carga hidráulica superficial de operación (relación de caudal y área superficial) es de  $81 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-día}$ , la cual es muy cercano al rango aceptable, (valor entre 15 y  $80 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-día}$ ), esto quiere decir que esta estructura es adecuada para prestar el servicio de desarenación.

- ✓ Para el manejo y conducción final del agua de lavado y rebose se debe proyectar una red con el diámetro adecuado para el manejo de este caudal para que sea conducido hasta la entrega de la quebrada con su respectivo cabezal de control de erosión.
- ✓ El estado general de la estructura es aceptable, pero debido a su prolongado tiempo en operación y a la alta acidez de la fuente hídrica, el desarenador ha sufrido desgaste en las paredes internas por lo cual se recomienda realizar un recubrimiento interno de la estructura.

### 10.3 SISTEMAS DE ADUCCIÓN

#### 10.3.1 Reconocimiento de los sistemas de aducción

El sistema cuenta cinco diferentes aducciones para cada una de las fuentes de suministro existentes.

##### 10.3.1.1 Aducción Acueducto Regional de Occidente/PTAP

La aducción correspondiente a este acueducto se deriva de un tubo principal de  $\varnothing 18"$ , en el sector de Barro Blanco sobre la vía a Medellín, esta aducción se encuentra en un diámetro  $\varnothing 6"$  en P.V.C. y a partir del K0 + 973 de la aducción de la Quebrada Samaria desde allí continúan en un trazado relativamente paralelo a esta hasta la planta de potabilización.

En la Figura 10.19 se presenta la localización en planta de la aducción del Acueducto Regional de Occidente, en el plano DG-ADU-01 se presenta la localización en planta y perfil longitudinal de la red de aducción.

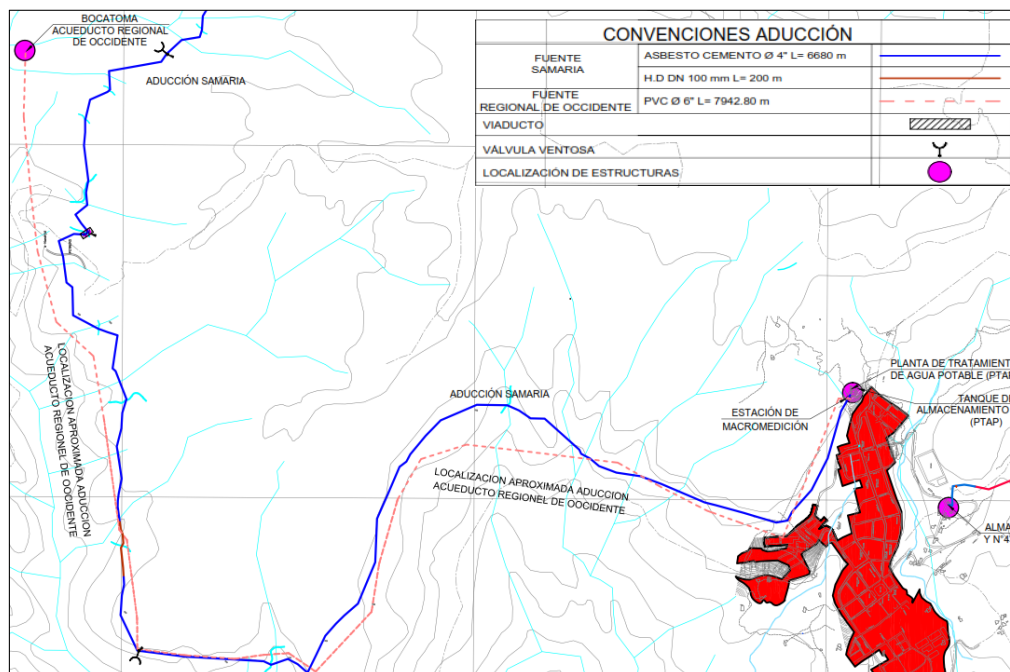


**Figura 10.19. Conformación del sistema de aducción del Acueducto Regional de Occidente**

#### 10.3.1.2 Aducción bocatoma la palma /desarenador/Tanque San Clemente/PTAP

La bocatoma La Palma se encuentra contigua al desarenador por lo que en este tramo no se presenta red de aducción, después del desarenador va una tubería de aproximadamente 7781 metros dividida en 6966 m en AC de 200 mm de diferentes presiones nominales y 815 m en HD de 200 mm, en esta red se presentan problemas de estabilidad de terreno y por lo tanto existen fugas en la tubería.

Esta tubería llega hasta el tanque San Clemente que abastece el acueducto del Corregimiento de San Clemente y eventualmente al acueducto de Guática cuando hay sobrante, La aducción del tanque san Clemente a la PTAP de la zona urbana del municipio tiene una longitud de 1353 metros en PEAD de 200 m y llega a la PTAP en una tubería AC de Ø3”.

En la Figura 10.20 se presenta la localización en planta de la aducción de la bocatoma La Palma, en el plano DG-ADU-01 se presenta la localización en planta y perfil longitudinal de la red de aducción.

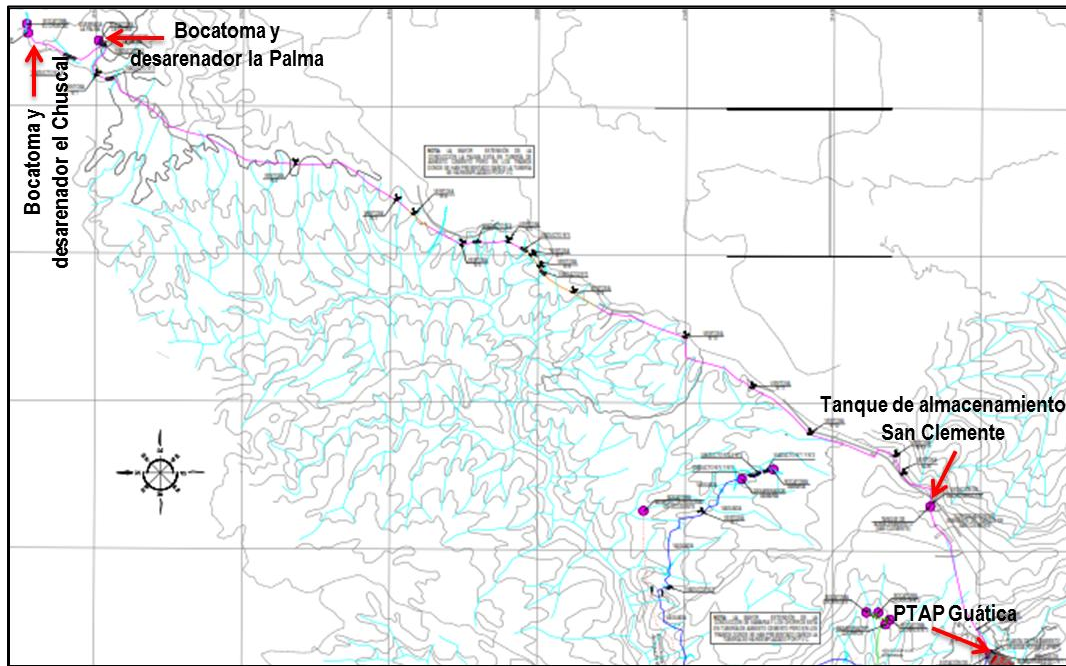


**Figura 10.20. Conformación del sistema de aducción de La palma**

#### 10.3.1.3 Aducción Galería filtrante la Cabaña/Tanque de almacenamiento Pira

La aducción actual consta de una tubería instalada en PVC de 4 pulgadas de diámetro con una longitud de 1851 metros, tiene una capacidad hidráulica de 6.5 l/s, el sistema no cuenta con desarenador y se conecta directamente al sistema de distribución sin tratamiento previo, va a el tanque #3 Pira donde se le hace un tratamiento de cloración y abastece la zona desde el parque principal hacia los barrios Berlín, La Orquídea y Apovic.

En la Figura 10.21 se presenta la localización en planta de la aducción de la Galería filtrante La Cabaña, en el plano DG-ADU-01 se presenta la localización en planta y perfil longitudinal de la red de aducción.



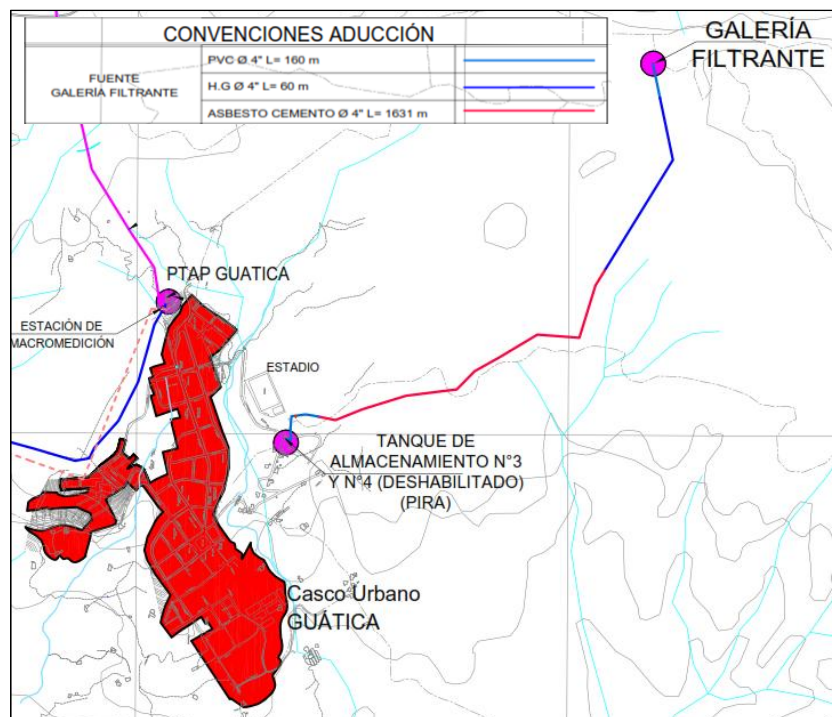


**Figura 10.21. Conformación del sistema de aducción de La Galería filtrante La Cabaña**

#### 10.3.1.4 Aducción de bocatoma Samaria/Desarenador Samaria/Punto de empalme a aducción Los Chorros

La aducción desde la bocatoma Samaria hasta el desarenador está conformada en su mayoría por tuberías de Asbesto Cemento de Ø 6", con algunos tramos en PVC Ø 6" que corresponden a reparaciones que se han realizado, tiene una longitud aproximada de 255 m.

Esta conducción inicia en desarenador de Samaria, tiene una longitud total de 6881 m en Asbesto Cemento Ø 4" por una topografía muy quebrada por lo que se generan muchos viaductos; en toda la conducción no cuenta con sistemas de ventosa y válvulas de purga a pesar de que las continuas vaguadas y colinas lo ameritan.

Esta conducción ha sufrido varios problemas por movimiento del terreno y por raíces de árboles. Estos árboles ya han averiado la conducción en varias ocasiones ya que en muchos de los casos están justo sobre la conducción.

Sobre la abscisa K5+575 se empalma la tubería proveniente del sistema de captación de Los Chorros, donde continua con el mismo material y diámetro hasta llegar a la PTAP con una longitud de 1306 metros.



En la Figura 10.22 se presenta la localización en planta de la aducción del sistema de las bocatomas Samaria y los Chorros, en el plano DG-ADU-01 se presenta la localización en planta y perfil longitudinal de la red de aducción.

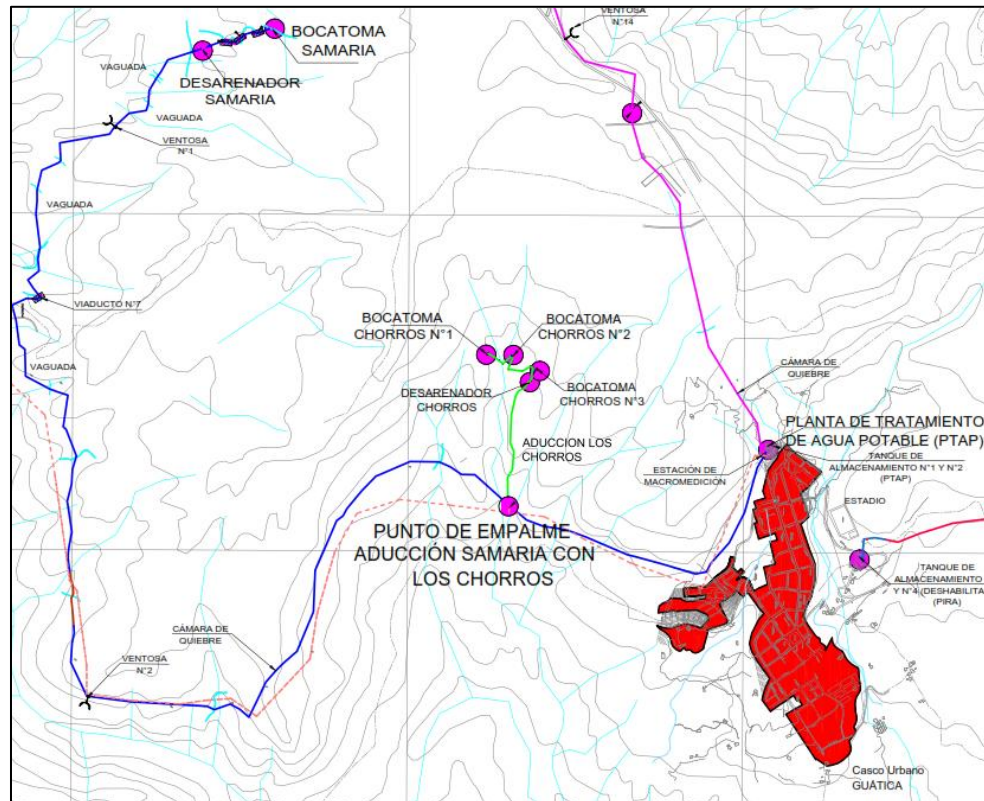


Figura 10.22. Conformación del sistema de aducción Samaria y los Chorros

#### 10.3.1.5 Aducción de las bocatomas Los Chorros/desarenador Los Chorros/Punto de empalme/PTAP.

- La aducción desde la bocatoma Chorros 3 a Chorros 2 tiene una longitud de 113 metros en PVC Ø3", en ese punto se unen.
- Chorros 2-3 a Chorros 1 tiene una longitud de 189 metros en PVC Ø3".
- Chorros 1 a punto de unión Chorros 2-3 tiene una longitud de 40 metros en HG de Ø4",
- Chorros 1, 2 y 3: Continúan en una sola aducción que tiene una longitud de 25 metros en tubería de PVC de Ø3" hasta el desarenador Los Chorros.
- Aducción desarenador Los Chorros/Punto de empalme a aducción Samaria: Tiene una longitud de 486 metros en PVC de Ø3". En estado aceptable.
- **La Aducción desde el punto de unión de Samaria y Los Chorros hasta la PTAP:** 1306 metros en A.C de 100 mm, llega en una sola tubería de Ø4" a la planta de potabilización.

En la Figura 10.22 se presenta la localización en planta de la aducción del sistema de las bocatomas Samaria y los Chorros en el plano DG-ADU-01 se presenta la localización en planta y perfil longitudinal de la red de aducción.

#### ✓ **Análisis del comportamiento hidráulico de la aducción los Chorros**

En el proceso de evaluación del funcionamiento hidráulico del caudal que se conjuga en el desarenador de las bocatomas de las quebradas los chorros se observó que la mayor parte del caudal que proviene de las bocatomas se rebosa en ese desarenador por lo tanto el consultor realizó el siguiente análisis del comportamiento hidráulico de la misma:

Mediante una toma de presiones para cada una de las aducciones se registraron los siguientes datos:

Aducción Samaria: 4.42 L/s  
Aducción Los Chorros: 3.86 L/s  
Caudal Total: 8.28 L/s

Mediante un chequeo hidráulico para las condiciones actuales se tiene las siguientes presiones en el punto de empalme de las dos conducciones:

Aducción Samaria: 159 L/s  
Aducción Los Chorros: 96.50 L/s  
*Diferencia de Altura en el punto de empalme: 62.5 m.c.a*

Las aducciones actuales de Samaria y los chorros tienen un punto de empalme tal como se muestra en la Figura 10.23 donde se presenta el esquema de conformación y punto de empalme de las dos aducciones.

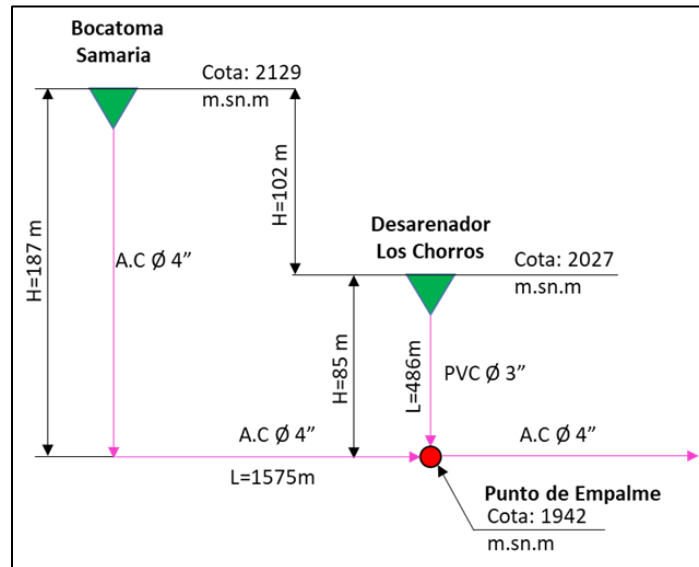


Figura 10.23. Esquema de conformación sistemas Samaria y Los Chorros

### 10.3.2 Evaluación hidráulica de los sistemas de aducción existentes.

La modelación del funcionamiento hidráulico de las conducciones se realizó en el software de uso libre para modelación de redes EPANET, elaborado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos, el cual permite obtener resultados numéricos y gráficos para períodos extendidos de tiempo de rangos de presión, caudales y velocidades.

#### 10.3.2.1 Definición de parámetros técnicos para la evaluación hidráulica de las simulaciones realizadas en EPANET relacionadas con el proyecto.

El software EPANET utiliza las siguientes expresiones para llevar a cabo el cálculo iterativo del sistema:

- ✓ Unidades de caudal: L/S
- ✓ Fórmula de pérdidas: Darcy - Weisbach.

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Dónde:

$h_f$  = pérdida de carga debida a la fricción [m.c.a.]

$f$  = factor de fricción de Darcy. [Adimensional]

$L$  = longitud de la tubería. [m]

$D$  = diámetro de la tubería. [m]

$V$  = velocidad media del fluido. [m/s]

$g$  = aceleración de la gravedad  $\approx 9,80665$  [m/s<sup>2</sup>] (Valencia, 2002)

- El factor de fricción “ $f$ ”<sup>3</sup> es calculado con diferentes ecuaciones dependiendo del número de Reynolds (Re) como sigue:

- Ecuación de Hagen-Poiseuille para  $Re < 2000$  (Bhave 1991)

$$f = \frac{64}{Re}$$

- Aproximación de Swamee y Jin a la ecuación de Colebrook – White para  $Re > 4000$  (Bhave 1991)

$$f = \frac{0.25}{\left[ \ln \left( \frac{\varepsilon}{3.7d} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}$$

- Interpolación cubica del ábaco de Moody para  $2000 < Re < 4000$  (Dunlop 1991)

$$f = \left( X_1 + R(X_2 + R(X_3 + X_4)) \right)$$

- ✓ Peso Específico Relativo: 1
- ✓ Viscosidad relativa: 1

### 10.3.2.2 Modelación hidráulica aducción antigua

Se modeló el escenario actual de las conducciones, de los sistemas de Samaria, Los Chorros y el rebose del tanque San Clemente hasta la PTAP, considerando los siguientes parámetros presentados en el Cuadro 10.14.

**Cuadro 10.14. Parámetros utilizados para la modelación.**

| MATERIAL        | DIÁMETRO NOMINAL | DIÁMETRO INTERNO<br>mm | RUGOSIDAD ABSOLUTA<br>(mm) |
|-----------------|------------------|------------------------|----------------------------|
| Asbesto Cemento | 8"               | 200                    | 0.5*                       |
| Asbesto Cemento | 4"               | 100                    | 0.5*                       |
| PVC RDE-21      | 3"               | 80.42                  | 0.05*                      |

<sup>3</sup> Manual de Usuario EPANET 2.0 en Español, 2002, Universidad Politécnica de Valencia, Pág. 181-182

**Nota:** \*La rugosidad absoluta de la tubería de asbesto cemento nueva corresponde a 0.03 mm y la tubería de PVC tiene un valor cercano a 0.0015mm, sin embargo, teniendo en cuenta la edad de la tubería existente (>35 años) y de acuerdo a la calibración del modelo con los caudales tomados en campo se tomará como rugosidad de los tramos en Asbesto Cemento con el valor de 0.5 mm y para PVC de 0.05mm.

Como caudal de chequeo para la evaluación de la conducción se tomará los valores del caudal registrado definido en el capítulo 10.1.1 “Balance de caudales en el sistema de aducción”

### 10.3.2.3 Resultados de la simulación hidráulica de la aducción antigua.

A continuación, se presentan los resultados de las presiones en la conducción a partir de la simulación, el modelo realizado en EPANET se encuentra en el Anexo E, en la Figura 10.24 se presenta el resultado gráfico de las presiones en la red de aducción de la tubería antigua.

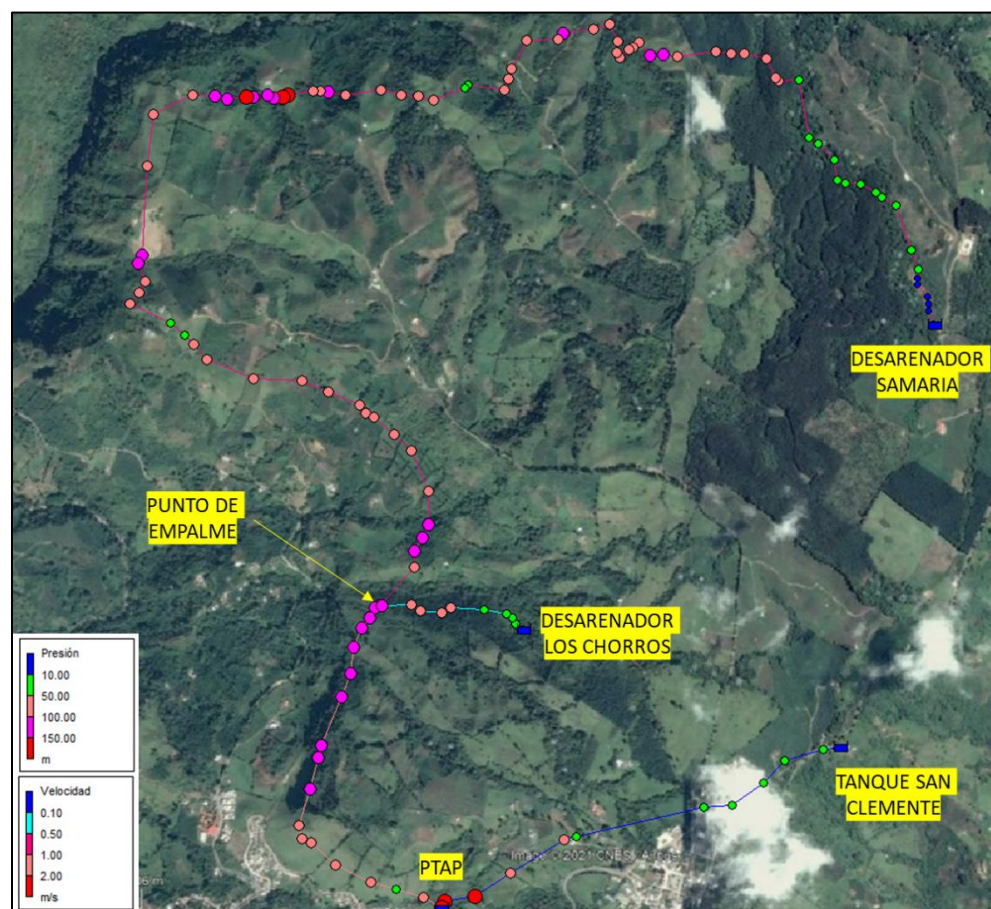


Figura 10.24. Presiones en la conducción a partir del software EPANET.

En el Cuadro 10.15 se presenta el resultado de las presiones en la red de aducción.



**Cuadro 10.15. Resumen de los resultados de presiones por tramos de la conducción.**

| PRESIÓN      | CANTIDAD NODOS | % DE NODOS  |
|--------------|----------------|-------------|
| m.c.a        | UNID           | **          |
| <10          | 12             | 10%         |
| 10-50        | 28             | 23%         |
| 51-100       | 57             | 46%         |
| 100-150      | 25             | 20%         |
| >150         | 2              | 2%          |
| <b>TOTAL</b> | <b>124</b>     | <b>100%</b> |

En la Figura 10.25 se aprecia la representación del resultado grafico en un mapa de isolíneas de las presiones en la red de conducción

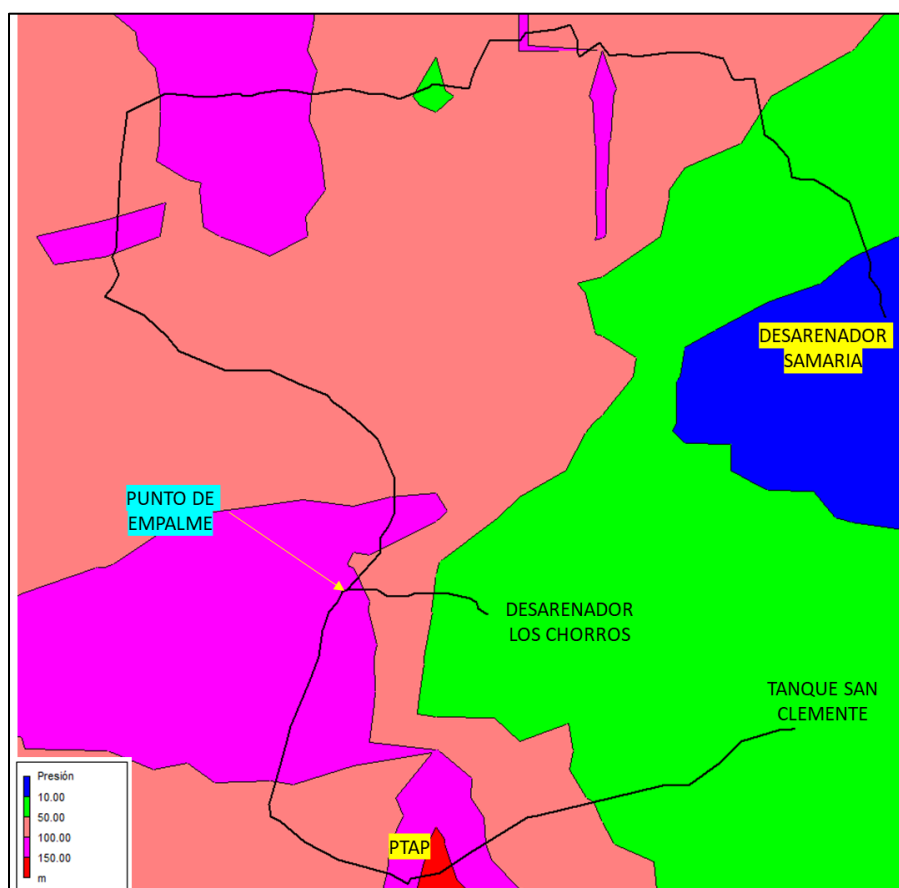


**Figura 10.25. Mapa de isolíneas.**

Se aprecia que los tramos con mayor presión se presentan en el sistema de aducción de Samaria en las abscisas K2+900 y K3+100 en este sector se alcanza presiones hasta 162 m.c.a y en el sector

del empalme del sistema Los Chorros sobre las abscisas K5+300 a K6+200 alcanzando presiones hasta 124 m.c.a.

### 10.3.3 Análisis de golpe de ariete en la aducción.

Para el análisis de golpe de ariete se consideraron las dos aducciones tramos así:

Aducción N°1 Samaria: Desarenador Samaria a PTAP

Tramo N°1: Samaria: Desarenador Samaria a punto de empalme con aducción Los Chorros

Tramo N°2 Punto de Empalme a PTAP

Aducción N°2 Los Chorros: Desarenador Los Chorros a punto de Empalme

Se asume un cierre rápido a la entrada de cada estructura con el fin de determinar las presiones máximas que soportaría a tubería a evaluar, aunque los cortes de caudal en la conducción se realizan de forma lenta y progresiva, se pueden presentar sobrepresiones e impactos por golpe de ariete. El cálculo de estos impactos se determina en función de la velocidad de propagación o celeridad como sigue:

$$a = \sqrt{\frac{g}{\left(\frac{1}{E_L} + \frac{1}{E_t} \times \frac{Dn}{e}\right) \gamma}}$$

Dónde:

$\alpha$  = Velocidad de propagación o celeridad, (m/s)

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

$E_L$  = Módulo de elasticidad del líquido (para el agua,  $E_L = 2,1 \times 10^8$  kg/m<sup>2</sup>)

$Dn$  = Diámetro exterior del tubo (mm)

$e$  = Espesor de la pared del tubo, (mm)

$E_t$  = Módulo de elasticidad del material del tubo, (Kg/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = Peso específico del líquido (para el agua,  $\gamma = 1.000$  Kg/m<sup>3</sup>)

Fórmula de Allievi

$$\Delta H = \pm \frac{a v}{g}$$

$\Delta H$  = Incremento de presión o de altura, o golpe de ariete.

$V$  = Velocidad de circulación del agua (0.76 m/s para PVC y 0.56/s para Asbesto cemento)

$g$  = Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>

$a$  = Velocidad de propagación o celeridad, en m/s



$E_t \text{ PVC} = 33.30 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$

$E_t \text{ AC} = 4.40 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$

Espesor A.C: 17 mm

Espesor PVC: 7.5 8mm

Ø interno A.C Ø 4": 100 mm

Ø interno P.V.C Ø 3": 80.42 mm

### 10.3.3.1 Análisis del golpe de ariete para la conducción antigua

A continuación, se presenta el cálculo de la sobre presión para los tramos mencionados para la conducción antigua

En el Cuadro 10.16, se presenta el cálculo de la sobrepresión en los puntos más relevantes de la conducción antigua.

**Cuadro 10.16. Cálculo de la sobre presión por golpe de ariete aducciones**

| TRAMO                | ID NODO | ABSCISA | TUBERÍA              |              | Presión | Velocidad | Longitud del tramo (m) | Celeridad "C" | Sobrepresión Allievi | Presión Total |       | Piezométrica | COORDENADAS |             |
|----------------------|---------|---------|----------------------|--------------|---------|-----------|------------------------|---------------|----------------------|---------------|-------|--------------|-------------|-------------|
|                      |         |         | Material             | Espesor (mm) | mca     | m/s       | m                      | (m/s)         | Δha (mca)            | mca           | bar   | m.s.n.m      | ESTE        | NORTE       |
| ADUCCIÓN SAMARIA     |         |         |                      |              |         |           |                        |               |                      |               |       |              |             |             |
| 1                    | N-27    | K1+500  | Asbesto Cemento Ø 4" | 17.00        | 110.46  | 0.563     | 1500.00                | 1149.44       | 65.94                | 176.40        | 17.41 | 2144.80      | 4691035.619 | 2148877.453 |
|                      | N-55    | K2+975  |                      | 17.00        | 148.63  | 0.563     | 1475.00                | 1149.44       | 65.94                | 214.57        | 21.18 | 2120.97      | 4689819.169 | 2148752.33  |
|                      | N-64    | K3+825  |                      | 17.00        | 130.05  | 0.563     | 2350.00                | 1149.44       | 65.94                | 195.99        | 19.34 | 2107.39      | 4689406.478 | 2148217.672 |
|                      | N-85    | K5+575  |                      | 17.00        | 100.45  | 0.563     | 3225.00                | 1149.44       | 65.94                | 166.39        | 16.42 | 2079.79      | 4690174.981 | 2147127.661 |
| 2                    | N-87    | K5+625  | Asbesto Cemento Ø 4" | 17.00        | 117.29  | 1.054     | 2400.00                | 1149.44       | 123.53               | 240.82        | 23.77 | 2136.22      | 4690143.878 | 2147089.394 |
|                      | N-92    | K6+075  |                      | 17.00        | 119.38  | 1.054     | 3675.00                | 1149.44       | 123.53               | 242.91        | 23.97 | 2128.31      | 4689989.573 | 2146681.917 |
|                      | N-102   | K6+881  |                      | 17.00        | 43.96   | 1.054     | 3206.00                | 1149.44       | 123.53               | 167.49        | 16.53 | 2239.89      | 4691776.631 | 2148427.041 |
| ADUCCIÓN LOS CHORROS |         |         |                      |              |         |           |                        |               |                      |               |       |              |             |             |
| 1                    | N-108   | K0+250  | PVC Ø 3"             | 7.58         | 59.42   | 0.760     | 250.00                 | 494.02        | 38.27                | 97.69         | 9.64  | 2170.09      | 4691776.631 | 2148427.041 |
|                      | N-111   | K0+385  |                      | 7.58         | 81.29   | 0.760     | 135.00                 | 494.02        | 38.27                | 119.56        | 11.80 | 2184.96      | 4691756.886 | 2148441.398 |
|                      | N-124   | K0+486  |                      | 7.58         | 96.52   | 0.760     | 351.00                 | 494.02        | 38.27                | 134.79        | 13.30 | 2213.19      | 4691708.398 | 2148470.276 |

Para la aducción Samaria en el Tramo N°1, la presión máxima por golpe de ariete que se presenta es de 214.60 m.c.a localizada en la abscisa K2+975 y en el tramo N°2 se presenta una presión máxima de 243 m.c.a en la abscisa K6+075.

La tubería de asbesto cemento clase C20 (Resistencia presión interna máxima de funcionamiento admisible – incluyendo golpe ariete = 20 Bar), soportaría una presión máxima de 206 m.c.a., en los puntos críticos la tubería AC de Ø 4" en el tramo N°1 y en presencia de un golpe de ariete no soportaría la sobrepresión, adicionalmente considerando que la tubería de AC ha sufrido degradación interna y deterioro externo a lo largo del periodo de operación, la resistencia de la tubería en asbesto cemento ha disminuido desde el momento en que se instaló.

Para la aducción Los Chorros la presión máxima por golpe de ariete que se presenta es de 134.80 m.c.a en la abscisa K0+486 localizada en el punto de empalme.

La presión de trabajo de la tubería Unión Platino RDE 21 equivale a 140 m.c.a. por lo cual no alcanza a ser superada tanto en condiciones normales como con la presencia del golpe de ariete.

#### 10.3.4 Conclusiones del sistema de aducción

- ✓ Con el análisis anteriormente realizado se concluye que el flujo por la conducción de Samaria excede la presión por 1.6 veces de la presión proveniente de los Chorros, por lo tanto, esta conducción no cuenta con la energía necesaria para ingresar al sistema del tramo de conducción de samaria que llega a la PTAP, siendo necesario implementar una conducción diferente para el sistema de captaciones de los Chorros.

Teniendo en cuenta que el sistema de aducción está comprendido por dos tuberías estas son tubería de PVC Ø 3” mm y la tubería de Asbesto Cemento, se presenta las conclusiones de cada uno de los sistemas de tuberías a continuación:

##### Conducción Los Chorros:

- ✓ La tubería instalada en PVC Ø 3” se encuentra en buenas condiciones técnicas de operación y está diseñada para soportar las altas presiones que se presentan en el sistema de aducción.

##### Aducción Samaria:

- ✓ La aducción de agua cruda entre la bocatoma y el desarenador con una extensión de 255 m instalada en tubería de AC debe ser reemplazada, debido al grado de obsolescencia de la tubería AC se plantea cambiar a una tubería flexible de alta resistencia a las presiones y de alta duración, que no represente un riesgo para la salud de los usuarios y reduzca la amenaza de desprendimiento de las laderas generadas por fugas de agua en la tubería.

Instalada con una extensión de 6881 metros de los cuales está instalada en tubería de Asbesto Cemento y pequeños tramos en tubería PVC en los cuales se han hecho reparaciones y tubería en hierro galvanizado para el paso en viaductos. En síntesis, se puede decir que este sistema de acueducto es de alta complejidad y costoso para su operación y mantenimiento, igualmente carece de los accesorios requeridos para una adecuada operación tales como ventosas y válvulas de purga.

- ✓ Por su edad (>35 años) es muy posible que el asbesto cemento este presentando problemas de acartonamiento, que no son más que puntos de reblandecimiento del material por donde se inducen fallas, además es bien sabido que el material de asbesto presenta alto riesgo para la salud.

- ✓ Se debe plantear un nuevo trazado para la tubería en los tramos críticos y emplear tubería de acuerdo a las condiciones geotécnicas e hidráulicas del sistema.
- ✓ El mal estado de las ventosas en la aducción genera una alta vulnerabilidad a eventos de sobre presión y golpe de ariete, en especial en los tramos de asbesto cemento, comprendidos entre la cámara sostenedoras de presión y la PTAP.
- ✓ Para reducir las presiones de operación se deben adicionar los accesorios necesarios al sistema de conducción y de esta manera disminuir el riesgo por vulnerabilidad geotécnica.

## **10.4 SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE (PTAP)**

### **10.4.1 Conformación, estado y operación de la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP)**

Esta PTAP actualmente se encuentra en sector suroccidental del casco urbano, en el barrio Obrero a los 5°19' 1,42" N y a los 75° 47' 40,06" O, con una altitud de 1.962 msnm, La Planta de Tratamiento de Agua Potable del Municipio de Guática es operada por las Empresas Públicas de Guática; inició su operación en el año 1.989 para satisfacer la demanda de agua del municipio de Guática, la empresa encargada del sistema es la Empresa de Servicios Públicos domiciliarios del Municipio de Guática E.S.P, que abastece al municipio en cuestión. La capacidad máxima de producción de la planta es de 38 l/s.

El sistema de potabilización de agua es convencional, según registros de operación el caudal medio en la planta es de 15,2 l/s, está compuesta por tres tuberías que conducen el agua a la cámara de llegada y aquietamiento, dos de estas tuberías cuentan con sistema de macro medidores ubicados de forma vertical, comprende el sistema de aforo y mezcla rápida por medio de una canaleta Parshall, un floculador hidráulico de flujo vertical tipo Alabama, compuesto por ocho cámaras, con codos de 12" de diámetros, un sedimentador de alta tasa con módulos plásticos tipo colmena para aumentar su eficiencia y cuatro unidades de filtros rápidos que son alimentados por una canaleta de las aguas sedimentadas, en la salida de cada filtro hay una cámara de agua filtrada que luego pasa a una cámara común de filtros, de ahí mediante un vertedero rectangular llega al tanque de contacto de cloro, para posteriormente pasar a el tanque de almacenamiento principal, en la salida del tanque hay un macromedidor, la planta también cuenta con estructura de lecho de secado de lodos, un laboratorio y caseta de almacenamiento de cloro gaseoso.

Si bien el estado general de las estructuras existentes en la planta es bueno, algunas de sus estructuras poseen cierto grado de deterioro, las válvulas están defectuosas, en los filtros es necesario cambiar el material filtrante y en la cámara de agua filtrada las varillas se encuentran desgastada por lo que requieren de un recubrimiento, además la planta no cuenta con estructura para la adición de sulfatos, y tampoco no cuenta con cámara de contacto de cloro.

En la Figura 10.26 se presenta la localización general de cada uno de los componentes que conforman la planta de potabilización PTAP.

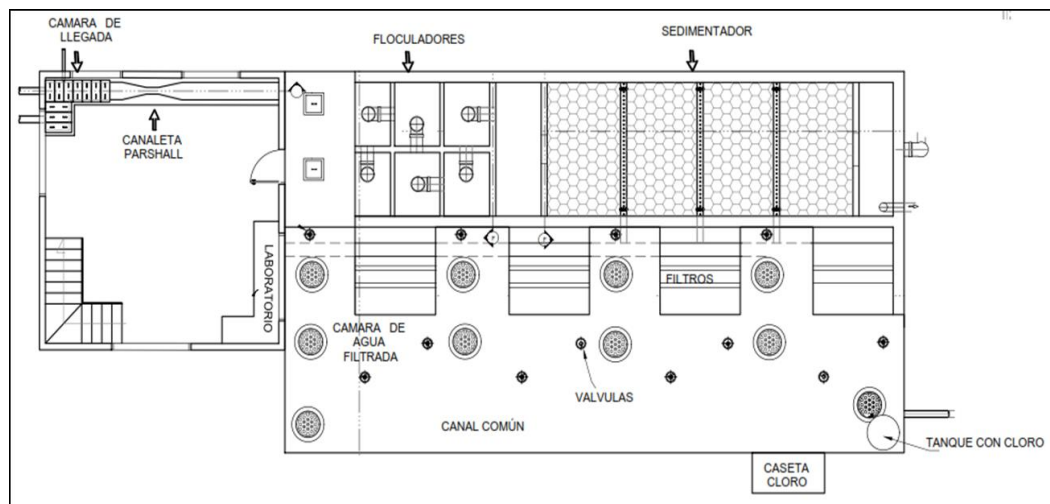


**Figura 10.26. Vista general y conformación de la PTAP**

#### 10.4.1.1 Tuberías de entrada a la cámara de llegada

A la cámara de llegada entran tres tuberías.

- Tubería Samaria y los Chorros: Esta tubería es de H.F con un diámetro de 4 pulgadas, tiene uniones de aro cemento y cuenta con un macro medidor ubicado de manera vertical.
- Tubería Regional: Esta tubería es en PVC tiene un diámetro de 6 pulgadas, con unión universal, cuenta también con un macro medidor ubicado de manera vertical.
- Tubería San Clemente: esta tubería es en Asbesto cemento y tiene un diámetro nominal de 3 pulgadas, esta tubería solo es utilizada en casos de emergencias y cuenta con una válvula de cierre para controlar la llegada del agua.



**Figura 10.27. Tuberías de entrada Samaria y los Chorros – Regional**



**Figura 10.28. Ubicación de los macro medidores**

Como se puede observar en la Figura 10.28 los macro medidores de las tuberías de entrada de la regional (ubicado en la margen izquierda) y de la tubería Samaria – Los chorros (ubicado en la margen derecha) se encuentran de manera vertical lo que es inadecuado ya que para un correcto funcionamiento de los dispositivos es necesario que están ubicados en posición horizontal; ya que debe coincidir siempre con el sentido de entrada del flujo del agua para que así la medición sea más precisa

En el macro medidor de la tubería regional se registró un caudal de 7,64 l/s y en la tubería Samaria – Los chorros se registró un caudal de 8,28 l/s.





**Figura 10.29. Tubería San Clemente**



**Figura 10.30. Válvula de control tubería San Clemente**

#### **10.4.1.2 Canal de llegada y aquietamiento**

La estructura cuenta con una pequeña cámara de llegada con dimensiones de 1,20 m x 0,59 m x 0,60 m, la estructura tiene por encima tiene tapas en concreto, si bien la cámara de llegada se encuentra en buenas condiciones sus dimensiones son mínimas para el flujo de agua que recibe por lo que es necesario que se cambie por una más amplia.



Figura 10.31. Cámara de llegada y quietamiento

✓ Evaluación hidráulica de la Cámara de quietamiento.

| DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA |       |     |
|------------------------------|-------|-----|
| Caudal de chequeo            | 15.17 | l/s |
| Largo                        | 1.07  | m   |
| Ancho                        | 0.7   | m   |
| Profundidad efectiva         | 0.33  | m   |
| Borde libre                  | 0.27  | m   |
| Profundidad total            | 0.6   | m   |
| CHEQUEO HIDRÁULICO           |       |     |
| Volumen de la cámara         | 0.25  | m3  |
| Tiempo de retención          | 16.3  | seg |

## CONCLUSIONES

La cámara de quietamiento no tiene la capacidad suficiente para manejar el caudal de diseño, se recomienda que el tiempo de retención mínimo sea de 1 minuto, o sea, que esta cámara no tiene el volumen suficiente para realizar el quietamiento del flujo.

### 10.4.1.3 Canaleta Parshall.

La canaleta Parshall existente es de concreto recubierta en la zona de la garganta con lamina de acero, los parámetros dimensionales de la estructura son garganta de 6" (14,3 cm). La estructura de la lámina se encuentra deteriorada lo que ocasiona que se vaya perdiendo diámetro en el canal como se puede observar en la Figura 10.32.



El sistema de cambio de flujo en la canaleta no se utiliza como dispositivo de mezcla rápida, no se realiza la adición de sulfatos para el proceso de floculación, en la Figura 10.32 se puede observar la conformación interna de la canaleta Parshall.

Esta canaleta cuenta con aforador de caudal que es medido con una regla, el registro de caudal que pasa por la canaleta es de 15,2 l/s en la Figura 10.33 se encuentra la tabla utilizada para la medición del caudal y en la Figura 10.34 se observa el nivel de agua que pasa por la canaleta parshall.



Figura 10.32. Vista interior de la Canaleta Parshall

| H            | Q = 1.48 H <sup>1.55</sup> | K             | n             |
|--------------|----------------------------|---------------|---------------|
| Altura en cm | Caudal en (l/s)            | Coefficientes | Coefficientes |
| 3            | 1.5                        | 0.381         | 1.58          |
| 4            | 2.4                        | 0.381         | 1.58          |
| 5            | 3.4                        | 0.381         | 1.58          |
| 6            | 4.5                        | 0.381         | 1.58          |
| 7            | 5.7                        | 0.381         | 1.58          |
| 8            | 7.0                        | 0.381         | 1.58          |
| 9            | 8.5                        | 0.381         | 1.58          |
| 10           | 10.0                       | 0.381         | 1.58          |
| 11           | 11.6                       | 0.381         | 1.58          |
| 12           | 13.4                       | 0.381         | 1.58          |
| 13           | 15.2                       | 0.381         | 1.58          |
| 14           | 17.1                       | 0.381         | 1.58          |
| 15           | 19.0                       | 0.381         | 1.58          |

Figura 10.33. Tabla de medición de caudal de entrada a la PTAP



**Figura 10.34. Nivel de agua en canaleta Parshall**



**Figura 10.35. Deterioro de la canaleta Parshall**

✓ **Evaluación hidráulica de la Canaleta Parshall**

**DATOS PARA EL DISEÑO**

| DATOS PARA EL DISEÑO                   |        |         |        |
|----------------------------------------|--------|---------|--------|
| VARIABLE                               | UNIDAD | MEDIDAS | PATRÓN |
| Garganta (W)                           | pg     | 6       | 6      |
| Coeficiente (K)                        | adim   | 0.381   | 0.381  |
| Exponente (n)                          | adim   | 1.58    | 1.58   |
| Ancho sección convergente (D)          | m      | 0.4     | 0.403  |
| N                                      | m      | 0.1     | 0.114  |
| k                                      | m      | 0.06    | 0.076  |
| Largo garganta                         | m      | 0.3     | 0.305  |
| Ancho sección divergente (C)           | m      | 0.4     | 0.394  |
| Longitud de la sección convergente (B) | m      | 0.6     | 0.61   |
| Dimensión A                            | m      | 0.61    | 0.61   |
| Largo sección divergente (G)           | m      | 0.6     | 0.61   |
| Peso específico del agua a 15°         | N/m3   | 9798    |        |
| Viscosidad del agua a 15°              | N-s/m2 | 0.00114 |        |

| CÁLCULOS                                                                        |        |         |
|---------------------------------------------------------------------------------|--------|---------|
| Altura real del agua en la sección de medición                                  | m      | 0.13    |
| Caudal de entrada calculado en la canaleta $h_o = (Qn/K)1/n$                    | l/s    | 15.17   |
| Ancho de la sección de medición $D' = 2/3(D-W)+W$                               | m      | 0.3175  |
| Velocidad en la sección de medición $v_o = Q/A$                                 | m/s    | 0.3675  |
| Caudal específico en la garganta de la canaleta $q = Q/G$                       | m3/s-m | 0.0497  |
| Carga hidráulica disponible $E_o = v_o^2/2 * g + h_o + N$                       | m      | 0.2369  |
| Angulo de la canaleta valor de $\cos \Theta = -Q * g / (2/3 * g * E_o)^{1.5}$   | adim   | -0.0772 |
| Valor del ángulo $\Theta$                                                       | rad    | 1.6481  |
| Valor del ángulo $\Theta$                                                       | grados | 94.4280 |
| Velocidad antes del resalto $v_1 = 2 * (2 * g * E_o / 3)^{0.5} \cos \Theta / 3$ | m/s    | 2.1220  |
| Valor que debe ser superior a 2 m/s                                             |        |         |
| Altura del agua antes del resalto $h_1 = q/v_1$                                 | m      | 0.0234  |
| Calculo del numero de Froude                                                    | adim   | 4.4278  |
| El valor de Froude debe estar entre 4,5 a 9                                     |        |         |
| Altura del resalto $h_2$                                                        | m      | 0.1355  |
| Velocidad en el resalto $v_2$                                                   | m/s    | 0.2841  |
| Altura en la sección de salida de la canaleta $h_3 = h_2 - (h_1 - k)$           | m      | 0.1881  |
| Velocidad en la sección de salida $v_3$                                         | m/s    | 0.2047  |
| Perdida de carga en el resalto $H_f = h_o + k - h_3$                            | m      | 0.0179  |
| Tiempo de mezcla rápida                                                         | seg    | 0.5070  |
| Valor que debe ser inferior a 1 seg                                             |        |         |
| Gradiente de mezcla rápida                                                      | s-1    | 551.293 |
| Gradiente propio para coagular utilizando el mecanismo de barrido               |        |         |

## CONCLUSIONES

En la unidad de mezcla rápida, se realiza el proceso de coagulación mediante la adición de una sustancia química que produzca la desestabilización de las partículas, cuya dosificación debe realizarse mediante la realización de pruebas de jarras cada que la calidad del agua cruda cambie, en esta unidad además, debe controlarse la alcalinidad del agua cruda con el fin garantizar una eficiente realización del proceso, en caso de bajas alcalinidades se hace necesario adicionar cal con el fin de ajustar el PH, la planta de Guática no cuenta con la infraestructura para la realización de estos procesos. Como resultado de la evaluación hidráulicas se puede afirmar que la canaleta Parshall, tiene aproximadamente las medidas de la correspondiente canaleta patronada y los parámetros básicos de diseño los cumple, como son la velocidad en el resalto que es mayor de 2 m/s, el tiempo de mezcla rápida menor de 1 seg y el gradiente de mezcla en el rango de 400 a 800 s-1, propio para la aplicación del mecanismo de coagulación por barrido, no se cumple el número de Froude para que el resalto sea de tipo débil o estable y el resalto que se produce en la canaleta es del tipo oscilante pero muy cercano a ser estable. Se recomienda que se instale una canaleta con las medidas del modelo patronado, en un material más apropiado como puede ser la fibra de vidrio

### 10.4.1.4 Floculador (Tipo Alabama, 1 modulo con 8 cámaras).

Es un floculador hidráulico de flujo vertical en concreto reforzado, tipo Alabama, con 8 cámaras rectangulares las cuales están interconectadas mediante codos de PVC NOVAFORT con un diámetro de 12 pulgadas, las cámaras tienen una dimensión de 1.13m x 1.43m y una altura de 2.07m, el diámetro de la tubería es inadecuado ya que para que el floculador tenga un mejor desempeño el diámetro de la tubería debe ir de menor a mayor. En la Figura 10.36 se muestran los floculadores existentes.

Cabe anotar que el sistema no utiliza aditivos para ayudar al proceso de floculación.



Figura 10.36. Floculadores tipo Alabama PTAP Guática Risaralda

✓ Evaluación hidráulica de los Floculadores tipo Alabama

| CHEQUEO HIDRÁULICO FLOCULADOR ALABAMA            |                   |                        |
|--------------------------------------------------|-------------------|------------------------|
| CHEQUEO HIDRÁULICO                               | UNIDAD            | VALOR                  |
| Caudal para el chequeo hidráulico                | l/s               | 15.17                  |
| Temperatura                                      | °C                | 15                     |
| Viscosidad cinemática                            | m <sup>2</sup> /s | 0.000001141            |
| Numero de cámaras                                |                   | 8                      |
| Diámetros de los codos de paso entre cámaras     | pulgadas          | 12                     |
| DIMENSIONES DE LAS CÁMARAS                       |                   |                        |
| Ancho                                            | m                 | 1.1                    |
| Largo                                            | m                 | 1.45                   |
| Profundidad efectiva                             | m                 | 1.91                   |
| Borde libre                                      | m                 | 0.19                   |
| Profundidad total                                | m                 | 2.1                    |
| PASO ENTRE CÁMARAS                               |                   | ÁREA (m <sup>2</sup> ) |
| Se realiza por medio de codos de 12" de diámetro |                   | 0.0730                 |
|                                                  |                   | VEL (m/s)              |
|                                                  |                   | 0.208                  |

| CHEQUEOS HIDRÁULICOS                                               |                   |       |
|--------------------------------------------------------------------|-------------------|-------|
| Volumen del floculador                                             | m3                | 24.37 |
| Tiempo hidráulico de retención                                     | minutos           | 26.78 |
| Parámetro que se encuentra en el rango aceptado de 10 a 30 minutos |                   |       |
| Tiempo hidráulico de retención en cada cámara                      | minutos           | 3.35  |
| Área recomendada para las cámaras                                  | m2<br>1000 m3/día | 0.45  |
| De acuerdo con este parámetro el área seria                        | m2                | 0.59  |
| Área de cada cámara                                                | m2                | 1.60  |

| CALCULO DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA | ORIFICIO | CAMBIO DIRECCIÓN | ENTRADA | SALIDA     | TOTAL   | GRADIENTE |
|----------------------------------|----------|------------------|---------|------------|---------|-----------|
| Cámara 1                         | 0.00613  | 0.0004           | 0.00110 |            | 0.00767 | 18.11     |
| Cámaras de 2 a 8                 | 0.00613  | 0.0004           | 0.00110 | 0.00220503 | 0.00987 | 20.55     |

## CONCLUSIONES

Para un caudal de 15,17 l/s, la planta flocularía, en caso de realizarse el proceso de coagulación, a un tiempo de retención que cumple con el rango establecido por el RAS 2017 que es de 10 a 30



minutos, las cámaras cuentan con orificios de sección constante para que el flujo haga un recorrido ascendente-descendente, la profundidad de las cámaras recomendada por las normas es mayor de 3 m , sin embargo el diseño de los orificios, no genera gradientes variables, que según la norma del RAS 2017 deben estar entre 70 a la entrada y 10s-1 a la salida, el floculador en todas sus cámaras, produce un gradiente medio que corresponde al gradiente de salida, se espera que con el rediseño de los orificios, se cumpla con los rangos de la norma.

#### 10.4.1.5 Sedimentador:

La estructura es un sedimentador de alta tasa con paneles tipo colmena, el cual es alimentado por debajo y recoge el agua clarificada por la superficie mediante 3 tuberías perforadas en PVC de 6", como se muestra en las Figura 10.37 y Figura 10.38 se observa la conformación y ubicación general de este sedimentador.



Figura 10.37. Vista general del Sedimentador

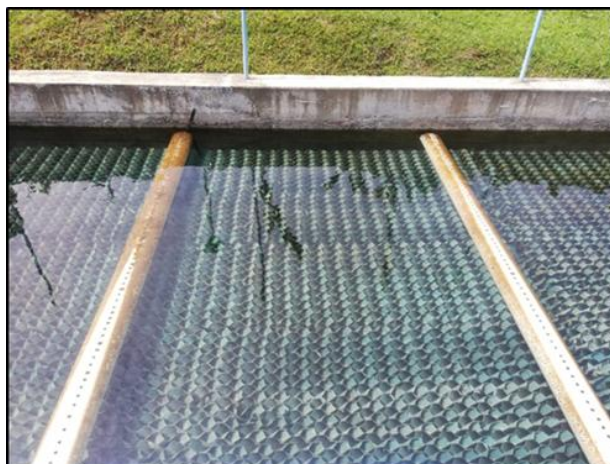


Figura 10.38. Tuberías perforadas del Sedimentador

✓ Evaluación hidráulica del sedimentador de alta tasa

| PARÁMETROS DE CHEQUEO SEDIMENTADORES DE ALTA TASA DE MÓDULOS PLÁSTICOS                                      |                                     |                                     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Profundidad hidráulica                                                                                      | metros                              | 4 - 5.5                             |
| Carga hidráulica superficial                                                                                | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia | 120 - 180                           |
| Con módulos de 0.6                                                                                          | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia | 120                                 |
| Con módulos de 1.2                                                                                          | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia | 180                                 |
| Flujo laminar entre placas (Reynolds)                                                                       | adim                                | 200 - 500                           |
| Velocidad de sedimentación crítica o<br>$CHS = Sc \cdot v_o / (Sen\theta + (L - 0,013Re) \cdot \cos\theta)$ |                                     |                                     |
| Para placas paralelas $Sc$                                                                                  | adim                                | 1                                   |
| Para módulos circulares $Sc$                                                                                | adim                                | 1 1/3                               |
| Para módulos cuadrados $Sc$                                                                                 | adim                                | 1 3/8                               |
| Velocidad entre placas $v_o = Q / (A \cdot Sen\theta)$                                                      | adim                                |                                     |
| $L$ = longitud relativa modulo sobre diámetro $L=l/d$                                                       |                                     | 20 - 40                             |
| Tiempo de detención en el modulo $t=l/v_o$                                                                  | minutos                             | 10 -15                              |
| Gradiente instantáneo<br>$G=n \cdot (Y/\mu)^{0.5} \cdot Rh^{(-2/3)} \cdot v^{1.5}$                          |                                     |                                     |
| Diámetro de la tubería de recolección de agua sedimentada $D=Q^{0.4}$                                       | m                                   |                                     |
| Altura de lamina en los orificios de recolección $Q=C_d \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h)$                  | m                                   |                                     |
| Relación de áreas para múltiples distribuidores                                                             |                                     | 1                                   |
| Relación de áreas para múltiples recolectores                                                               |                                     | 0.5                                 |
| Carga sobre el vertedero de salida                                                                          | l/s-m                               | 1,67 - 3,3                          |
| DATOS DEL EJERCICIO PARÁMETROS                                                                              |                                     | UNIDAD                              |
| Caudal de diseño                                                                                            |                                     | l/s                                 |
| Numero de unidades                                                                                          |                                     | UNIDAD                              |
| Módulos redondeados de diámetro 3 cm                                                                        |                                     | cm                                  |
| Longitud del modulo $L_M$                                                                                   |                                     | m                                   |
| Carga hidráulica superficial máxima para el tipo de modulo                                                  |                                     | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia |
| Inclinación $(\theta)=60^\circ$                                                                             |                                     | radianes                            |
| Temperatura                                                                                                 |                                     | °C                                  |
| Viscosidad cinemática para la temperatura                                                                   |                                     | m <sup>2</sup> /s                   |
| Viscosidad absoluta para la temperatura                                                                     |                                     | N*s/m <sup>2</sup>                  |
| Peso específico del agua para la temperatura                                                                |                                     | N/m <sup>3</sup>                    |
| Longitud del sedimentador                                                                                   |                                     | m                                   |
| Profundidad efectiva del sedimentador                                                                       |                                     | m                                   |
| Ancho del sedimentador B                                                                                    |                                     | m                                   |
| Carga sobre el vertedero de salida                                                                          |                                     | l/s-m                               |



| <b>CHEQUEOS</b>                                                                                                              | <b>UNIDAD</b> | <b>VALOR</b> |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|--------------|
| Calculo del caudal unitario por sedimentador                                                                                 | l/s           | 15.17        |
|                                                                                                                              | m3/día        | 1310.60      |
| Chequeo del área total de sedimentación medida en campo                                                                      | m2            | 23.18        |
| Chequeo del área efectiva de sedimentación                                                                                   | m2            | 20.07        |
| Chequeo de la carga hidráulica superficial                                                                                   | m3/m2-día     | 65.29        |
| Chequeo de la velocidad de flujo entre placas                                                                                | m/s           | 0.000756     |
|                                                                                                                              | m/día         | 65.29        |
| Chequeo de la relación l/d                                                                                                   | adim          | 40.00        |
| Esta relación debe tomar un valor entre 20 y 40                                                                              |               |              |
| Calculo del numero de Reynolds                                                                                               | adim          | 39.74        |
| Calculo de la velocidad de sedimentación crítica                                                                             | m/día         | 4.22         |
| Tiempo de retención hidráulica en el modulo                                                                                  | minutos       | 26.47        |
| <b>CHEQUEO DEL MÚLTIPLE DISTRIBUIDOR DE AGUA FLOCULADA</b>                                                                   | <b>UNIDAD</b> | <b>VALOR</b> |
| Existe un múltiple distribuidor de agua floculada que consiste en un canal de sección tronco trapecoidal con orificios de 4" |               |              |
| Área del canal distribuidor                                                                                                  | m2            | 0.23         |
| Perímetro del canal                                                                                                          | m             | 1.94         |
| Velocidad en el múltiple distribuidor                                                                                        | m/s           | 0.0660       |
| Diámetro orificio                                                                                                            | pulg          | 4            |
| Área del orificio                                                                                                            | m2            | 0.0081       |
| Cd                                                                                                                           | adim          | 0.61         |
| Cantidad de orificios en el múltiple                                                                                         | unidad        | 53           |
| Separación entre orificios eje a eje                                                                                         | m             | 0.14         |
| Caudal unitario                                                                                                              | m3/s          | 0.000286     |
| Velocidad en los orificios                                                                                                   | m/s           | 0.04         |
| Radio hidráulico orificio                                                                                                    | m             | 0.0010       |
| Radio hidráulico en el múltiple                                                                                              | m             | 0.12         |
| Chequeo del gradiente instantáneo orificios                                                                                  | s-1           | 13.88        |
| Valor que debe ser menor de 20 S-1                                                                                           |               |              |
| Pérdida en oricios                                                                                                           |               | 0.00021      |
| Relación de áreas                                                                                                            |               | 1.868        |
| Esta relación debe estar entre 0.5 y 1, para múltiples recolectores debe ser 0.5 y para múltiples distribuidores 1           |               |              |

| CHEQUEO DE LA TUBERÍA DE RECOLECCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA                             |        | VALOR    |
|--------------------------------------------------------------------------------------|--------|----------|
| Para la recolección del agua sedimentada existen 3 tubos PVC de 6" con perforaciones |        |          |
| Diámetro de los tubos de recolección                                                 | pg     | 4        |
| Área de la tubería de recolección                                                    | m2     | 0.00811  |
| Cantidad de tubos de recolección                                                     | unidad | 3        |
| Caudal por cada tubería                                                              | l/s    | 5.06     |
| Chequeo del diámetro de las tuberías $D=Q^{0,4}$                                     | m      | 0.12     |
|                                                                                      | pg     | 4.75     |
| Diámetro de la tubería de recolección medida en campo                                | pg     | 4        |
| Numero de orificios por múltiple recolector                                          | unidad | 31       |
| Diámetro del orificio                                                                | pg     | 1/2      |
| Caudal por cada orificio                                                             | l/s    | 0.16     |
| Área del orificio                                                                    | m2     | 0.000127 |
| Altura de lámina de agua sobre el orificio $Q=C_d*A*(2*g*h)^{0,5}$                   | m      | 0.227    |
| Altura de lamina sobre el orificio medida en campo                                   | m      | 0.260    |
| Relación de áreas                                                                    | adim   | 0.484    |
| Se recomienda que este valor se encuentre cercano a 0,5                              |        |          |

## CONCLUSIONES

Los resultados del diagnóstico, nos permiten concluir que la optimización de la planta, concretamente del sedimentador que se cambió del tipo convencional a un elemento de alta tasa, no se realizó atendiendo los criterios y parámetros de diseño. No se requería cubrir el área total con los paneles plásticos tipo colmena, al hacerlo, el sedimentador ha quedado sobredimensionado, mostrando los valores de carga hidráulica superficial, y el tiempo hidráulico de retención por debajo de los rangos mínimos establecidos por las normas, baja velocidad de flujo entre placas y régimen de flujo superlaminar representado en el valor bajo del número de Reynolds. La relación de áreas en el canal de distribución de agua floculada no cumple con el valor establecido para garantizar una buena distribución hidráulica, por otro lado, el diámetro de las tuberías de recolección de agua sedimentada es menor que el requerido, pero se cumple la relación de áreas para garantizar una buena distribución hidráulica.

### 10.4.1.6 Filtros:

La planta cuenta con 4 unidades de filtros alimentados por una compuerta para cada filtro (Figura 10.41) con una dimensión de 30 cm x 47 cm, que permite el paso del agua desde los sedimentadores por medio de una canaleta, los filtros tienen una dimensión de 2m x 2m y están conectados a una cámara de agua filtrada por medio de una válvula de fondo y esta a su vez se conecta a la cámara común de agua filtrada también por medio de una válvula de compuertas, donde se clora el agua.

Las cámaras de filtros cuentan con canaleta de agua de lavado de dimensiones internas de 0.20 m x 0.3 m. En las Figura 10.39, Figura 10.40, Figura 10.41, Figura 10.42 y Figura 10.43 se muestran los componentes y la conformación interna de los filtros



**Figura 10.39. Canaleta de distribución de filtros**



**Figura 10.40. Entrega de agua del tubo del sedimentador al canal de filtros**



**Figura 10.41. Compuerta del canal de filtro**



**Figura 10.42. Canaleta de distribución y canaleta de lavado de filtros**



**Figura 10.43. Canaleta de lavado**

La cámara de aguas filtradas tiene altura de 4,61 m y recibe el agua proveniente de los filtros que posteriormente entrega el agua al canal común de filtros para su cloración

En la Figura 10.44 se muestra el interior de la cámara de agua filtrada y la válvula de fondo.



Figura 10.44. Vista interior de la cámara de agua filtrada y válvula de fondo

✓ Evaluación hidráulica del sistema de Filtración

DATOS DE ENTRADA

| FILTRACIÓN                                               | UNIDAD | CANTIDAD |
|----------------------------------------------------------|--------|----------|
| Caudal                                                   | l/s    | 15.17    |
| Espesor del lecho de antracita                           | m      | 0.30     |
| Espesor del lecho de arena                               | m      | 0.40     |
| Espesor del lecho de grava                               | m      | 0.20     |
| Longitud del vertedero de control                        | m      | 0.40     |
| Longitud del vertedero de recolección de aguas de lavado | m      | 2.28     |
| DIMENSIONES DE LOS FILTROS                               |        |          |
| Largo                                                    | m      | 2.05     |
| Ancho                                                    | m      | 2.00     |
| Profundidad efectiva                                     | m      | 3.72     |
| Borde libre                                              | m      | 0.90     |
| Profundidad total                                        | m      | 4.62     |

| CHEQUEO HIDRÁULICO                                                                 |       |                                     |
|------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------------------------------------|
| Numero de filtros                                                                  | 2     |                                     |
| Si se utilizan filtros autolavantes el numero mínimo es                            | 4     |                                     |
| Área de cada filtro                                                                | 4.10  | m <sup>2</sup>                      |
| Área de filtración                                                                 | 16.40 | m <sup>2</sup>                      |
| Calculo de la tasa de filtración                                                   | 79.92 | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia |
| Este valor debe estar en el rango de 180 a 350 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia |       |                                     |
| Altura lámina de agua sobre vertedero durante filtrado                             | 0.08  | m                                   |

## CONCLUSIONES

La planta cuenta con 4 filtros rápidos que funcionan con sistema de auto lavado. De acuerdo con las observaciones realizadas durante la visita y la información secundaria recogida, los lechos filtrantes no tienen los espesores recomendados, por lo cual se deduce que parte del material se ha perdido en el proceso de lavado y los medios filtrantes ya presentan cierto nivel de deterioro. Para el caudal de servicio, funcionan a tasas de filtración demasiado bajas, lo cual permite que el sistema de filtración asuma toda la carga en la potabilización del agua y refuerza el concepto errado que se tiene por parte de los operadores y la empresa de servicios que debido a la buena calidad del agua cruda no es necesario la aplicación de coagulantes y así la planta queda funcionando como de filtración directa.

### 10.4.1.7 Canal común o de aguas claras y desinfección

El canal de aguas claras recibe el agua de los cuatro filtros y entrega por medio de un vertedero al tanque de contacto, donde se desinfecta por inyección de cloro gaseoso. En este punto el agua potabilizada sale mediante una tubería que va al tanque de almacenamiento, algunas de las estructuras presentan deterioro y desgaste en su estructura. En la Figura 10.45 se muestra el tanque de contacto de cloro. La cloración se realiza mediante cloro gaseoso en el tanque de contacto de cloro.





**Figura 10.45. Tanque de contacto de cloro y manhole de inspección de la cámara**

✓ **Evaluación hidráulica del sistema de desinfección**

La desinfección se realiza utilizando cloro gaseoso, en una estación de cloración donde se utilizan cilindros de 68 kg de capacidad, 2 en reserva y 2 conectados a los dosificadores, con servicio alternado mediante una válvula de control. La aplicación de la solución se hace en el tanque a la salida de la planta, que hace las veces de cámara de contacto y de allí el agua ya potabilizada se conduce por medio de tuberías de 4" hacia el almacenamiento que se encuentran localizados en el sitio de la planta. El promedio de cloro dosificado este alrededor de 10 lb/día.

✓ **Evaluación hidráulica de la cámara de contacto de cloro**

La planta no cuenta con cámara de contacto de cloro, el desinfectante se descarga al final del canal común de los filtros, aprovechando los gradientes que genera el paso por el vertedero de control, para lograr la integración de la sustancia con el caudal de la planta.

#### **10.4.1.8 Válvulas de Cierre y de paso entre cámaras**

Algunas de las válvulas que se encuentran en la Planta de Tratamiento de Agua Potable se encuentran en un mal estado, estas presentan gran deterioro como oxidación y problemas físicos.

En las Figura 10.46 y Figura 10.47, se muestran las generalidades de estos problemas.





**Figura 10.46. Estado y ubicación de las válvulas**

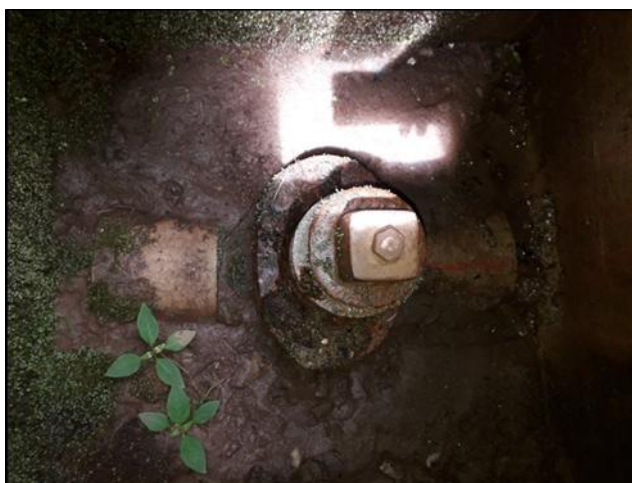


**Figura 10.47. Válvula oxidada**

#### **10.4.1.9 Lechos de secado**

Los lodos son obtenidos de la limpieza de la PTAP, su funcionamiento consiste en la operación de las válvulas que se encuentran sobre la tubería de desagüe del sedimentador, la celda de lechos de secado tiene dimensiones de 10m de largo por 5m de ancho y tiene una profundidad de 70 cm. Cuando los lechos se secan son almacenados en costales y después son recogidos para ser empleados como abono.



**Figura 10.48. Lechos de secado**

✓ **Evaluación hidráulica del sistema de tratamiento de lodos**

El tratamiento de lodos se realiza utilizando lechos de secado con las siguientes características:

|                    |        |    |
|--------------------|--------|----|
| Numero de celdas   | unidad | 1  |
| Largo de la celda  | m      | 10 |
| Ancho de la celda  | m      | 5  |
| Área de los lechos | m2     | 50 |

## CONCLUSIONES

Los lechos de secado consisten en filtros poco profundos con material filtrante compuesto por arenas gruesas y gravillas, con un sistema de drenaje central para la recolección de los lixiviados, los lodos provenientes del lavado de filtros y desagüe de sedimentador son descargados en la superficie de los lechos para un proceso de secado y evaporación, el secado se realiza por evacuación del líquido pasando los filtros de arena y grava, una vez secados los lodos hasta el nivel de humedad deseado, son extraídos manualmente del lecho y preparados para su disposición final en el relleno sanitario o para mejorar la productividad de los cultivos.

El sistema que es relativamente reciente, se encuentra en buen estado, la superficie de los lechos limpia y de buen aspecto, el día de la visita no había lodos para retirar y según información de los operarios, el sistema funciona satisfactoriamente.

#### 10.4.1.10 Caseta de almacenamiento se cloro gaseoso

La planta de tratamiento cuenta con una caseta para el almacenamiento del cloro gaseoso con dimensiones 1.90 m x 1.80 m x 0.92 m, en la visita se evidencio que las condiciones de almacenamiento pueden presentar riesgo para la salud.



Figura 10.49. Caseta de almacenamiento de cloro gaseoso



Figura 10.50. Inadecuadas condiciones de almacenamiento

#### 10.4.1.11 Laboratorio.

La planta cuenta con un pequeño laboratorio dotado con los elementos necesarios para realizar monitoreo y control del estado medir los parámetros de calidad del agua.

- Turbidímetro Hach: para medir la turbiedad
- PH – Metro: para medir el nivel de acidez o alcalinidad del agua

- Medidor de Cloro Hanna para medir el nivel de cloro del agua tratada
- Prueba de jarras para determinar la dosis más efectiva de coagulante



**Figura 10.51. Laboratorio**



**Figura 10.52. Instrumentos de laboratorio**

### **Observaciones y recomendaciones**

- Ubicar los macro medidores de la tubería de entrada de manera horizontal para que la medición sea más precisa
- Aumentar la capacidad de la estructura de la cámara de aquietamiento.
- Cambiar la canaleta parshall por una patronada en fibra de vidrio.
- Adicionar sulfatos para el proceso de floculación ya que actualmente no se realiza este proceso.
- Las tuberías de los floculadores deben ir de menor a mayor diámetro.

- Cambiar el material filtrante
- Cambiar las válvulas que se encuentran defectuosas
- La planta no cuenta con cámara de contacto de cloro
- Mejorar las condiciones de almacenamiento del cloro gaseoso para reducir riesgo de accidentes.

#### **10.4.2 Conclusiones generales de la evaluación hidráulica de la Planta de Potabilización**

Las plantas de potabilización de los municipios menores del departamento de Risaralda, construidas hace aproximadamente 30 años, se diseñaron y construyeron a partir de la premisa que las aguas crudas son de muy buena calidad por provenir en su mayoría de parques de protección ambiental, por esta razón, el modelo de diseño consistió en plantas de filtración directa, dejando de lado los procesos de coagulación, mezcla rápida y floculación. Recientemente las plantas han sido optimizadas incluyendo la infraestructura necesaria para aplicar los procesos de coagulación, mezcla rápida y floculación, aprovechando las extensas áreas que conllevan los sedimentadores convencionales, sin embargo, todavía persiste el concepto que las aguas crudas son de muy buena calidad y no necesitan la adición de coagulantes y por lo tanto, a pesar de haberle adicionado la infraestructura necesaria para la realización de los procesos previos, las plantas continúan funcionando como de filtración directa. Esto genera sobrecarga sobre los filtros, taponamiento de los lechos por la formación de bolas de lodo y deterioro de los materiales filtrantes, especialmente la antracita que se encuentra en la parte superior del filtro. A partir del diagnóstico realizado se impone la realización de las siguientes acciones:

- Rediseño de la cámara de aquietamiento para que cumpla con el tiempo mínimo de retención.
- Cambio de la canaleta Parshall, especialmente por el tiempo de servicio y su estado ya que hidráulicamente funciona bien.
- Diseñar el sistema de coagulación teniendo en cuenta la selección del coagulante, los tanques de solución, las bombas dosificadoras y el punto de aplicación.
- Intervenir los codos de los floculadores tipo Alabama con el fin de obtener gradientes diferenciales con valores dentro de los rangos.
- Revisar el sistema de recolección de agua sedimentada ya que los tubos utilizados están desnivelados y no garantizan buena distribución hidráulica
- Renovación de materiales filtrantes y sistemas de drenaje.
- Cambio y mejoramiento de las válvulas de control.
- Definir la localización y el diseño de la cámara de contacto de cloro.



## 10.5 SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO

### 10.5.1 Conformación del sistema de almacenamiento de agua potable.

El sistema de acueducto del área urbana del Municipio cuenta con cuatro tanques de almacenamiento de los cuales tres se encuentran en operación y el tanque N°4 se encuentra fuera de servicio por problemas de filtración. El tanque principal N°1 y el tanque N°2 se encuentran localizados dentro del predio de la planta de potabilización, por otro lado, el tanque N°3 y N°4 están localizados en el barrio Humberto Agudelo.

**El tanque principal N°1:** abastece el 60% aproximadamente de la población de la zona urbana, está construido en concreto reforzado y se encuentra en buenas condiciones estructurales, tiene una capacidad de 259.50 m<sup>3</sup>, la tubería de salida cuenta con un macromedidor, la tubería que sale hacia el pueblo sale en Asbesto Cemento de Ø 10”, este tanque que surte al tanque N°3 de Pira mediante una tubería de PVC Ø 4”, también surte el barrio Humberto Agudelo por medio de una tubería de PVC de 10”, la cual se reduce a 4” antes de llegar al barrio .

**El tanque N°2:** tiene una capacidad de 60.40 m<sup>3</sup> y se encarga de abastecer exclusivamente el hospital del municipio.

En la Figura 10.53 se presenta la localización de los tanques de almacenamiento N°1 y N°2 respecto a la PTAP.

Las dimensiones y conformación de los tanques se presentan de manera detallada en el Plano DG-TQ-01.



Figura 10.53. Tanque de almacenamiento principal

**Tanque N°3:** localizado en el barrio Humberto Agudelo y abastece el 40% de la población parte de la zona urbana desde el parque principal hacia los barrios Berlín, La Orquídea y Apovic, este tanque está construido en concreto reforzado y es abastecido por la captación de la Galería filtrante La Cabaña y el tanque principal N°1.

**Tanque N°4:** se encuentra contiguo al tanque 3 y como se mencionó anteriormente se encuentra fuera de servicio ya que presenta problemas de filtración.

En la Figura 10.54 se presenta la localización de los tanques de almacenamiento N°3 y N°4



**Figura 10.54. Localización tanques N°3 y N°4**



## 10.5.2 Estado general del sistema de almacenamiento.

A continuación, se hace una descripción del estado y funcionamiento del sistema de almacenamiento.

### 10.5.2.1 Tanque de almacenamiento principal N°1

La tubería que abastece este tanque principal desde la PTAP, es en PVC Ø 6” y se encuentra en óptimas condiciones; se encuentra ubicado al noreste de la PTAP, está construido en concreto reforzado, es de tipo semienterrado, conformado por un módulo, las dimensiones son de 8.95 m x 8.95 m x 2.76 m (altura útil) y su capacidad total de almacenamiento es de 221 m<sup>3</sup>, en términos generales se encuentra en buenas condiciones.

En la Figura 10.55 se presenta la conformación del sistema de almacenamiento del tanque principal

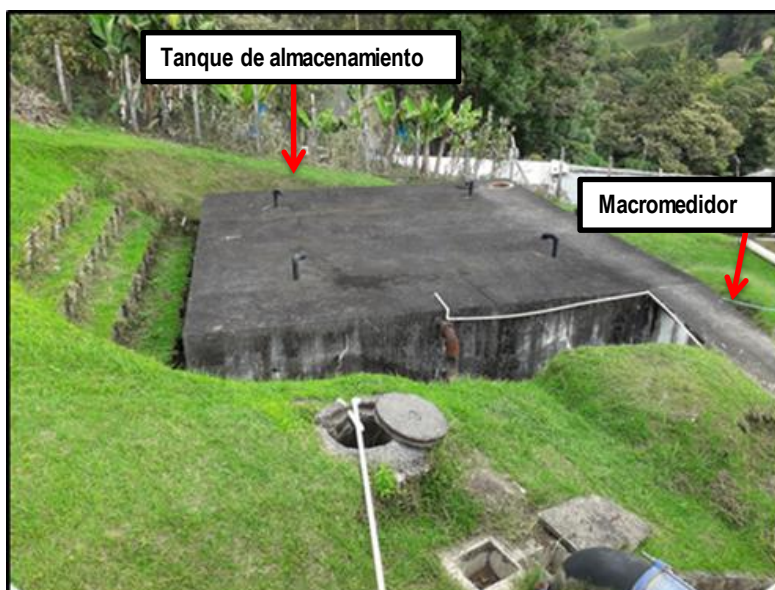


**Figura 10.55. Tanque de almacenamiento principal**

La red principal de distribución que sale del tanque cuenta con un macromedidor tipo mecánico ubicado de manera horizontal, localizado en la caja de válvulas de salida, la tubería es en Asbesto Cemento de Ø 10”

Para el lavado y rebose de esta tubería se consta de una tubería en asbesto-cemento Ø10” la cual descarga en una quebrada cercana; además dispone de otra tubería de Ø10” que después presenta variaciones nominales y llega hasta el tanque Pira en Ø4”.

### 10.5.2.2 Tanque de almacenamiento N°2 (Hospital)

La estructura se encuentra localizada en la planta de tratamiento de agua potable, está construida en concreto reforzado, sus dimensiones interiores son 6.95 m x 3.95m x 2.20m (altura útil) y tiene una capacidad de 60.40 m<sup>3</sup>; este tanque abastece únicamente al hospital y se evidencia desgaste en las paredes del tanque lo mismo que la losa inferior.

Los excesos de este tanque son enviados a la tubería saliente del Tanque N°1.

En la Figura 10.56 se presenta la conformación del tanque de almacenamiento N°2.  
Los detalles y dimensiones se presentan en el plano DS-TQ-01



Figura 10.56. Conformación del tanque N°2 (Hospital)

### 10.5.2.3 Tanque de almacenamiento N°3 (Pira)

El tanque N°3 se encuentra ubicado en el barrio Humberto Agudelo, es una estructura en concreto reforzado sus dimensiones interiores son 7.85 m x 6.30 m x 2.25 m (altura útil) y tiene una capacidad de 111 m<sup>3</sup>, es surtido desde el tanque principal N°1 y desde la captación la Galería Filtrante Cabaña en este tanque se hace el proceso solo de cloración, por lo cual es en este tanque donde se mezcla la el agua potable proveniente de la PTAP y el agua cruda proveniente de la galería filtrante.

Es de aclarar que desde este punto se abastece el 40% de la zona urbana desde el parque hacia abajo, la tubería se encuentra en asbesto-cemento con un Ø 8”.

El tanque presenta buenas condiciones en su conformación estructural, se evidencia desgaste en las caras internas.

En la Figura 10.57 se presenta la conformación del tanque de almacenamiento N°3 (Pira). Los detalles y dimensiones se presentan en el plano DS-TQ-02



**Figura 10.57. Conformación Tanque N°3 (Pira)**

#### **10.5.2.4 Tanque de almacenamiento N°4 (Fuera de funcionamiento)**

Localizado contiguo al tanque Pira, este tanque está conformado por dos módulos en concreto ciclópeo, las dimensiones interiores de cada módulo es 5.90 m x 5.00 m x 1.80 m (altura útil) y tiene una capacidad total de 106.20 m<sup>3</sup>, mediante la inspección del tanque se evidenció problemas del tipo estructural, además de estar conformado en las paredes en concreto ciclópeo con lo cual no cumple con las normas de sismo resistencia, también se evidenció que la placa superior presenta múltiples grietas y desgaste en la parte interna del tanque.

En la Figura 10.58 se presenta la conformación general del tanque N°4 fuera de funcionamiento.

En la Figura 10.59 se presenta el estado de la estructura en la parte interna del tanque.





Figura 10.58. Conformación tanque N°4 (fuera de funcionamiento)

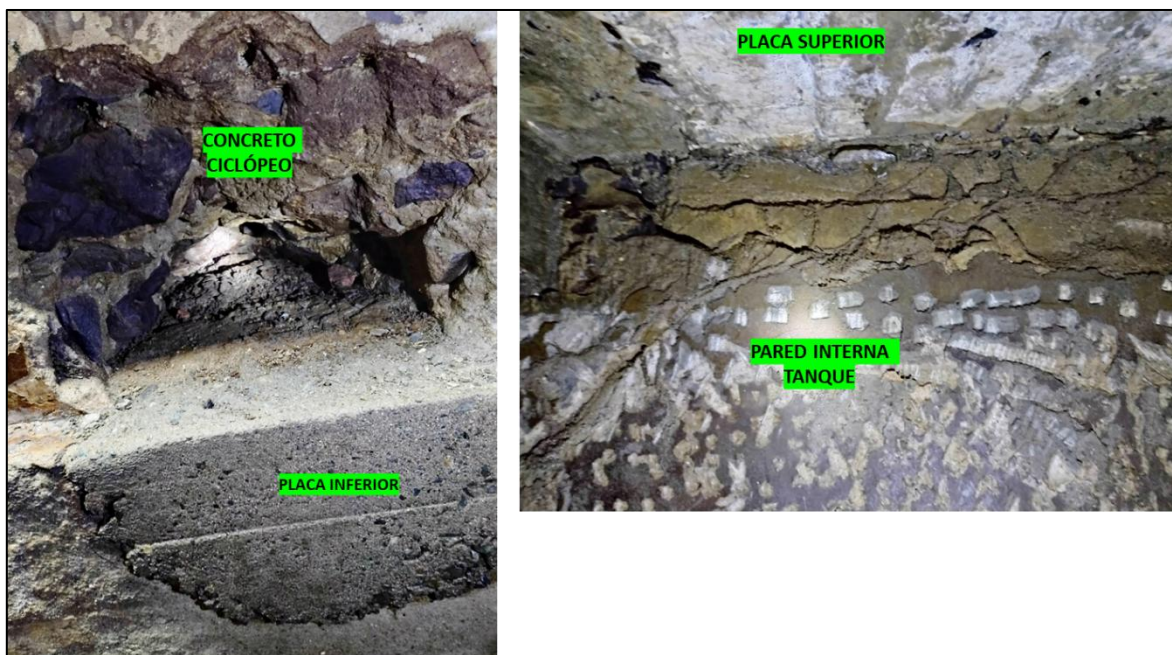


Figura 10.59. Conformación de las condiciones internas del tanque

### 10.5.3 Análisis de la capacidad de almacenamiento

Considerando las dotaciones actuales y proyectadas definidas en el estudio de población y demanda por sectores se procede a calcular el volumen requerido de almacenamiento, tal como se muestra en el Cuadro 10.17

Debido a que el volumen de almacenamiento determinado se debe incrementar para provisión de control de incendios y teniendo en cuenta que las viviendas del centro poblado, tienen diferentes componentes estructurales, como son edificaciones en mampostería, madera y bahareque, Siguiendo los lineamientos de la *RESOLUCIÓN 0330 de 2017, CAPITULO 2 SECCIÓN 4, ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS DE ACUEDUCTO, Artículo 81 Volumen útil del tanque de almacenamiento*, se debe categorizar el municipio de Guática como de RIESGO ALTO, que equivale a aumentar el volumen de almacenamiento para atender eventos de incendio en un 25%.

A continuación, se presenta el resumen de la capacidad de almacenamiento por tanques:

Tanque principal N°1: 259.50 m<sup>3</sup>

Tanque N°2 (Hospital) 60.40 m<sup>3</sup>

Tanque N°3 (Pira): 111.30 m<sup>3</sup>

Total, Almacenamiento: 431.20 m<sup>3</sup>

En el Cuadro 10.17 se presenta el cálculo del volumen de almacenamiento requerido para el centro poblado del municipio de Guática Risaralda.

**Cuadro 10.17. Volúmenes de almacenamiento requeridos**

| AÑO  | Población (Hab) | Medio diario (qmd) | Máximo diario (QMD) | Máximo horario (QMH) | V Incendios (m3) (25%) | VOLUMEN DE REGULACIÓN (m3) | VOLUMEN TOTAL (m3) |
|------|-----------------|--------------------|---------------------|----------------------|------------------------|----------------------------|--------------------|
| 2021 | 11.55           | 11.55              | 15.02               | 24.02                | 107.03                 | 432                        | 539                |
| 2046 | 14.48           | 14.48              | 18.82               | 30.11                | 134.16                 | 542                        | 676                |

CAPACIDAD TOTAL DE ALMACENAMIENTO ACTUAL: **431.20 m<sup>3</sup>**

CAPACIDAD REQUERIDO DE ALMACENAMIENTO PROYECTADO: **676.00m<sup>3</sup>**

De acuerdo con la comparación entre la capacidad actual del tanque y el volumen requerido, se concluye que el tanque cuenta con un déficit de 245 m<sup>3</sup> con relación al volumen requerido.

### 10.5.3.1 Conclusiones del sistema de almacenamiento.

- ✓ El sistema requiere un sistema adicional de almacenamiento de 245 m<sup>3</sup>, con este volumen de almacenamiento se cumplen con los requerimientos para la protección contra incendios.
- ✓ Se requiere la instalación de válvulas de control de nivel con el fin de prevenir pérdidas de agua en los subsistemas de almacenamiento.

## 10.6 ESTADO DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN

### 10.6.1 Conformación de la red de distribución.

En consistencia con el objeto del proyecto “ELABORACIÓN DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA RISARALDA.” el consultor decidió proceder a actualizar el catastro existente de redes de acueducto, el procedimiento se realizó de la siguiente manera: tomando los planos de levantamiento topográfico e implantando el sistema de redes del catastro existente, en conjunto con el fontanero de la empresa se realizó un recorrido minucioso a lo largo de todas las redes del casco urbano con el levantamiento topográfico realizado a todo el casco urbano, confrontando el diámetro, material y estado de las redes e identificando la localización correcta de las válvulas y conexiones artesanales para conexión de mangueras contra incendio.

El municipio de Guática Risaralda cuenta con una red de distribución de agua potable que cubre la totalidad del casco urbano.

La red de distribución del casco urbano del municipio de Guática está alimentada por tuberías de PVC y AC con diámetros de 1 1/2”, 2”, 3”, 4”, 6”, 8” y 10”, que distribuyen a todos los sectores del casco urbano. La conformación del sistema de distribución cuenta con válvulas de corte y micromedidores. Se cuenta con hidrantes estandarizados en el centro poblado, tiene una extensión total de 61182 m, la relación por material y diámetro se presenta en Cuadro 10.18, la distribución general de la red de acueducto se puede apreciar de manera detallada en los Planos DG-DIST-01 a DG-DIST-03.



**Cuadro 10.18. Resumen de tuberías de la red de distribución.**

| MATERIAL                 | DIÁMETRO NOMINAL | LONGITUD m |
|--------------------------|------------------|------------|
| PVC RDE-21               | 1/2"             | 556        |
|                          | 3/4"             | 47         |
|                          | 1 1/2"           | 4763       |
|                          | 2"               | 21773      |
|                          | 3"               | 20124      |
|                          | 4"               | 12663      |
|                          | 8"               | 16         |
|                          | 10"              | 485        |
| TOTAL PVC RDE-21:        |                  | 60427      |
| ASBESTO CEMENTO          | 3"               | 188        |
|                          | 4"               | 84         |
|                          | 6"               | 256        |
|                          | 8"               | 227        |
| TOTAL A.C:               |                  | 755        |
| TOTAL TUBERÍA INSTALADA: |                  | 61182      |

A continuación, en Cuadro 10.19 se presenta un resumen de los accesorios que conforman la red de distribución del municipio.

**Cuadro 10.19. Relación de las válvulas e hidrantes de la red de distribución.**

| ACCESORIOS        | CANTIDAD |
|-------------------|----------|
| VÁLVULAS DE CORTE | 23       |
| HIDRANTES         | 18       |

El sistema de distribución cuenta con dos (2) cajas con estaciones de macro medición y válvulas reductoras de presión, en el Cuadro 10.20 se presenta el resumen de las estaciones, en la Figura 10.60 y el plano DG-DIST-01 se presenta la localización general de cada una de ellas.

**Cuadro 10.20. Resumen de las válvulas reductoras de presión.**

| ESTACIÓN DE MACROMEDICIÓN Y VÁLVULA REDUCTORA | DIÁMETRO | LOCALIZACIÓN                     |
|-----------------------------------------------|----------|----------------------------------|
| Nº1                                           | 2"       | Sobre la Carrera 6 con Calle 10  |
| Nº2                                           | 2"       | Sobre la Calle 7 entre Cra 4 y 6 |





**Figura 10.60. Localización de las estaciones de medición y regulación de presión.**

Debido a su conformación y falta de sectorización y zonificación las estaciones están instaladas de manera inadecuada, debido a que no aportan a la función de medición a una zona y regulación de presión algún sector del sistema.

El estado del macromedidor y la válvula reductora N°1 en general es buena, ya que cuenta con los respectivos accesorios, el manómetro se encuentra funcionando adecuadamente.

La cámara de inspección donde se encuentra la válvula N°1 se encuentra llena de agua proveniente de la vía.

El estado de la válvula reductora N°2 es regular, ya que carece de algunos accesorios para su óptimo funcionamiento, el macromedidor no está funcionando

En la Figura 10.61, se presenta la conformación general de la estación de medición de caudal y regulación de presión N°1.

En la Figura 10.62, se presenta la conformación general de la estación de medición de caudal y regulación de presión N°2.

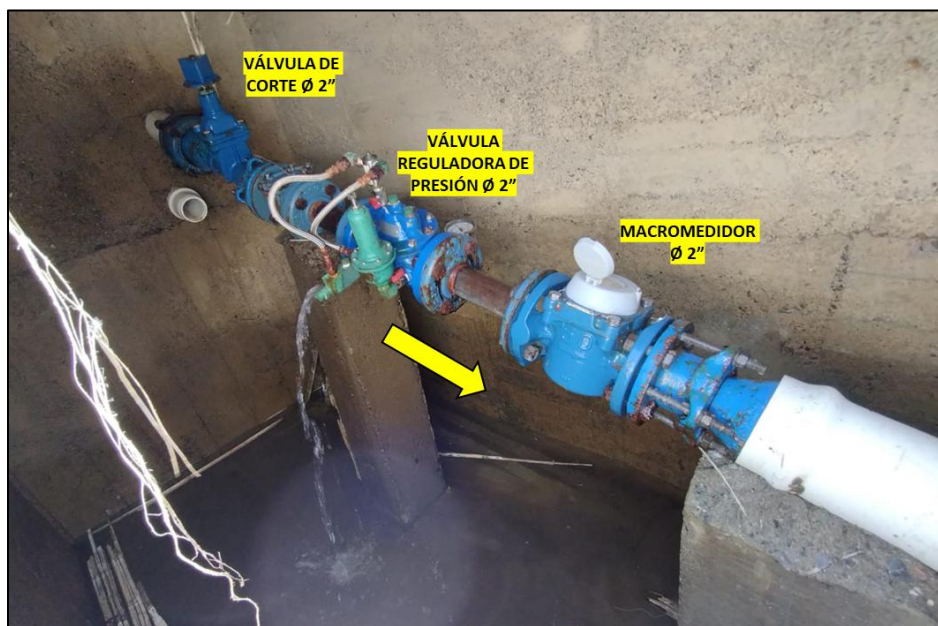


Figura 10.61. Conformación de la Estación de medición y regulación de Presión N°1.

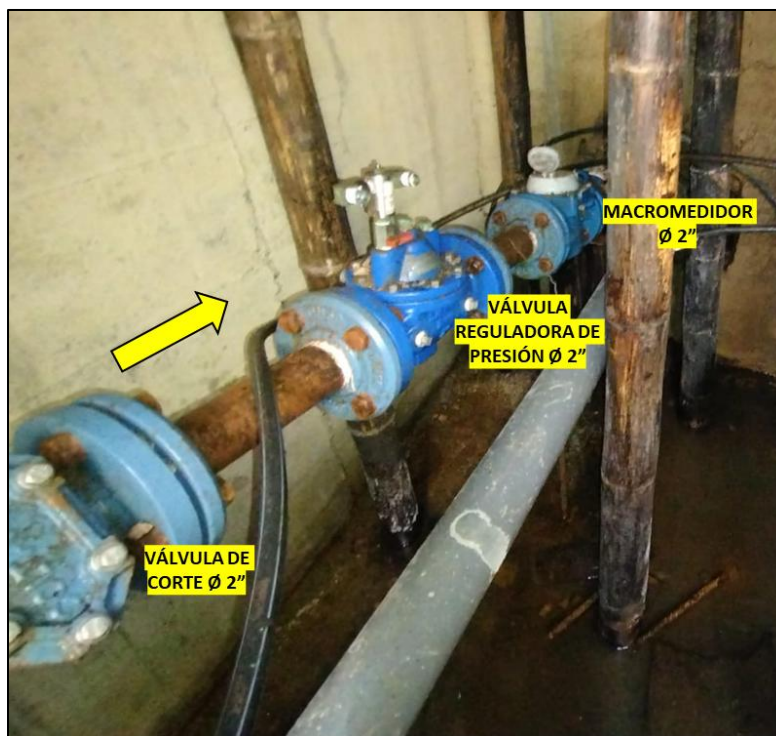


Figura 10.62. Conformación de la Estación de medición y regulación de Presión N°2.

En el Anexo v, se presenta en los planos DG-DIST-01 a DG-DIST-03 la conformación y localización de las redes de distribución y accesorios que componen el acueducto del municipio de Guática, Risaralda.

### 10.6.2 Asignación de la demanda actual.

Para determinar la demanda base por nodo se realizó el siguiente procedimiento:

#### Para el caudal residencial.

Se procedió durante el recorrido el conteo directo de las viviendas.

Con la densidad de habitantes por vivienda = 3 Hab/Viv

Dotación neta actual = 130 L/s-hab.

Índice de perdidas actual = 34 %.

Dotación actual = 197 L/s-hab.

Suscriptores residenciales = 1342 suscriptores.

Suscriptores comerciales = 41 suscriptores.

Suscriptores oficiales = 21 suscriptores.

Densidad de vivienda = 3 Hab/Viv.

Caudal medio diario (2021) = 11.55 L/s

Caudal Medio por vivienda = 0.0086 L/s-suscriptor.

### 10.6.3 Modelación hidráulica de la red de distribución.

La simulación hidráulica de la red de distribución, se realizó empleando el software EPANET, el cual permite obtener resultados numéricos y gráficos para periodos extendidos de tiempo de rangos de presión, caudales y velocidades.

Para efectos de determinar las condiciones más desfavorables de operación de la red estos son:

- **Caudal medio diario** con el fin de determinar las presiones máximas que se presentan en la red
  - **Caudal Máximo Horario** con el fin de determinar el comportamiento de las redes y las presiones con el máximo consumo en la red
1. Caudal medio actual 2021 (qmd=11.55 L/s)
  2. Caudal máximo horario actual (QMH= 24.02 L/s).

La justificación de los parámetros de la rugosidad se presentó en el Cuadro 10.14. del capítulo 10.3.2

En el Cuadro 10.21 se presenta los parámetros físicos de la red de distribución utilizado en la simulación hidráulica.

**Cuadro 10.21. Parámetros físicos de la tubería de distribución**

| MATERIAL        | DIÁMETRO NOMINAL | DIÁMETRO INTERNO mm | RUGOSIDAD ABSOLUTA (mm) |
|-----------------|------------------|---------------------|-------------------------|
| PVC RDE-21      | 1/2"             | 18.18               | 0.05                    |
|                 | 3/4"             | 23.63               |                         |
|                 | 1 1/2"           | 43.68               |                         |
|                 | 2"               | 54.58               |                         |
|                 | 3"               | 80.42               |                         |
|                 | 4"               | 103.42              |                         |
|                 | 8"               | 198.21              |                         |
|                 | 10"              | 247.09              |                         |
| ASBESTO CEMENTO | 3"               | 75                  | 0.5                     |
|                 | 4"               | 100                 |                         |
|                 | 6"               | 150                 |                         |
|                 | 8"               | 200                 |                         |

#### 10.6.3.1 Resultados de la simulación hidráulica del sistema de distribución.

Una vez montada la red en el programa se procede a correr el programa obteniendo los siguientes resultados.

En la Figura 10.63 se presenta el esquema de los resultados de presiones máximas y velocidades para el caudal medio diario en la red (qmd).



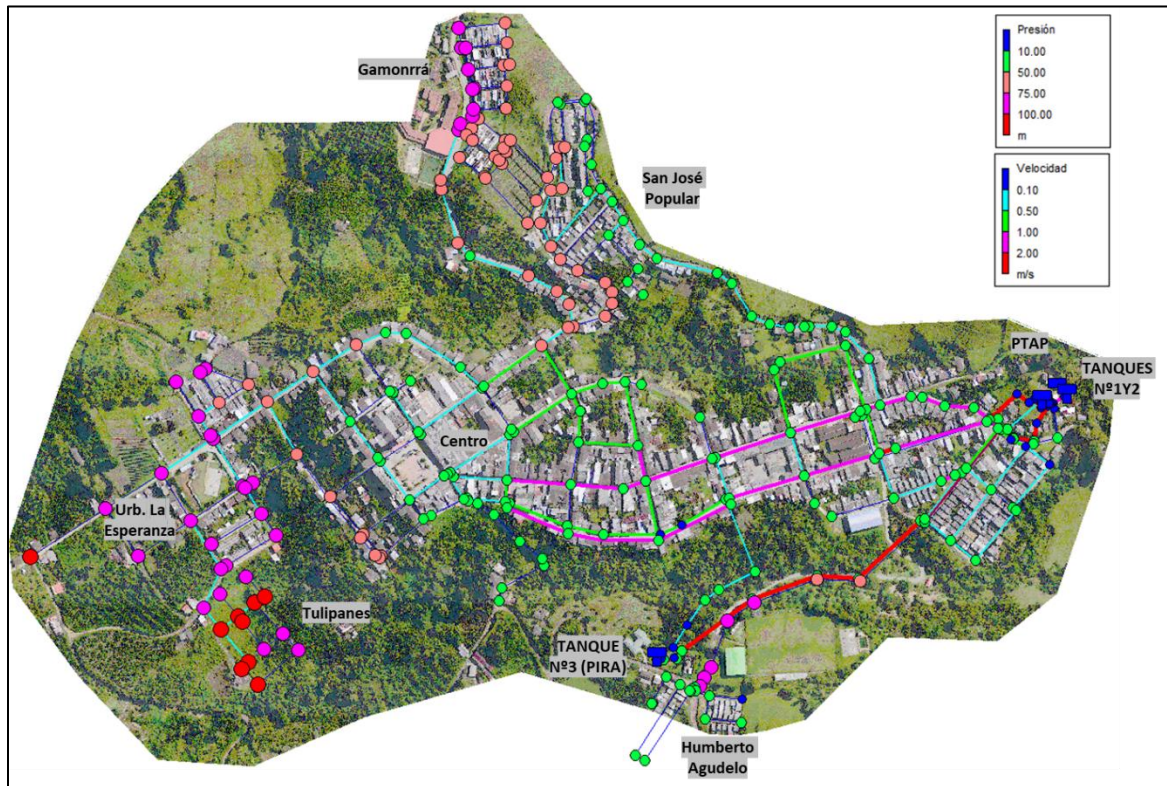


Figura 10.63. Esquema del funcionamiento hidráulico para presiones máximas (qmd)

En la Figura 10.64 se presenta el mapa de isolíneas de presiones máximas en la red para el caudal medio diario (qmd).

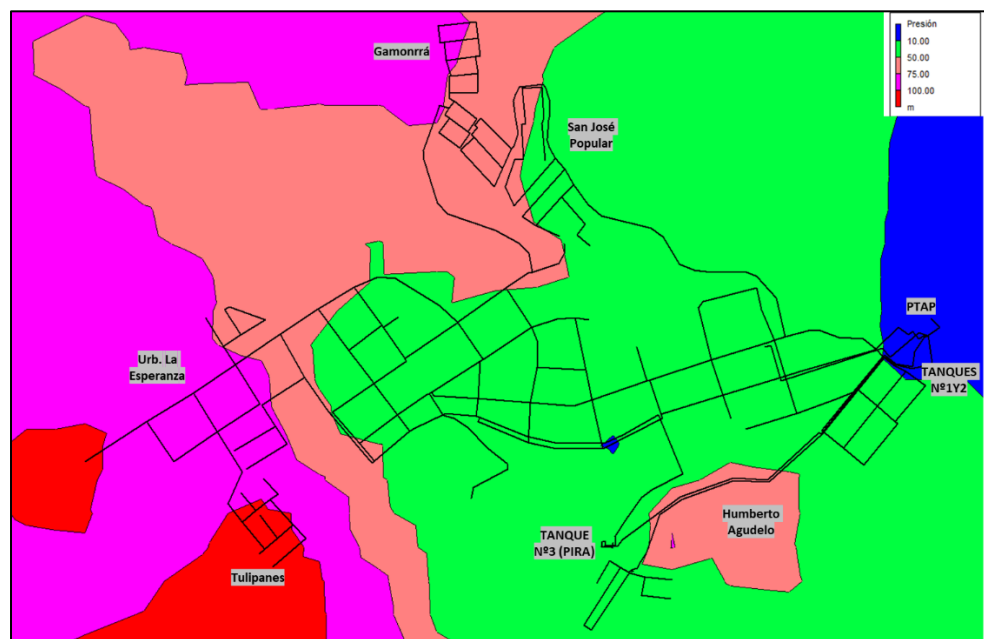


Figura 10.64. Mapa de isolíneas para presiones máximas en la red (qmd)

En el Cuadro 10.22 se presenta el resumen de los resultados de presiones máximas en la red para el instante de funcionamiento del caudal medio diario (qmd).

**Cuadro 10.22. Resumen de los resultados de presiones en la red para (qmd).**

| PRESIÓN      | CANTIDAD NODOS | % DE NODOS  |
|--------------|----------------|-------------|
| m.c.a        | UNID           | **          |
| <10          | 25             | 9%          |
| 10-50        | 154            | 54%         |
| 51-75        | 60             | 21%         |
| 75-100       | 39             | 14%         |
| >100         | 9              | 3%          |
| <b>TOTAL</b> | <b>287</b>     | <b>100%</b> |

De la simulación hidráulica para el caudal medio diario se tiene que un 38% de la red de distribución opera con presiones mayores a 50 m.c.a, estas presiones máximas se presentan en los barrios de San José popular, Gomomrrá, Urbanización La Esperanza y Tulipanes.

En la Figura 10.65 se presenta el esquema de los resultados de presiones y caudal en la red para el instante en el cual el funcionamiento del sistema corresponde al Caudal Máximo Horario (QMH)

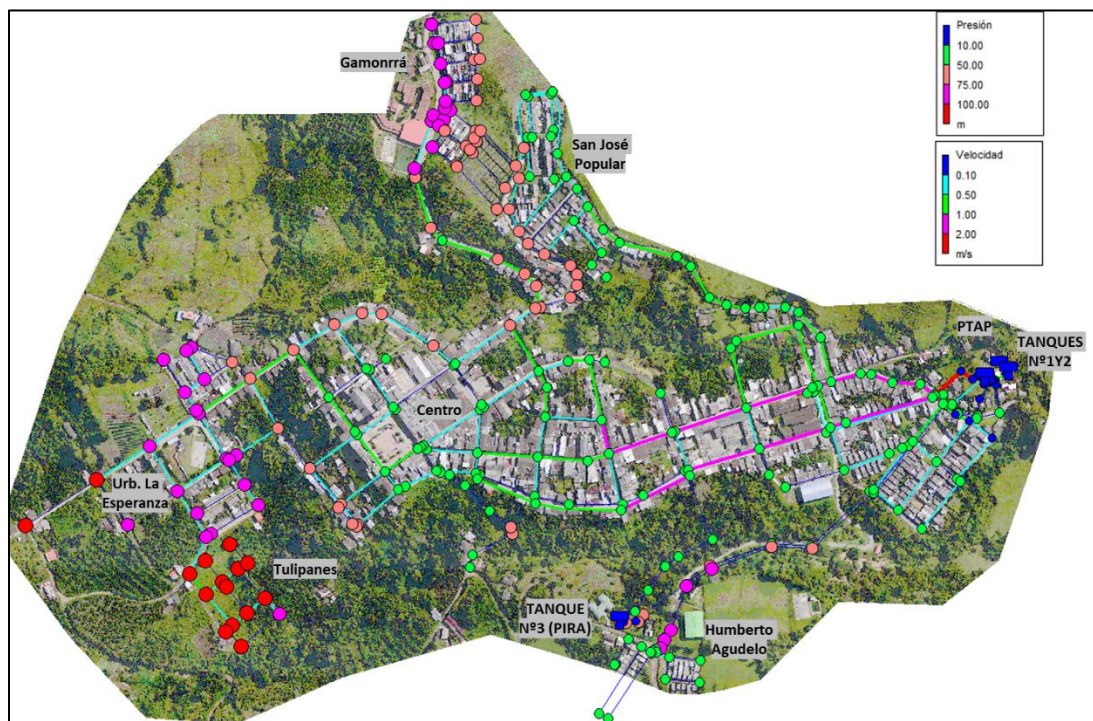


**Figura 10.65. Esquema del funcionamiento hidráulico (QMH)**

En la Figura 10.66 se presenta el mapa de isolíneas de presiones en la red para el Caudal Máximo Horario (QMH).



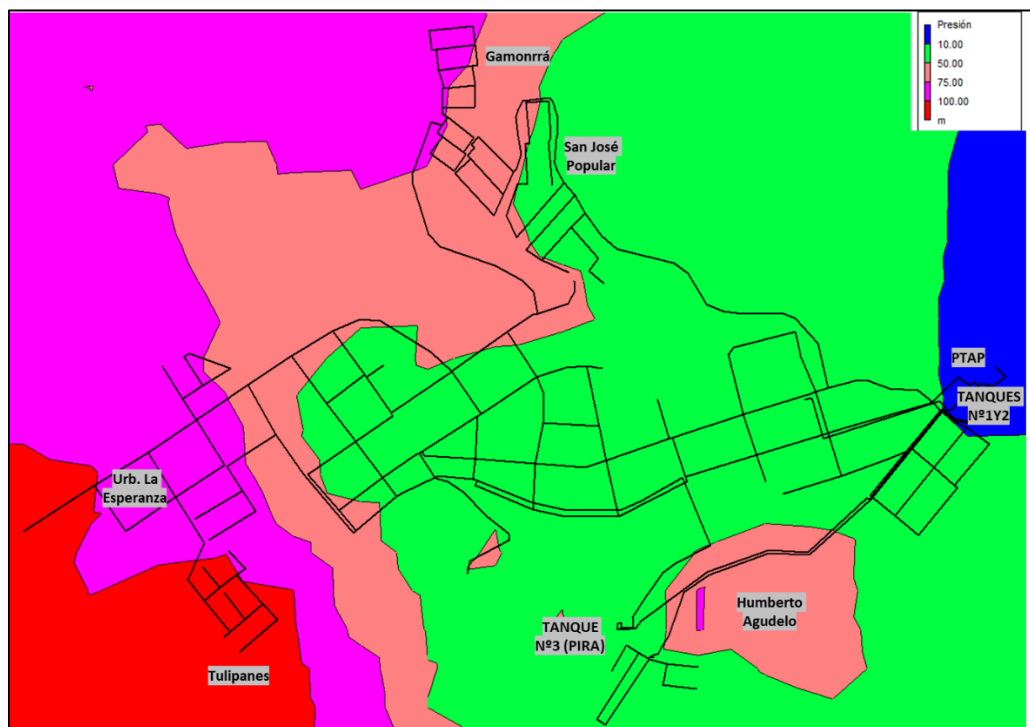


**Figura 10.66. Mapa de isolíneas para en el instante de QMH**

En el Cuadro 10.23 se presenta el resumen de los resultados de presiones para el Caudal Máximo Horario (QMH).).

**Cuadro 10.23. Resumen de los resultados de presiones en la red para (QMH).**

| PRESIÓN      | CANTIDAD NODOS | % DE NODOS  |
|--------------|----------------|-------------|
| m.c.a        | UNID           | **          |
| <10          | 20             | 7%          |
| 10-50        | 152            | 53%         |
| 51-75        | 61             | 21%         |
| 75-100       | 39             | 14%         |
| >100         | 15             | 5%          |
| <b>TOTAL</b> | <b>287</b>     | <b>100%</b> |

De la simulación hidráulica para el Caudal Máximo Horario se tiene que un 40% de la red de distribución opera con presiones mayores a 50 m.c.a, estos balances de presiones se presentan debido al comportamiento hidráulico de los niveles de los tanques, estas presiones máximas se presentan en los mismos sectores que con caudal medio diario.

#### 10.6.4 Análisis y conclusiones de los resultados de la simulación del sistema de distribución.

- ✓ De la simulación hidráulica y análisis de las de presión, se puede concluir que aproximadamente el 40% del casco urbano operan con presiones mayores a 50 m.c.a.
- ✓ En los barrios de San José popular, Gomomrrá, Urbanización La Esperanza y Tulipanes la red opera con presiones superiores a la máxima establecida por el RAS 2017 esto es 50 m.c.a. teniéndose presiones hasta 105 m.c.a.
- ✓ Las estaciones de regulación de presión no prestan la función para la cual fueron instaladas, esto se debe a que el sistema no se encuentra sectorizado y existen varios sistemas de presión que dependen de los niveles del tanque de almacenamiento.
- ✓ Es necesario implementar componentes de regulación de presión instalados adecuadamente, con el objeto de garantizar un manejo adecuado de presiones de servicio y un programa de mantenimiento preventivo que evite suspender el servicio a sectores o a la totalidad del área urbana.
- ✓ Se debe incluir todo el casco urbano en el sistema de distribución de agua potable, dado que en la actualidad los sectores que abastece el tanque Pira no cuentan con un servicio de agua potable.
- ✓ En la parte baja del casco urbano se tienen presiones de operación superiores a las permitidas por la norma, las altas presiones originan un incremento en las pérdidas de agua y también contribuyen al derroche del agua por parte de los usuarios los cuales de forma no intencional utilizan más del agua necesaria e igualmente ocasionan daños a elementos del sistema tales como los micromedidores y los accesorios de las redes internas de las viviendas; se debe tener en cuenta que en las horas de mínimo consumo esta situación es más crítica, ya que las presiones se incrementan.
- ✓ Por lo anteriormente relacionado se debe plantear el diseño de una zonificación y sectorización adecuada de la red de distribución, para garantizar la demanda y presión de operación adecuadas para las diferentes áreas del casco urbano.

#### 10.6.5 Sistema contra incendios (Hidrantes).

De acuerdo con los resultados del levantamiento del catastro de redes y accesorios del sistema de acueducto, se dispone de un total de 18 hidrantes, la cobertura y protección contra incendios del

municipio está cubierto en su totalidad, estos hidrantes están distribuidos en todo el casco urbano del municipio. En el Cuadro 10.24 se presenta la localización y el estado de los hidrantes instalados en la red de distribución.

**Cuadro 10.24. Localización de hidrantes de la red.**

| ID | DIRECCION                  | ESTADO |
|----|----------------------------|--------|
| 1  | Carrera 3 - Calle 16       | BUENO  |
| 2  | Carrera 5 - Calle 15       | MALO   |
| 3  | Carrera 4 - Calle 13       | BUENO  |
| 4  | Carrera 4 - Calle 11       | MALO   |
| 5  | Carrera 5 - Calle 10       | MALO   |
| 6  | Carrera 6 - Calle 9        | BUENO  |
| 7  | Carrera 4 - Calle 8        | BUENO  |
| 8  | Carrera 7 - Calle 8        | BUENO  |
| 9  | Carrera 8 - Calle 9        | MALO   |
| 10 | Carrera 9 - Calle 9        | BUENO  |
| 11 | Carrera 9 - Calle 6        | BUENO  |
| 12 | Carrera 7 - Calle 4        | BUENO  |
| 13 | Carrera 6 - Calle 12       | MALO   |
| 14 | Carrera 7 - Calle 12       | BUENO  |
| 15 | Carrera 10 A - Calle 12    | BUENO  |
| 16 | Carrera 10 - Calle 13      | BUENO  |
| 17 | Carrera 9 - Calle 14       | BUENO  |
| 18 | Carrera 3 - Sector Estadio | BUENO  |

De acuerdo con el RAS-2017, ARTÍCULO 71. Disposición de los hidrantes, se tiene que la distancia máxima entre hidrantes debe ser de 300 m para zonas residenciales, en el plano DG-ACU-01, se presentan las áreas de cobertura del sistema contraincendios (hidrantes) del municipio.

Es de hacer notar que muchos de estos hidrantes fueron instalados hace más de 25 años” por lo que ya cumplieron con su vida útil.

En la Figura 10.67 se presenta las áreas de cobertura de los hidrantes existentes del Municipio.

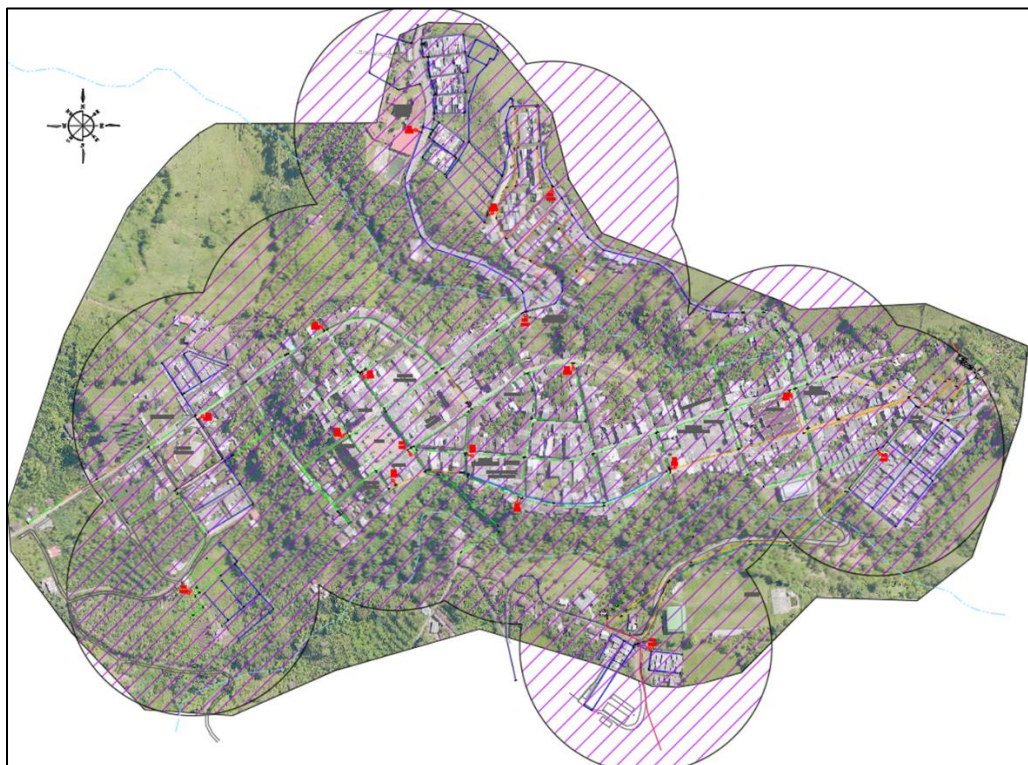


**Figura 10.67. Área de cobertura de Hidrantes.**

En la Figura 10.67 se evidencia que la totalidad del municipio cuenta con cobertura contra incendios en momentos de emergencia.

La localización de los hidrantes se presenta en el Plano DG-DIS-01)

Por lo anterior se concluye que el sistema de la red contra incendios se debe optimizar cambiando los hidrantes con más antigüedad y realizar mantenimiento a los hidrantes instalados más recientemente.

## 11 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN A LAS PROBLEMÁTICAS QUE SE PRESENTAN EN LOS DIFERENTES COMPONENTES

Una vez identificados en el diagnóstico los problemas relacionados con el estado actual de los componentes del sistema de suministro de agua y el sistema de alcantarillado del municipio de Guática (Risaralda), teniendo en cuenta la información y las necesidades particulares suministradas por los responsables de los sistemas y las visitas técnicas realizadas por el consultor se direccionaron las opciones para abordar los problemas según se define a continuación:

### 11.1 IDENTIFICACIÓN DE ACTIVIDADES PARA OPTIMIZACIÓN, REHABILITACIÓN O CONSTRUCCIÓN DE NUEVAS ESTRUCTURAS EN LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO.

**Reparar**, Son actividades de mantenimiento que conservan el estado de la estructura existente en una condición de seguridad aceptable. No necesariamente aumentan la capacidad estructural. Incluye un aumento de capacidad hidráulica.

**Rehabilitar**, Consiste en restaurar la estructura a su condición inicial o mejorarla, incluso dando un mejor apoyo estructural. Incluye un aumento de capacidad hidráulica.

**Reemplazar**, Esto implica la instalación de una nueva estructura, con una capacidad hidráulica que cumpla las demandas proyectadas.

### 11.2 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL SISTEMA DE ACUEDUCTO.

Se plantean las siguientes actividades de solución del sistema de acueducto, considerando los tres aspectos básicos para el planteamiento de las alternativas, así:

#### 11.2.1 Sistema de captación

Conforme al informe de diagnóstico, existe la necesidad de mejorar las condiciones de los sistemas de captación existentes para el manejo de los caudales a captar. A continuación, se presenta la descripción de las alternativas.

**ALTERNATIVA 1:** Optimizar la captación de Samaria, complementar la demanda con el Acueducto Regional de Occidente y abandonar el sistema de captación de Los Chorros.

En esta alternativa con el fin de aprovechar la infraestructura existente se propone optimizar el sistema de captación Samaria, para un funcionamiento hidráulico óptimo se deben complementar o construir los siguientes componentes en el sistema de captación.

- Construcción de la placa de aproximación
- Realce y reconfiguración de los muros laterales de protección
- Reconfiguración del azud
- Construcción del tanque de amortiguación
- Reconfiguración de la caja de derivación
- Optimización de la rejilla de captación (auto limpieza)
- Implementación de sistema de medición de caudal.

**ALTERNATIVA 2:** Optimizar la captación Samaria y utilizar permanentemente el sobrante de San Clemente.

**NOTA:** Para la optimización de la captación de Samaria se proponen la construcción de las mismas obras que se presentan para este sistema en la alternativa número 1.

En esta alternativa se propone utilizar de manera permanente el caudal proveniente de Acueducto de San Clemente para completar el caudal demandado, actualmente este caudal es empleado únicamente en casos de emergencia.

**ALTERNATIVA 3:** Optimizar la captación Samaria, complementar el sistema de captación Los Chorros y utilizar el Acueducto Regional de Occidente como redundancia.

Con el fin de garantizar la continuidad del servicio y aprovechar el sistema actual de captación se propone optimizar la captación de Samaria y complementar las estructuras que componen el sistema de captación Los Chorros; adicionalmente se propone emplear el caudal del Acueducto Regional de Occidente en casos de emergencia.

**NOTA:** Para optimización de la captación de Samaria se proponen la construcción de las mismas obras que se presentan para este sistema en la alternativa número 1.

Para la complementación del sistema de captación Los Chorros, se plantean las siguientes obras:

- Reemplazar la bocatoma Los Chorros 2.
- Optimizar la bocatoma Los Chorros 1:
  - Construcción de muros laterales.
  - Construcción pozo de amortiguación.



- Reconstrucción de la tubería de aducción.
- Construcción de cámara de derivación.
- Optimización de la rejilla de captación (auto limpieza).
- Optimizar el tramo de tubería que no está bien anclada

### 11.2.2 Desarenación

De acuerdo al informe de Diagnóstico el estado de las estructuras es aceptable y no existe la necesidad de aumentar su capacidad, pero debido al tiempo de operación deben optimizarse algunos componentes correspondientes a los elementos de control de entrada en el desarenador Samaria. Para ello se proponen las siguientes obras de optimización

- Cambio de válvulas y compuertas de control de entrada.
- Realizar un recubrimiento e impermeabilización de las paredes interiores de la estructura.

### 11.2.3 Aducción

De acuerdo al diagnóstico realizado es necesario optimizar los tramos de tubería localizados entre el desarenador de los chorros y el punto de empalme con la aducción de Samaria; para que de esta forma la aducción cuente con la potencia suficiente para ingresar al sistema y se reduzcan las pérdidas de agua en la línea de aducción hacia la PTAP.

**ALTERNATIVA N°1:** Reemplazar la aducción Samaria, Extender la aducción Los Chorros y conducirla directamente hasta la PTAP

**ALTERNATIVA N°2:** Rehabilitar la aducción Samaria - Los Chorros, construyendo una cámara de igualación de presiones y reemplazar la tubería unificada.

### 11.2.4 Planta de tratamiento de agua potable sector Pira

De acuerdo al informe de Diagnóstico, existe la necesidad de construir una PTAP en el sector de Pira que recibe el agua de la captación de la Galería Filtrante (La Cabaña), los resultados de las muestras de agua tomados en esta fuente permitieron conocer que el parámetro de coliformes totales es elevado, por lo cual se debe realizar un tratamiento completo del agua antes del abastecimiento a la población; actualmente solo se realiza un tratamiento con cloro. Se plantean las siguientes alternativas para el tipo de planta a construir.

**ALTERNATIVA N°1:** Construcción de una PTAP FIME.

**ALTERNATIVA N°2:** Construcción de una PTAP convencional.

**ALTERNATIVA N°3:** Construcción de una PTAP compacta.

### 11.2.5 Tanque de almacenamiento

De acuerdo al diagnóstico realizado en el sistema de almacenamiento, para garantizar la continuidad del servicio cumpliendo con los parámetros establecidos en el RAS 2017, para suministro es necesario habilitar un tanque número cuatro localizado en el sector Pira. Para ello se proponen las siguientes alternativas:

**ALTERNATIVA N°1:** Demoler tanque y construir nuevo en concreto reforzado.

**ALTERNATIVA N°2:** Rehabilitar el existente utilizando parte de su estructura y sobre este construir uno en concreto reforzado.

### 11.2.6 Sistema de distribución

Teniendo en cuenta las altas presiones que posee la red de distribución en las zonas media y baja del municipio, es necesario realizar la zonificación de la red existente con el fin de darle solución a esta problemática.

## 11.3 PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

### 11.3.1 Red de recolección de agua residual.

Teniendo en cuenta el estado de las cámaras de inspección y que la red de alcantarillado del municipio cuenta con un interceptor de aguas residuales con tramos sin construir, se plantean actividades que se priorizarán de acuerdo a las necesidades y que no requieren análisis de alternativas, las cuales se relacionan a continuación.

- ✓ Renovación de los tramos de la red de alcantarillado cuyo diámetro es inferior al mínimo establecido por el RAS 2017.
- ✓ Optimización de los tramos de la red de alcantarillado que presentan incapacidad hidráulica y/o alta velocidad de operación.
- ✓ Optimizar y/o complementar las estructuras del sistema de cámaras de inspección
- ✓ Construir las obras de estabilización geotécnica en el sector de la cámara IN-12 del interceptor del pueblo.

- ✓ Construir el tramo del interceptor del pueblo comprendido desde la cámara IN-24 hasta la PTAR.
- ✓ Construcción del tramo CIL-01 hasta CIL-15 (Sector bomba) del interceptor Lavapiés
- ✓ Construcción del tramo CIL-15 hasta la PTAR (Sector bomba) del interceptor Lavapiés
- ✓ Construir Planta de Tratamiento de aguas residuales (PTAR).

Por el alto nivel de inversión es necesario realizar el procedimiento de Planteamiento, Análisis y Selección de alternativas a los siguientes proyectos.

#### 11.3.1.1 Tipo del sistema de alcantarillado.

### **PLANTEAMIENTO**

- **ALTERNATIVA N°1:** Sistema de alcantarillado combinado.
- **ALTERNATIVA N°2:** Sistema de alcantarillado separativo.

## **11.4 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS**

### **11.4.1 Análisis Socio – Económico**

Para establecer la bondad de cada una de las alternativas, el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico en el apéndice “GUÍA RAS 004” permite la utilización de los siguientes estudios socio económico, para niveles de complejidad medio, medio alto y alto:

- ✓ Análisis de costo eficiencia.
- ✓ Análisis de costo mínimo de expansión de capacidades.

Estos se deben ejecutar para niveles de complejidad medio, medio alto y alto.

#### **11.4.1.1 Análisis de costo eficiencia.**

Este análisis parte de las siguientes suposiciones:

- ✓ La tasa social de retorno establecida por el estado colombiano, corresponde al 12% E.A. (Efectivo Anual).
- ✓ Los beneficios generados por las diferentes alternativas son iguales.
- ✓ Los beneficios socio económicos de cada alternativa son mayores que los costos de inversión.

A partir de la información suministrada por los proveedores de las diferentes tecnologías que aparecen como las más apropiadas para la construcción de los diferentes componentes y después de realizar el análisis económico mediante las funciones de costo para los componentes de sistemas de acueducto y alcantarillado para el país, se determinó el costo a nivel de prediseño para cada una de las alternativas. A continuación, se presenta la explicación de esta metodología.

### **La función de costos**

El costo de un sistema o de un componente de acueducto o alcantarillado puede expresarse en función de la capacidad mediante la siguiente ecuación:

$$C = K \times Q^a$$

Dónde:

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

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

$Q$ : Tamaño de instalación medido en unidades apropiadas, ejemplo: bocatoma, proyecto litros por segundo.

$a$ : es el factor de economía de escala.

Las funciones de costos de componentes de un sistema o de sistemas de agua potable y alcantarillado pueden obtenerse, entre otros, por uno de los siguientes dos métodos:

- 1) Mediante costos históricos de obras ya construidas o en construcción de diversos tamaños (capacidades), expresando dichos costos en precios constantes y utilizando técnicas de regresión.
- 2) Elaborando predimensionamientos para varias capacidades de un sistema (teórico o real) o componente, evaluando los respectivos costos, y luego estableciendo la función de costos, en función de la capacidad, mediante técnicas de regresión.

En el Cuadro 12.1 y Cuadro 12.2 se presentan algunas de las funciones de costo existentes en Colombia para los diferentes componentes de sistemas de acueducto y factores de economía de escala para acueducto y alcantarillado.

**Cuadro 12.1. Funciones de costo componentes de sistemas de acueducto (ACODAL).**

| FUNCIONES DE COSTOS             |                          |                                                                                                                                 |
|---------------------------------|--------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Sistema de captación lateral    | $C = 2.389 * Q^{0.26}$   | C=Costo del sistema de captación lateral, en millones de COL\$<br>Q=Caudal de diseño de la captación, en lps                    |
| Sistema de captación de fondo   | $C = 38.878 * Q^{0.49}$  | C=Costo del sistema de captación de fondo, en millones de COL\$<br>Q=Caudal de diseño del sistema de captación de fondo, en lps |
| Desarenadores                   | $C = 6.677 * Q^{0.548}$  | C=Costo del desarenador, en millones de COL\$<br>Q=Caudal de diseño del desarenador, en lps                                     |
| Plantas de purificación de agua | $C = 91 * Q^{0.588}$     | C=Costo de la planta de purificación, en millones de COL\$<br>Q=Caudal de diseño de la planta, en lps                           |
| Tanques elevados                | $C = 18.372 * V^{0.642}$ | C=Costo del tanque elevado, en millones de COL\$<br>V=Volumen de diseño del tanque, en m3                                       |
| Tanques semienterrados          | $C = 6.124 * V^{0.642}$  | C=Costo del tanque semienterrado, en millones de COL\$<br>V=Volumen de diseño del tanque, en m3                                 |
| Conducciones de agua            | $C = 68.674 + 874 * Q$   | C=Costo del metro lineal de conducción, en COL\$<br>Q=Caudal de diseño de la conducción, en lps                                 |
| Redes de distribución de agua   | $C = 91.113 + 75.49 * Q$ | C=Costo promedio del metro lineal de red, en COL\$<br>Q=Caudal de diseño de la red, en lps                                      |

Fuente: Revista N°227 Acodal

**Cuadro 12.2. Factores de economía de escala para algunos componentes de sistemas de acueducto y alcantarillado**

| Factores de economía de escala (b) |             |                                            |             |
|------------------------------------|-------------|--------------------------------------------|-------------|
| Componente                         | Elasticidad | Componente                                 | Elasticidad |
| Bocatoma                           | 0.30        | PTAR con digestión separada de lodos       | 0.76        |
| Desarenador                        | 0.60        | Lagunas de estabilización                  | 0.65        |
| Planta sin filtración              | 0.55        | Lodos activados                            | 0.80        |
| Planta con filtración              | 0.65        | UASB                                       | 0.81        |
| Tanques superficiales              | 0.80        | RAP                                        | 0.42        |
| Tanques elevados                   | 0.85        | Aireación extendida                        | 0.84        |
| Conducciones                       | 0.60        | Relleno sanitario (0 - 80000 ton/año)      | 0.56        |
| Canales en concreto                | 0.49        | Relleno sanitario (80000 - 350000 ton/año) | 0.61        |
| Redes de distribución              | 0.50        |                                            |             |
| Colectores interceptores           | 0.50        |                                            |             |

Fuente: Revista N°227 Acodal

Aprovechando este análisis los agentes del estado deciden sobre la asignación de recursos entre poblaciones diferentes, que requieren grandes inversiones, buscando los siguientes objetivos:

- ✓ La asignación eficiente de los recursos.
- ✓ Medir el impacto de cada proyecto, para establecer un orden de prioridad.
- ✓ Comparar los proyectos del sector con otras posibilidades de inversión disponibles.
- ✓ Conocer el impacto sobre los usuarios finales, en especial, los hogares más pobres.
- ✓ Optimizar los costos económicos en los que se incurre en un proyecto, teniendo en cuenta el momento en que se decide su construcción.

Los costos de las actividades planteadas en las diferentes alternativas que no están incluidas en los Cuadro 12.1 y Cuadro 12.2, son generados mediante la base de datos propia del consultor.

En el Cuadro 12.3 se presentan los costos de las alternativas para las actividades que requieren análisis económico.

**Cuadro 12.3. Análisis del costo de las diferentes alternativas a nivel de prediseño.**

| Componente                                   | Descripción                                                                                                                                                            | Valor            |
|----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|
| Captación:<br>Construcción de bocatoma nueva | ALTERNATIVA N°1: Optimizar la captación de Samaria, complementar la demanda con el Acueducto Regional de Occidente y abandonar el sistema de captación de Los Chorros. | \$ 33,339,328    |
|                                              | ALTERNATIVA N°2: Optimizar la captación Samaria y utilizar permanentemente el sobrante de San Clemente.                                                                | \$ 33,339,328    |
|                                              | ALTERNATIVA N°3: Optimizar la captación Samaria, complementar el sistema de captación Los Chorros y utilizar el Acueducto Regional de Occidente como redundancia.      | \$ 130,159,498   |
| Aducción:<br>Construcción de la conducción   | ALTERNATIVA N°1: Reemplazar la aducción Samaria, Extender la aducción Los Chorros y conducirla directamente hasta la PTAP.                                             | \$ 1,302,031,454 |
|                                              | ALTERNATIVA N°2: Rehabilitar la aducción Samaria - Los Chorros, construyendo una cámara de igualación de presiones y reemplazar la tubería unificada.                  | \$ 1,167,763,081 |
| Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) | ALTERNATIVA N°1: Construcción de una PTAP FIME.                                                                                                                        | \$ 1,481,928,120 |
|                                              | ALTERNATIVA N°2: Construcción de una PTAP convencional.                                                                                                                | \$ 1,029,387,874 |
|                                              | ALTERNATIVA N°3: Construcción de una PTAP compacta.                                                                                                                    | \$ 280,257,866   |
| Tanque de almacenamiento                     | ALTERNATIVA N°1: Demoler tanque y construir nuevo en concreto reforzado.                                                                                               | \$ 404,622,514   |
|                                              | ALTERNATIVA N°2: Rehabilitar el existente utilizando parte de su estructura y sobre este construir uno en concreto reforzado.                                          | \$ 323,698,011   |
| Tipo del sistema de alcantarillado           | ALTERNATIVA N°1: Sistema de alcantarillado combinado                                                                                                                   | \$ 2,039,118,517 |
|                                              | ALTERNATIVA N°2: Sistema de alcantarillado separativo                                                                                                                  | \$ 3,262,589,627 |

A continuación, se identifican algunos de los beneficios sociales que se derivan de las diferentes alternativas.

- ✓ Beneficios por mayor consumo de agua potable.
- ✓ Beneficios por uso eficiente del agua.
- ✓ Beneficio por mayor cobertura de los servicios públicos.
- ✓ Beneficio por mejoras en la salud física y psicosocial.
- ✓ Beneficio por mayor comodidad para las labores domésticas y de aseo personal.
- ✓ Beneficio por posibilidad de realizar actividades productivas.
- ✓ Liberación de recursos públicos en salud.
- ✓ Liberación de recursos públicos por atención de emergencia.
- ✓ Beneficio por menor ausentismo escolar.
- ✓ Beneficio por menor ausentismo laboral.



### **Indicadores del análisis costo eficiencia.**

a) Flujo de Costos Anuales.

A partir del valor de la inversión Inicial, costos de operación, costos de mantenimiento, costos ambientales asociados, el valor residual de la inversión, la tasa social para el estado colombiano y el IPC (Índice de Precios al consumidor) proyectado, se determinaron los siguientes flujos de costos anuales para un horizonte de evaluación para un periodo de 25 años que corresponde al periodo de diseño para los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado.

## SISTEMA DE CAPTACIÓN.

**Cuadro 12.4. Flujo de costos anuales para un periodo evaluación de 25 años, CAPTACION ALT N°1 - Optimizar la captación de Samaria, complementar demanda con el Acueducto Regional de Occidente y abandonar el sistema de captación Los Chorros.**

| Items                            | Año 0         | Año 1        | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25        |
|----------------------------------|---------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| (1) Costos de Operación          |               | \$ 6,433,110 | \$ 6,806,230  | \$ 7,200,991  | \$ 7,618,649  | \$ 8,060,531  | \$ 8,528,041  | \$ 9,022,668  | \$ 9,545,983  | \$ 10,099,650 | \$ 10,685,429 | \$ 24,892,985 |
| (2) Costos de Mantenimiento      |               | \$ 3,488,740 | \$ 3,732,952  | \$ 3,994,258  | \$ 4,273,856  | \$ 4,573,026  | \$ 4,893,138  | \$ 5,235,658  | \$ 5,602,154  | \$ 5,994,305  | \$ 6,413,906  | \$ 17,696,169 |
| (3) Inversión                    | \$ 33,339,328 |              |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |
| (4) Valor Residual               |               |              |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -          |
| Flujo de Costos (1)+(2)+(3)-(-4) | \$ 33,339,328 | \$ 9,921,850 | \$ 10,539,182 | \$ 11,195,250 | \$ 11,892,505 | \$ 12,633,557 | \$ 13,421,179 | \$ 14,258,326 | \$ 15,148,136 | \$ 16,093,954 | \$ 17,099,335 | \$ 42,589,154 |

**Cuadro 12.5. Flujo de costos anuales para un periodo evaluación de 25 años, CAPTACION ALT N°2 - Optimizar la captación Samaria y utilizar permanentemente el sobrante de San Clemente.**

| Items                            | Año 0         | Año 1        | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25        |
|----------------------------------|---------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| (1) Costos de Operación          |               | \$ 6,433,110 | \$ 6,806,230  | \$ 7,200,991  | \$ 7,618,649  | \$ 8,060,531  | \$ 8,528,041  | \$ 9,022,668  | \$ 9,545,983  | \$ 10,099,650 | \$ 10,685,429 | \$ 24,892,985 |
| (2) Costos de Mantenimiento      |               | \$ 3,488,740 | \$ 3,732,952  | \$ 3,994,258  | \$ 4,273,856  | \$ 4,573,026  | \$ 4,893,138  | \$ 5,235,658  | \$ 5,602,154  | \$ 5,994,305  | \$ 6,413,906  | \$ 17,696,169 |
| (3) Inversión                    | \$ 33,339,328 |              |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |
| (4) Valor Residual               |               |              |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -          |
| Flujo de Costos (1)+(2)+(3)-(-4) | \$ 33,339,328 | \$ 9,921,850 | \$ 10,539,182 | \$ 11,195,250 | \$ 11,892,505 | \$ 12,633,557 | \$ 13,421,179 | \$ 14,258,326 | \$ 15,148,136 | \$ 16,093,954 | \$ 17,099,335 | \$ 42,589,154 |

**Cuadro 12.6. Flujo de costos anuales para un periodo evaluación de 25 años, CAPTACION ALT N°3 - Optimizar la captación Samaria, complementar el sistema de captación Los Chorros y utilizar el Acueducto Regional de Occidente como redundancia.**

| Items                            | Año 0          | Año 1        | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25        |
|----------------------------------|----------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| (1) Costos de Operación          |                | \$ 6,433,110 | \$ 6,806,230  | \$ 7,200,991  | \$ 7,618,649  | \$ 8,060,531  | \$ 8,528,041  | \$ 9,022,668  | \$ 9,545,983  | \$ 10,099,650 | \$ 10,685,429 | \$ 24,892,985 |
| (2) Costos de Mantenimiento      |                | \$ 3,488,740 | \$ 3,732,952  | \$ 3,994,258  | \$ 4,273,856  | \$ 4,573,026  | \$ 4,893,138  | \$ 5,235,658  | \$ 5,602,154  | \$ 5,994,305  | \$ 6,413,906  | \$ 17,696,169 |
| (3) Inversión                    | \$ 130,159,498 |              |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |
| (4) Valor Residual               |                |              |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -          |
| Flujo de Costos (1)+(2)+(3)-(-4) | \$ 130,159,498 | \$ 9,921,850 | \$ 10,539,182 | \$ 11,195,250 | \$ 11,892,505 | \$ 12,633,557 | \$ 13,421,179 | \$ 14,258,326 | \$ 15,148,136 | \$ 16,093,954 | \$ 17,099,335 | \$ 42,589,154 |

## ADUCCIÓN.

**Cuadro 12.7. Flujo de costos anuales, CONDUCCIÓN ALT N°1 - Reemplazar la aducción Samaria, Extender la aducción Los Chorros y conducirla directamente hasta la PTAP.**

| Items                           | Año 0            | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|---------------------------------|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| (1) Costos de Operación         |                  | \$ 11,808,000 | \$ 12,492,864 | \$ 13,217,450 | \$ 13,984,062 | \$ 14,795,138 | \$ 15,653,256 | \$ 16,561,145 | \$ 17,521,691 | \$ 18,537,949 | \$ 19,613,150 | \$ 45,691,179  |
| (2) Costos de Mantenimiento     |                  | \$ 22,573,006 | \$ 24,153,116 | \$ 25,843,834 | \$ 27,652,902 | \$ 29,588,606 | \$ 31,659,808 | \$ 33,875,995 | \$ 36,247,314 | \$ 38,784,626 | \$ 41,499,550 | \$ 114,498,568 |
| (3) Inversión                   | \$ 1,302,031,454 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
| (4) Valor Residual              |                  |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| Flujo de Costos (1)+(2)+(3)-(4) | \$ 1,302,031,454 | \$ 34,381,006 | \$ 36,645,980 | \$ 39,061,284 | \$ 41,636,965 | \$ 44,383,744 | \$ 47,313,064 | \$ 50,437,139 | \$ 53,769,005 | \$ 57,322,575 | \$ 61,112,700 | \$ 160,189,747 |

**Cuadro 12.8. Flujo de costos anuales, CONDUCCIÓN ALT N°2 - Rehabilitar la aducción Samaria - Los Chorros, construyendo una cámara de igualación de presiones y reemplazar la tubería unificada.**

| Items                           | Año 0            | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|---------------------------------|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| (1) Costos de Operación         |                  | \$ 11,808,000 | \$ 12,492,864 | \$ 13,217,450 | \$ 13,984,062 | \$ 14,795,138 | \$ 15,653,256 | \$ 16,561,145 | \$ 17,521,691 | \$ 18,537,949 | \$ 19,613,150 | \$ 45,691,179  |
| (2) Costos de Mantenimiento     |                  | \$ 22,573,006 | \$ 24,153,116 | \$ 25,843,834 | \$ 27,652,902 | \$ 29,588,606 | \$ 31,659,808 | \$ 33,875,995 | \$ 36,247,314 | \$ 38,784,626 | \$ 41,499,550 | \$ 114,498,568 |
| (3) Inversión                   | \$ 1,167,763,081 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
| (4) Valor Residual              |                  |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| Flujo de Costos (1)+(2)+(3)-(4) | \$ 1,167,763,081 | \$ 34,381,006 | \$ 36,645,980 | \$ 39,061,284 | \$ 41,636,965 | \$ 44,383,744 | \$ 47,313,064 | \$ 50,437,139 | \$ 53,769,005 | \$ 57,322,575 | \$ 61,112,700 | \$ 160,189,747 |

## SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE.

**Cuadro 12.9. Flujo de costos anuales, TRATAMIENTO AGUA POTABLE ALT N°1 - Construcción de una PTAP FIME.**

| Items                           | Año 0            | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|---------------------------------|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| (1) Costos de Operación         |                  | \$ 28,224,000 | \$ 29,860,992 | \$ 31,592,930 | \$ 33,425,319 | \$ 35,363,988 | \$ 37,415,099 | \$ 39,585,175 | \$ 41,881,115 | \$ 44,310,220 | \$ 46,880,213 | \$ 109,213,063 |
| (2) Costos de Mantenimiento     |                  | \$ 14,576,552 | \$ 15,596,910 | \$ 16,688,694 | \$ 17,856,903 | \$ 19,106,886 | \$ 20,444,368 | \$ 21,875,474 | \$ 23,406,757 | \$ 25,045,230 | \$ 26,798,396 | \$ 73,937,619  |
| (3) Inversión                   | \$ 1,481,928,120 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
| (4) Valor Residual              |                  |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| Flujo de Costos (1)+(2)+(3)-(4) | \$ 1,481,928,120 | \$ 42,800,552 | \$ 45,457,902 | \$ 48,281,624 | \$ 51,282,222 | \$ 54,470,874 | \$ 57,859,467 | \$ 61,460,649 | \$ 65,287,872 | \$ 69,355,450 | \$ 73,678,608 | \$ 183,150,682 |

**Cuadro 12.10. Flujo de costos anuales, TRATAMIENTO AGUA POTABLE ALT N°2 - Construcción de una PTAP convencional.**

| Items                           | Año 0            | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|---------------------------------|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| (1) Costos de Operación         |                  | \$ 28,224,000 | \$ 29,860,992 | \$ 31,592,930 | \$ 33,425,319 | \$ 35,363,988 | \$ 37,415,099 | \$ 39,585,175 | \$ 41,881,115 | \$ 44,310,220 | \$ 46,880,213 | \$ 109,213,063 |
| (2) Costos de Mantenimiento     |                  | \$ 11,576,552 | \$ 12,386,910 | \$ 13,253,994 | \$ 14,181,774 | \$ 15,174,498 | \$ 16,236,713 | \$ 17,373,282 | \$ 18,589,412 | \$ 19,890,671 | \$ 21,283,018 | \$ 58,720,518  |
| (3) Inversión                   | \$ 1,029,387,874 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
| (4) Valor Residual              |                  |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| Flujo de Costos (1)+(2)+(3)-(4) | \$ 1,029,387,874 | \$ 39,800,552 | \$ 42,247,902 | \$ 44,846,924 | \$ 47,607,093 | \$ 50,538,486 | \$ 53,651,812 | \$ 56,958,458 | \$ 60,470,527 | \$ 64,200,891 | \$ 68,163,231 | \$ 167,933,581 |

**Cuadro 12.11. Flujo de costos anuales, TRATAMIENTO AGUA POTABLE ALT N°3 - Construcción de una PTAP compacta.**

| Items                           | Año 0          | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|---------------------------------|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
| (1) Costos de Operación         |                | \$ 14,112,000 | \$ 14,930,496 | \$ 15,796,465 | \$ 16,712,660 | \$ 17,681,994 | \$ 18,707,550 | \$ 19,792,588 | \$ 20,940,558 | \$ 22,155,110 | \$ 23,440,106 | \$ 54,606,532  |
| (2) Costos de Mantenimiento     |                | \$ 14,576,552 | \$ 15,596,910 | \$ 16,688,694 | \$ 17,856,903 | \$ 19,106,886 | \$ 20,444,368 | \$ 21,875,474 | \$ 23,406,757 | \$ 25,045,230 | \$ 26,798,396 | \$ 73,937,619  |
| (3) Inversión                   | \$ 280,257,866 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
| (4) Valor Residual              |                |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| Flujo de Costos (1)+(2)+(3)-(4) | \$ 280,257,866 | \$ 28,688,552 | \$ 30,527,406 | \$ 32,485,159 | \$ 34,569,562 | \$ 36,788,880 | \$ 39,151,917 | \$ 41,668,061 | \$ 44,347,314 | \$ 47,200,340 | \$ 50,238,502 | \$ 128,544,151 |

### SISTEMA DE ALMACENAMIENTO.

**Cuadro 12.12. Flujo de costos anuales, ALMACENAMIENTO ALT N°1 - Demoler tanque y construir nuevo en concreto reforzado.**

| Año 0          | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
|                | \$ 11,808,000 | \$ 12,492,864 | \$ 13,217,450 | \$ 13,984,062 | \$ 14,795,138 | \$ 15,653,256 | \$ 16,561,145 | \$ 17,521,691 | \$ 18,537,949 | \$ 19,613,150 | \$ 45,691,179  |
|                | \$ 22,573,006 | \$ 24,153,116 | \$ 25,843,834 | \$ 27,652,902 | \$ 29,588,606 | \$ 31,659,808 | \$ 33,875,995 | \$ 36,247,314 | \$ 38,784,626 | \$ 41,499,550 | \$ 114,498,568 |
| \$ 404,622,514 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
|                |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| \$ 404,622,514 | \$ 34,381,006 | \$ 36,645,980 | \$ 39,061,284 | \$ 41,636,965 | \$ 44,383,744 | \$ 47,313,064 | \$ 50,437,139 | \$ 53,769,005 | \$ 57,322,575 | \$ 61,112,700 | \$ 160,189,747 |

**Cuadro 12.13. Flujo de costos anuales, ALMACENAMIENTO ALT N°2 - Rehabilitar el existente utilizando parte de su estructura y sobre este construir uno en concreto reforzado.**

| Año 0          | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
|                | \$ 11,808,000 | \$ 12,492,864 | \$ 13,217,450 | \$ 13,984,062 | \$ 14,795,138 | \$ 15,653,256 | \$ 16,561,145 | \$ 17,521,691 | \$ 18,537,949 | \$ 19,613,150 | \$ 45,691,179  |
|                | \$ 22,573,006 | \$ 24,153,116 | \$ 25,843,834 | \$ 27,652,902 | \$ 29,588,606 | \$ 31,659,808 | \$ 33,875,995 | \$ 36,247,314 | \$ 38,784,626 | \$ 41,499,550 | \$ 114,498,568 |
| \$ 323,698,011 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
|                |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| \$ 323,698,011 | \$ 34,381,006 | \$ 36,645,980 | \$ 39,061,284 | \$ 41,636,965 | \$ 44,383,744 | \$ 47,313,064 | \$ 50,437,139 | \$ 53,769,005 | \$ 57,322,575 | \$ 61,112,700 | \$ 160,189,747 |

### SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

**Cuadro 12.14. Flujo de costos anuales, SISTEMA DE ALCANTARILLADO. ALT N°1 – Sistema de alcantarillado combinado.**

| Año 0            | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
|                  | \$ 11,808,000 | \$ 12,492,864 | \$ 13,217,450 | \$ 13,984,062 | \$ 14,795,138 | \$ 15,653,256 | \$ 16,561,145 | \$ 17,521,691 | \$ 18,537,949 | \$ 19,613,150 | \$ 45,691,179  |
|                  | \$ 22,573,006 | \$ 24,153,116 | \$ 25,843,834 | \$ 27,652,902 | \$ 29,588,606 | \$ 31,659,808 | \$ 33,875,995 | \$ 36,247,314 | \$ 38,784,626 | \$ 41,499,550 | \$ 114,498,568 |
| \$ 2,039,118,517 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
|                  |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| \$ 2,039,118,517 | \$ 34,381,006 | \$ 36,645,980 | \$ 39,061,284 | \$ 41,636,965 | \$ 44,383,744 | \$ 47,313,064 | \$ 50,437,139 | \$ 53,769,005 | \$ 57,322,575 | \$ 61,112,700 | \$ 160,189,747 |

**Cuadro 12.15. Flujo de costos anuales, SISTEMA DE ALCANTARILLADO. ALT N°2 – Sistema de alcantarillado separativo.**

| Año 0            | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9          | Año 10...      | Año 25         |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|----------------|
|                  | \$ 16,416,000 | \$ 17,368,128 | \$ 18,375,479 | \$ 19,441,257 | \$ 20,568,850 | \$ 21,761,843 | \$ 23,024,030 | \$ 24,359,424 | \$ 25,772,271  | \$ 27,267,062  | \$ 63,521,884  |
|                  | \$ 45,146,011 | \$ 48,306,232 | \$ 51,687,668 | \$ 55,305,805 | \$ 59,177,211 | \$ 63,319,616 | \$ 67,751,989 | \$ 72,494,629 | \$ 77,569,253  | \$ 82,999,100  | \$ 228,997,135 |
| \$ 3,262,589,627 |               |               |               |               |               |               |               |               |                |                |                |
|                  |               |               |               |               |               |               |               |               |                |                | \$ -           |
| \$ 3,262,589,627 | \$ 61,562,011 | \$ 65,674,360 | \$ 70,063,148 | \$ 74,747,062 | \$ 79,746,061 | \$ 85,081,460 | \$ 90,776,020 | \$ 96,854,053 | \$ 103,341,523 | \$ 110,266,163 | \$ 292,519,019 |



b) Valor Actual de Costos Sociales (VACS)

Cuando las alternativas de un proyecto, además de proporcionar beneficios similares, tienen igual vida útil pero los proyectos no son repetibles, entonces se requiere calcular el Valor Actual de Costos Sociales para cada una de ellas. A continuación, se presenta la ecuación para el VACS.

$$VACS = I_0 + \sum_{t=1}^n \frac{CT_t}{(1+r)^t}$$

Dónde:

$I_0$ : Inversión Inicial.

$CT_t$ : Costo Total Social de operación y mantenimiento en el período t.

n: Número de años del horizonte de evaluación.

r: Tasa de descuento.

A continuación, se presentan los resultados para las diferentes alternativas con una tasa de descuento de 12% y un horizonte a 25 años.

**Cuadro 12.16. Valor Actual de Costos Sociales (VACS), alternativas CAPTACION.**

| BOCATOMA        | VACS<br>(Valor Actual de Costos Sociales) |
|-----------------|-------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 536,755,527                            |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 536,755,527                            |
| ALTERNATIVA N°3 | \$ 633,575,696                            |

**Cuadro 12.17. Valor Actual de Costos Sociales (VACS), alternativas ADUCCIÓN.**

| ADUCCION        | VACS<br>(Valor Actual de Costos Sociales) |
|-----------------|-------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 3,139,178,607                          |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 3,004,910,234                          |

**Cuadro 12.18. Valor Actual de Costos Sociales (VACS), alternativas PTAP.**

| PTAP            | VACS<br>(Valor Actual de Costos Sociales) |
|-----------------|-------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 3,649,364,806                          |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 3,027,407,495                          |
| ALTERNATIVA N°3 | \$ 1,775,562,310                          |

**Cuadro 12.19. Valor Actual de Costos Sociales (VACS), alternativas ALMACENAMIENTO.**

| ALMACENAMIENTO  | VACS<br>(Valor Actual de Costos Sociales) |
|-----------------|-------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 404,622,514                            |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 323,698,011                            |

**Cuadro 12.20. Valor Actual de Costos Sociales (VACS), alternativas SISTEMA DE ALCANTARILLADO.**

| RED<br>ALCANTARILLADO | VACS<br>(Valor Actual de Costos Sociales) |
|-----------------------|-------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1       | \$ 2,039,118,517                          |
| ALTERNATIVA N°2       | \$ 3,262,589,627                          |

c) Costo Anual Equivalente (CAE)

Corresponde a un valor uniforme de costo anual (Anualidad) y que es equivalente al flujo de costos de la alternativa de proyecto analizada por un periodo infinito.

El CAE se calcula de la siguiente forma:

$$CAE = \frac{VACS}{\left( \frac{(1+r)^n - 1}{r \times (1+r)^n} \right)}$$

A continuación, se presentan los resultados para cada una de las alternativas.

**Cuadro 12.21. Costo Anual Equivalente (CAE), alternativas CAPTACION.**

| BOCATOMA        | CAE<br>(Costo Anual Equivalente) |
|-----------------|----------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 68,436,313                    |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 68,436,313                    |
| ALTERNATIVA N°3 | \$ 80,780,882                    |

**Cuadro 12.22. Costo Anual Equivalente (CAE), alternativas ADUCCIÓN.**

| ADUCCION        | CAE<br>(Costo Anual Equivalente) |
|-----------------|----------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 400,245,178                   |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 383,125,964                   |

**Cuadro 12.23. Costo Anual Equivalente (CAE), alternativas PTAP.**

| PTAP            | CAE<br>(Costo Anual Equivalente) |
|-----------------|----------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 465,293,903                   |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 385,994,364                   |
| ALTERNATIVA N°3 | \$ 226,384,141                   |

**Cuadro 12.24. Costo Anual Equivalente (CAE), alternativas ALMACENAMIENTO.**

| ALMACENAMIENTO  | CAE<br>(Costo Anual Equivalente) |
|-----------------|----------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 285,825,565                   |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 275,507,693                   |

**Cuadro 12.25. Costo Anual Equivalente (CAE), alternativas SISTEMA DE ALCANTARILLADO.**

| RED<br>ALCANTARILLADO | CAE<br>(Costo Anual Equivalente) |
|-----------------------|----------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1       | \$ 494,223,756                   |
| ALTERNATIVA N°2       | \$ 840,729,614                   |

d) Costo anual equivalente por vivienda / suscriptor.

El costo anual equivalente por vivienda es un indicador de efectividad que mide cuánto cuesta anualmente la ampliación y optimización del servicio por cada suscriptor beneficiado. Sirve para comparar los costos anuales de proyectos que posean características similares entre sí.

Se identificaron 1342 suscriptores en el casco urbano del municipio.

Con lo cual se determinaron los siguientes Costos Anuales Equivalentes para cada suscriptor.

**Cuadro 12.26. Costos Anuales Equivalentes para cada usuario, alternativas CAPTACIÓN.**

| BOCATOMA        | CAE por usuario<br>(Costo Anual Equivalente/usuario) |
|-----------------|------------------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 50,996                                            |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 50,996                                            |
| ALTERNATIVA N°3 | \$ 60,194                                            |

**Cuadro 12.27. Costos Anuales Equivalentes para cada usuario, alternativas ADUCCIÓN.**

| ADUCCION        | CAE por usuario<br>(Costo Anual Equivalente/usuario) |
|-----------------|------------------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 298,245                                           |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 285,489                                           |

**Cuadro 12.28. Costos Anuales Equivalentes para cada usuario, alternativas PTAP.**

| PTAP            | CAE por usuario<br>(Costo Anual Equivalente/usuario) |
|-----------------|------------------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 346,717                                           |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 287,626                                           |
| ALTERNATIVA N°3 | \$ 168,692                                           |

**Cuadro 12.29. Costos Anuales Equivalentes para cada usuario, alternativas ALMACENAMIENTO.**

| ALMACENAMIENTO  | CAE por usuario<br>(Costo Anual Equivalente/usuario) |
|-----------------|------------------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 212,985                                           |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 205,296                                           |

**Cuadro 12.30. Costos Anuales Equivalentes para cada usuario, alternativas SISTEMA DE ALCANTARILLADO.**

| RED<br>ALCANTARILLADO | CAE por usuario<br>(Costo Anual Equivalente/usuario) |
|-----------------------|------------------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1       | \$ 368,274                                           |
| ALTERNATIVA N°2       | \$ 626,475                                           |

#### 11.4.1.2 Con relación al costo mínimo de expansión de capacidades.

La metodología de Análisis de Costo Mínimo de Expansión de Capacidades persigue disponer de una secuencia y un cronograma de inversiones con los que se optimicen los recursos de cada una de las alternativas planteadas.

En el caso de los proyectos de acueducto, alcantarillado y aseo, dado que estos servicios son bienes meritorios a los cuales tienen derecho todas las personas, por lo cual las inversiones en este sector han estado presentes. La inversión que satisfaga cada una de las alternativas debe ser considerada integralmente, es decir, que se encuentre justificada en los aspectos técnico, económico, institucional, ambiental, social y financiero. Desde el punto de vista económico, una inversión apropiada es aquella que garantiza el uso adecuado de los recursos, involucrando la economía en el dimensionamiento de los proyectos, eliminando, evitando o desplazando grandes inversiones en el tiempo y disminuyendo costos operacionales

Este enfoque sobre la justificación del proyecto presenta limitaciones de aplicación en el caso de proyectos de agua potable y alcantarillado, donde algunos beneficios, tales como mejores condiciones de salud de los beneficiarios, son de difícil cuantificación.

El método denomina período de retraso de un componente al tiempo transcurrido entre el momento en que se materializa su cuello de botella y aquel en que se prevé sea eliminado. Este período de retraso representa el número de años de rezago de un componente respecto a la demanda real por el servicio.

La mayoría de los componentes de los proyectos de agua potable y alcantarillado presentan economías de escala. La medida de las economías de escala es la elasticidad de costos, denominada **a**. La elasticidad de costos se representa por el cociente entre la tasa de crecimiento de los costos y la tasa de crecimiento de la capacidad de un componente dado.

Se expresa por la siguiente fórmula:

$$a = \frac{\frac{\Delta C}{C}}{\frac{\Delta Q}{Q}}$$

Dónde:

C: es el costo del componente.

Q: es la capacidad de diseño.

$\Delta C$ : es la tasa de crecimiento en el costo.

$\Delta Q$ : es la tasa de crecimiento en la capacidad.

## 11.4.2 Análisis ambiental.

Teniendo en cuenta la necesidad de evaluar desde el punto de vista técnico, social, ambiental y económico las alternativas propuestas para la optimización de los sistemas de acueducto y alcantarillado, a continuación, se presenta la metodología de evaluación partiendo de una valoración general de los aspectos ambientales asociados a cada una y posteriormente una valoración de la importancia del impacto ambiental conforme a la metodología de Vicente Conesa Fernández.

### 11.4.2.1 Valoración general de los aspectos ambientales de cada alternativa

El método utilizado para realizar la valoración de las alternativas para la optimización de los sistemas de acueducto y alcantarillado es mediante el análisis del impacto generado por cada variable siendo 1 la de mayor impacto y 2 la de menor impacto.

Para esta valoración se tuvieron en cuenta las siguientes variables o parámetros:

- Área de ocupación afectada (frente de trabajo  $m^2$ ).
- Volumen material de excavación ( $m^3$ ).
- Cobertura vegetal a remover (área en  $m^2$ ).
- Vías a intervenir (m).
- Emisión de Ruido.
- Paisaje afectado.
- Permisos ambientales.
- Riesgo.
- Costo de la propuesta.

#### Área de ocupación afectada (frente de trabajo $m^2$ )

En esta variable se toma como área de ocupación afectada todo el frente de trabajo requerido para las obras, en esta se involucra los metros lineales a intervenir y el ancho de ocupación, dependiendo de la profundidad a la que se deban realizar las obras. Además, en este frente de trabajo se ubicará el material de excavación y los elementos necesarios para la normal ejecución de las obras.

### **Frente al volumen de material de excavación (m<sup>3</sup>)**

El volumen de material de excavación es el resultado de las actividades realizadas para la instalación de tubería o de la construcción de las estructuras. De estas actividades depende la cantidad de fletes o recorridos que deben hacer los vehículos para transportar el material desde los frentes de obra hasta el sitio de disposición final aprobado por la Corporación Autónoma Regional de Risaralda (CARDER). De allí que, si hay mayor volumen de material se incrementarían los recorridos, los costos de transporte y disposición final, emisiones de material particulado y gases de combustión, traumatismos en la vía que conecta el lugar donde se realiza la intervención con la escombrera municipal, así como también incomodidad a la comunidad aledaña a las obras.

### **Frente a la Cobertura vegetal a remover (área en m<sup>2</sup>)**

La cobertura vegetal a afectar puede comprender desde pastizales, rastrojo alto, árboles dispersos y caña brava. Para calcular el área de la cobertura vegetal afectada en cada una de las alternativas se utilizó como herramienta Google Earth, con el fin de hacer una proyección aproximada de las áreas a afectar. Para este cálculo se tuvo en cuenta el eje de la conducción de agua potable propuesta, la conducción de aguas residuales y la PTAR proyectada. En este sentido, mientras menos cobertura vegetal se afecte mayor será el puntaje de la alternativa a seleccionar.

### **Emisión de ruido**

Para valorar la emisión de ruido se deben analizar las actividades constructivas que puedan generar mayor o menor presión sonora. Es de resaltar que cualquier actividad es susceptible de emitir ruido, para valorar esta variable en el contexto del proyecto es necesario evaluar la intensidad y la extensión del impacto en la emisión de ruido de acuerdo a cada una de las alternativas propuestas. Se dará una valoración mayor cuando el impacto por ruido sea menor.

### **Paisaje afectado.**

Debe entenderse como paisaje en el contexto del proyecto, todos los elementos que hacen parte del área de influencia del proyecto tales como edificaciones, mobiliario, jardines, sardineles, franjas de protección, vías, entre otros. Cualquier elemento diferente localizado en el área del proyecto se entenderá como elemento que afecta el paisaje (residuos, material de excavación, cerramiento, maquinaria, escombros, etc.). En tal sentido, se dará un mayor valor a la Alternativa que genere menos intervención en el paisaje.



## Permisos ambientales

Los permisos ambientales son las autorizaciones que emite la CARDER por el aprovechamiento o afectación de los recursos naturales renovables. En tal sentido, para cada una de las alternativas y de acuerdo a su interacción con el entorno natural, deberá obtener los permisos ambientales pertinentes. Por lo tanto, basados en información descrita anteriormente, a continuación, se muestran los permisos a obtener en cada una de las alternativas de las estructuras que las requieren. Se dará una mayor calificación a aquella alternativa que menos permisos ambientales requiera.

**Cuadro 12.31. Permisos necesarios para las alternativas de la PTAP**

| PTAP                                |                                     |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| ALTERNATIVA 1                       | ALTERNATIVA 2                       |
| Demarcación de suelos de protección | Demarcación de suelos de protección |

**Cuadro 12.32. Permisos necesarios para las alternativas de la PTAR.**

| PTAR                                |                                     |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| ALTERNATIVA 1                       | ALTERNATIVA 2                       |
| Permiso de vertimientos             | Permiso de vertimientos             |
| Demarcación de suelos de protección | Demarcación de suelos de protección |

### 11.4.3 Análisis de la gestión del riesgo

Dentro del marco del análisis de la gestión del riesgo, se han adoptado los conceptos sobre Desastres y Gestión Local del Riesgo de la Red Latinoamericana de Estudios Sociales en Prevención de Desastres en América Latina – LA RED (Zilbert, 1998 y Wilches- Chaux, 1998), el cual hemos tomado como guía con tal propósito, así:

#### Amenaza

Es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno peligroso de origen natural o antrópico en un tiempo dado y en una localidad no adaptada para afrontarlo sin traumatismos. Las amenazas se pueden clasificar de la siguiente manera:

**Amenazas Naturales:** Son aquéllas que tienen su origen en la dinámica propia del Planeta Tierra. Según su origen, las amenazas naturales se clasifican en:

**Geológicas:** Sismos, erupciones volcánicas, deslizamientos, avalanchas, etc.

**Hidrometeorológicas o climáticas:** Huracanes, las tormentas tropicales, el fenómeno climático del Pacífico (El Niño y la Niña), los incendios forestales espontáneos, las inundaciones, los desbordamientos, etc.

**Amenazas Socio- Naturales:** Son aquellas que se expresan a través de fenómenos que parecen ser productos de la dinámica de la naturaleza, pero que en su ocurrencia o en la agudización de sus efectos interviene la acción humana, por ejemplo: Inundaciones por la modificación de la escorrentía del agua en zonas urbanas, movimientos en masa por excavaciones o rellenos en laderas para vías o viviendas, incendios forestales por actividades humanas en bosques.

**Amenazas Antrópicas:** Son aquellas atribuibles claramente a la acción humana sobre los elementos de la naturaleza o población, por ejemplo, la contaminación del aire, agua, suelo; los accidentes en la operación de sistemas tecnológicos e industriales por mal manejo u falta de control en la operación de estaciones de gasolina, oleoductos, represas, etc.; las guerras y problemas de orden público, entre otros.

### **Vulnerabilidad.**

Es la exposición, debilidad o incapacidad de resistencia frente a las amenazas que presenta una comunidad, persona o elemento que es considerado de valor para el hombre, también se refiere a la incapacidad para recuperarse de los efectos de un desastre, lo cual no sólo depende de la convivencia con las amenazas, sino de múltiples factores presentes en la localidad, a continuación, se presentan algunos factores.

### ***Factores de Vulnerabilidad:***

**Factores ambientales:** se refiere a la forma como una localidad maneja su entorno, por ejemplo, la degradación ambiental de los ecosistemas, que da lugar a amenazas como deslizamientos, inundaciones y erosión.

**Factores físicos:** Tienen que ver con la ubicación física de los asentamientos o con las calidades y condiciones técnicas - materiales de construcción e inadecuado aprovechamiento del ambiente y sus recursos.

**Factores económicos:** ausencia de recursos económicos para un adecuado manejo de las condiciones de amenaza, por ejemplo, las limitaciones de recursos de algunas personas que los obliga a invadir zonas de amenaza o a construir sin las técnicas o materiales adecuados.

**Factores sociales:** Se refieren a un conjunto de relaciones, comportamientos, creencias, formas de organización (institucional y comunitaria) y maneras de actuar de las personas y comunidades que las coloca en condiciones de mayor o menor exposición.

### **Riesgo**

Es la probabilidad de que ocurra un desastre. Se obtiene de relacionar la amenaza, o probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente dañino, con la vulnerabilidad de los elementos expuestos. En otras palabras, es el resultado de la combinación o coexistencia de la amenaza y la vulnerabilidad, y por lo tanto se expresa normalmente mediante la siguiente expresión:

$$RIESGO = AMENAZA \times VULNERABILIDAD.$$

### **Desastre**

Es la ocurrencia efectiva de un fenómeno peligroso (amenaza), que como consecuencia de la vulnerabilidad de los elementos expuestos causa efectos adversos sobre los mismos. En otras palabras, es la manifestación de un riesgo no manejado. Normalmente se expresa en términos de pérdidas materiales y/o pérdidas de vidas.

#### **11.4.4 Análisis de la disponibilidad de los predios**

**Sistema de Captación:** Ninguna de las alternativas planteadas requieren de adquisición de predios.

**Planta de Tratamiento de Agua Potable:** Para la implementación de cualquiera de las alternativas se requiere la adquisición del predio.

**Optimización del Sistema de Almacenamiento:** Las dos alternativas planteadas para este componente no requieren adquisición de predios y servidumbres.

**Planta de Tratamiento de Agua Residual:** Para la implementación de cualquiera de las alternativas se requiere la adquisición del predio.

## 11.5 SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

Para la selección de la alternativa más adecuada para la solución de cada una de las problemáticas a resolver, el consultor define el uso del método de evaluación que emplea la adaptación de una matriz de evaluación y selección de alternativas elaborada por Kepner & Tregoe:

Para esto a cada alternativa se le asigna una calificación entre 1 a 100 para cada uno de los resultados deseables, y se multiplican por sus correspondientes pesos específicos que previamente han sido establecidos. Por último, se jerarquizan las alternativas aceptadas de acuerdo a las calificaciones resultantes.

Los aspectos más relevantes a tener en cuenta en el proceso de selección de la alternativa más adecuada son los siguientes:

- 1.) Costos.
- 2.) Estabilidad de la obra en el tiempo.
- 3.) Impacto social.
  - ✓ Aceptabilidad de la obra.
  - ✓ Beneficios por mayor consumo.
- 4.) Impacto ambiental.
  - ✓ Suelo.
  - ✓ Agua.
  - ✓ Aire.
  - ✓ Interferencia con líneas vitales (Acueducto, Gas natural, Telefónica).
- 5.) Obras de mitigación del riesgo.
  - ✓ Viabilidad de la obra.
  - ✓ Afectación a componentes aledaños.
- 6.) Complejidad de construcción.
- 7.) Predios y servidumbres.

En los Cuadro 12.33 al Cuadro 12.37 se presentan las matrices multicriterio para la selección de la mejor alternativa para cada una de las problemáticas a resolver.

**Cuadro 12.33. Matriz multicriterio para la selección de la alternativa para la BOCATOMA**

| ASPECTO |                                       | PESO<br>ESPECÍFICO<br>(%)      | ALTERNATIVA 1 (Optimizar Samaria + Complemento Acueducto Regional de Occidente)                                                                                                                                    |                                                                                                                                                                                                                                                                |              | ALTERNATIVA 2 (Optimizar Samaria + Complemento sobrante San Clemente)                                                                                                                                  |                                                                                                                                                                                                                                                                |              | ALTERNATIVA 3 (Optimizar Samaria + Optimizar el sistema Los Chorros)                                                                                      |                                                                                                                                                                                                                                                                              |              |       |
|---------|---------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|-------|
| Nº      | DESCRIPCIÓN GENERAL                   |                                | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                                                                                                                | INDICE                                                                                                                                                                                                                                                         | CALIFICACIÓN | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                                                                                                    | INDICE                                                                                                                                                                                                                                                         | CALIFICACIÓN | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                                                       | INDICE                                                                                                                                                                                                                                                                       | CALIFICACIÓN |       |
| 1       | COSTO                                 | 15%                            | El costo de las obras es de: \$ 33'339.327                                                                                                                                                                         | 80                                                                                                                                                                                                                                                             | 12.0         | El costo de las obras es de: \$ 33'339.327                                                                                                                                                             | 80                                                                                                                                                                                                                                                             | 12.0         | El costo de las obras es de: \$ 130'159.497                                                                                                               | 60                                                                                                                                                                                                                                                                           | 9.0          |       |
| 2       | ESTABILIDAD DE LAS OBRAS EN EL TIEMPO | 10%                            | * Las obras que se plantean ofrecen una mayor estabilidad de las infraestructuras en el tiempo, el Acueducto Regional de Occidente ofrece menores riesgo por estabilidad de taludes en el recorrido de la aducción | 70                                                                                                                                                                                                                                                             | 7.0          | * Las obras que se plantean ofrecen una mayor estabilidad de las infraestructuras en el tiempo, pero el sistema San Clemente tiene riesgo por inestabilidad de taludes en el recorrido de la aducción. | 60                                                                                                                                                                                                                                                             | 6.0          | * Las obras que se plantean ofrecen una mayor estabilidad de las infraestructuras en el tiempo.                                                           | 90                                                                                                                                                                                                                                                                           | 9.0          |       |
| 3       | IMPACTO SOCIAL                        | ACEPTABILIDAD                  | 10%                                                                                                                                                                                                                | * Es la alternativa que funciona en la actualidad, sin embargo la turbidez del flujo proveniente del Acueducto Regional de Occidente requiere un tratamiento complejo en la PTAP.                                                                              | 60           | 6.0                                                                                                                                                                                                    | * No tiene acogida entre los representantes del municipio y departamento técnico de la empresa de servicios, por no tener la autonomía sobre el manejo del sobrante del sistema San Clemente                                                                   | 70           | 7.0                                                                                                                                                       | * Tiene buena aceptación de los representantes del municipio y departamento técnico de la empresa de servicios.                                                                                                                                                              | 100          | 10.0  |
|         |                                       | BENEFICIOS                     | 10%                                                                                                                                                                                                                | * Garantiza la continuidad del servicio, pero con alto color.                                                                                                                                                                                                  | 60           | 6.0                                                                                                                                                                                                    | * Garantiza la continuidad del servicio, pero con alto riesgo en el tramo San Clemente.                                                                                                                                                                        | 70           | 7.0                                                                                                                                                       | * Garantiza la continuidad del servicio, La prestación del servicio no dependiera del Acueducto Regional de Occidente y del sobrante de San Clemente.                                                                                                                        | 90           | 9.0   |
| 4       | IMPACTO AMBIENTAL                     | SUELO                          | 10%                                                                                                                                                                                                                | * No afecta coberturas vegetales y los volúmenes de excavación y reposición de suelo con material de préstamo son menores.                                                                                                                                     | 90           | 9.0                                                                                                                                                                                                    | * No afecta coberturas vegetales y los volúmenes de excavación y reposición de suelo con material de préstamo son menores.                                                                                                                                     | 90           | 9.0                                                                                                                                                       | * No afecta coberturas vegetales y los volúmenes de excavación y reposición de suelo con material de préstamo son mayores.                                                                                                                                                   | 80           | 8.0   |
|         |                                       | AGUA                           | 5%                                                                                                                                                                                                                 | * La intervención en la fuente hídrica es menor.                                                                                                                                                                                                               | 90           | 4.5                                                                                                                                                                                                    | * La intervención en la fuente hídrica es menor.                                                                                                                                                                                                               | 90           | 4.5                                                                                                                                                       | * Genera tres intervenciones en fuentes hídricas, las obras consisten en optimización de las captaciones que afectan de manera mínima.                                                                                                                                       | 85           | 4.3   |
|         |                                       | AIRE                           | 3%                                                                                                                                                                                                                 | * Las actividades constructivas que generen ruido y emisión de material particulado son mínimas.                                                                                                                                                               | 90           | 2.7                                                                                                                                                                                                    | * Las actividades constructivas que generen ruido y emisión de material particulado son mínimas.                                                                                                                                                               | 90           | 2.7                                                                                                                                                       | * Parte de las actividades constructivas generan una mínima afectación por ruido y emisión de material particulado.                                                                                                                                                          | 80           | 2.4   |
|         |                                       | INTERFERENCIA LINEAS VITALES   | 10%                                                                                                                                                                                                                | * Con los trabajos de construcción se garantiza la continuidad del servicio.                                                                                                                                                                                   | 90           | 9.0                                                                                                                                                                                                    | * Con los trabajos de construcción se garantiza la continuidad del servicio.                                                                                                                                                                                   | 90           | 9.0                                                                                                                                                       | * Con los trabajos de construcción se garantiza la continuidad del servicio.                                                                                                                                                                                                 | 90           | 9.0   |
| 6       | RIESGO                                | VIABILIDAD DE LA OBRA          | 10%                                                                                                                                                                                                                | * Se obtienen condiciones hidráulicas mejoradas para Samaria mediante la construcción de los muros laterales, pozo de aproximación y muro de corrección de torrenciales, garantizando el flujo por la rejilla después de la presentarse una avenida torrencial | 80           | 8.0                                                                                                                                                                                                    | * Se obtienen condiciones hidráulicas mejoradas para Samaria mediante la construcción de los muros laterales, pozo de aproximación y muro de corrección de torrenciales, garantizando el flujo por la rejilla después de la presentarse una avenida torrencial | 80           | 8.0                                                                                                                                                       | * Se obtienen condiciones hidráulicas mejoradas para Samaria y Los Chorros mediante la construcción de los muros laterales, pozo de aproximación y muro de corrección de torrenciales, garantizando el flujo por la rejilla después de la presentarse una avenida torrencial | 100          | 10.0  |
|         |                                       | AFECTACIÓN A OTROS COMPONENTES | 10%                                                                                                                                                                                                                | * No hay afectación a estructuras aledañas                                                                                                                                                                                                                     | 100          | 10.0                                                                                                                                                                                                   | * No hay afectación a estructuras aledañas                                                                                                                                                                                                                     | 100          | 10.0                                                                                                                                                      | * No hay afectación a estructuras aledañas                                                                                                                                                                                                                                   | 100          | 10.0  |
| 7       | COMPLEJIDAD DE CONSTRUCCIÓN           | 2%                             | * Los procedimientos constructivos son sencillos haciendo que esta alternativa requiera un menor plazo de construcción                                                                                             | 90                                                                                                                                                                                                                                                             | 1.8          | * Los procedimientos constructivos son sencillos haciendo que esta alternativa requiera un menor plazo de construcción                                                                                 | 90                                                                                                                                                                                                                                                             | 1.8          | * Los procedimientos constructivos son sencillos, requieren mayor dedicación, el acarreo de materiales hasta el sitio incrementa el plazo de construcción | 80                                                                                                                                                                                                                                                                           | 1.6          |       |
| 8       | PREDIOS Y SERVIDUMBRES                | 5%                             | * No se requiere predios y servidumbres adicionales                                                                                                                                                                | 100                                                                                                                                                                                                                                                            | 5.0          | * No se requiere predios y servidumbres adicionales                                                                                                                                                    | 100                                                                                                                                                                                                                                                            | 5.0          | * No se requiere predios y servidumbres adicionales                                                                                                       | 100                                                                                                                                                                                                                                                                          | 5.0          |       |
|         |                                       |                                | CALIFICACION TOTAL                                                                                                                                                                                                 |                                                                                                                                                                                                                                                                |              | 81                                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                |              | 82                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                              |              | 87.25 |

**Cuadro 12.34. Matriz multicriterio para la selección de la alternativa para la ADUCCIÓN**

| ASPECTO |                                       |                                | PESO ESPECIFICO    | ALTERNATIVA 1 (Reemplazar Samaria, Extender Los Chorros y conduciría directamente hasta la PTAP.)                                                                                                                                                                                                                                                             |        |              | ALTERNATIVA 2 (Rehabilitar Samaria - Los Chorros, construir cámara de igualación de presiones y reemplazar la tubería unificada.)                                                                            |        |              |
|---------|---------------------------------------|--------------------------------|--------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------|
| Nº      | DESCRIPCIÓN GENERAL                   |                                |                    | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | INDICE | CALIFICACIÓN | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                                                                                                          | INDICE | CALIFICACIÓN |
|         |                                       |                                | (%)                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |        |              |                                                                                                                                                                                                              |        |              |
| 1       | COSTO                                 |                                | 20%                | El costo de las obras es de: \$ 1'302'031.453                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 80     | 16.0         | El costo de las obras es de: \$ 1'167'763.080                                                                                                                                                                | 100    | 20.0         |
| 2       | ESTABILIDAD DE LAS OBRAS EN EL TIEMPO |                                | 30%                | * Soluciona un problema hidráulico, al separar dos tuberías con diferente altura que estaban empalmadas, aumentando la capacidad hidráulica de la aducción, de esta manera aporta parte del flujo que soluciona la oferta en el mediano y largo plazo, se reemplazan los tramos de la aducción en Asbesto Cemento, material que es perjudicial para la salud. | 90     | 27.0         | * La localización de la cámara de igualación de presiones debe ser mucho más alta que el empalme existente entre Chorros y Samaria, aumentando el riesgo por inestabilidad de las laderas.                   | 60     | 18.0         |
| 3       | IMPACTO SOCIAL                        | ACEPTABILIDAD                  | 8%                 | * Tiene la aceptación por parte de los representantes del municipio y departamento técnico de la empresa de servicios                                                                                                                                                                                                                                         | 90     | 7.2          | * Tiene poca acogida entre los representantes del municipio y departamento técnico de la empresa de servicios.                                                                                               | 80     | 6.4          |
|         |                                       | BENEFICIOS                     | 5%                 | * Garantiza la continuidad del servicio.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | 80     | 4.0          | * Existe la probabilidad de que la comunidad quede sin suministro del sistema, durante un periodo de tiempo.                                                                                                 | 70     | 3.5          |
| 4       | IMPACTO AMBIENTAL                     | SUELO                          | 5%                 | * Es la que afecta menores áreas de coberturas vegetales y los volúmenes de excavación, la reposición de suelo con material de préstamo son menores.                                                                                                                                                                                                          | 90     | 4.5          | * Afecta coberturas vegetales y los volúmenes de excavación y reposición de suelo con material de préstamo son menores.                                                                                      | 70     | 3.5          |
|         |                                       | AGUA                           | 5%                 | * Reduce la cantidad de fallas en la red, se desperdicia menos cantidad de agua.                                                                                                                                                                                                                                                                              | 80     | 4.0          | * Aumenta el riesgo de fallas en la red por la localización de la cámara de igualación de presiones.                                                                                                         | 70     | 3.5          |
|         |                                       | AIRE                           | 2%                 | * La mayor parte de las actividades constructivas generan poco ruido y emisión de material particulado.                                                                                                                                                                                                                                                       | 90     | 1.8          | * La mayor parte de las actividades constructivas generan poco ruido y emisión de material particulado.                                                                                                      | 90     | 1.8          |
|         |                                       | INTERFERENCIA LINEAS VITALES   | 5%                 | * Los trabajos de construcción no requieren realizar cortes de suministro de agua cruda a la PTAP.                                                                                                                                                                                                                                                            | 100    | 5.0          | * Los trabajos de construcción no requieren realizar cortes de suministro de agua cruda a la PTAP.                                                                                                           | 100    | 5.0          |
| 6       | RIESGO                                | VIABILIDAD DE LA OBRA          | 5%                 | * La tubería a utilizar mitiga los inconvenientes generados por inestabilidad de las laderas.                                                                                                                                                                                                                                                                 | 80     | 4.0          | * La tubería a utilizar mitiga los inconvenientes generados por inestabilidad de las laderas, pero la cámara de igualación de presiones se encuentra en un sitio alto                                        | 60     | 3.0          |
|         |                                       | AFECTACIÓN A OTROS COMPONENTES | 5%                 | * No hay afectación a estructuras aledañas                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 100    | 5.0          | * No hay afectación a estructuras aledañas                                                                                                                                                                   | 100    | 5.0          |
| 7       | COMPLEJIDAD DE CONSTRUCCIÓN           |                                | 5%                 | * Los procedimientos constructivos son sencillos haciendo que esta alternativa requiera un menor plazo de construcción                                                                                                                                                                                                                                        | 90     | 4.5          | * Los procedimientos constructivos son sencillos, aunque requieren mayor transporte de materiales hasta el sitio requiere un aumento del plazo de construcción                                               | 70     | 3.5          |
| 8       | PREDIOS Y SERVIDUMBRES                |                                | 5%                 | * Se utiliza el mismo alineamiento de la tubería de AC existente para conservar la servidumbre consentida y al momento de la ejecución de las obras se facilite la autorización de instalación de la tubería                                                                                                                                                  | 90     | 4.5          | * Se utiliza el mismo alineamiento de la tubería de AC existente para conservar la servidumbre consentida y al momento de la ejecución de las obras se facilite la autorización de instalación de la tubería | 90     | 4.5          |
|         |                                       |                                | CALIFICACION TOTAL |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |        | 87.5         | 77.7                                                                                                                                                                                                         |        |              |

**Cuadro 12.35. Matriz multicriterio para la selección de la alternativa para la PTAP**

| ASPECTO |                                               |                                  | PESO<br>ESPECÍFICO<br>(%) | ALTERNATIVA 1: PTAP tipo FIME                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |        |              | ALTERNATIVA 2: PTAP tipo CONVENCIONAL                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |        |              | ALTERNATIVA 3: PTAP tipo COMPACTA                                                                                                                                       |                    |              |      |
|---------|-----------------------------------------------|----------------------------------|---------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|--------------|------|
| Nº      | DESCRIPCIÓN GENERAL                           |                                  |                           | DESCRIP. ESPECÍFICA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | INDICE | CALIFICACIÓN | DESCRIP. ESPECÍFICA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | INDICE | CALIFICACIÓN | DESCRIP. ESPECÍFICA                                                                                                                                                     | INDICE             | CALIFICACIÓN |      |
| 1       | COSTO                                         |                                  | 15%                       | El costo de construcción de las obras es de: \$ 1.481'928.120                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 19     | 2.9          | El costo de construcción de las obras es de: \$ 1.029'387.874                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 27     | 4.1          | El costo de construcción de las obras es de: \$ 280'257.866                                                                                                             | 100                | 15.0         |      |
|         |                                               |                                  | 15%                       | Los costos anuales de Operación y Mantenimiento son: \$ 42'800.552                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 67     | 10.1         | Los costos anuales de Operación y Mantenimiento son: \$ 39'800.552                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 72     | 10.8         | Los costos anuales de Operación y Mantenimiento son: \$ 28'688.552                                                                                                      | 100                | 15.0         |      |
| 2       | LIMITACIÓN AL NÚMERO DE OFERENTES             |                                  | 4%                        | * Posibilidad de presentarse varios oferentes con experiencia en implementación de esta tecnología.                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | 80     | 3.2          | * Posibilidad de presentarse varios oferentes con experiencia en implementación de esta tecnología.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | 90     | 3.6          | * Posibilidad de presentarse limitados oferentes con experiencia en implementación de esta tecnología.                                                                  | 50                 | 2.0          |      |
| 3       | IMPACTO SOCIAL                                | MOVILIDAD                        | 2%                        | * Tiene alta interferencia vial por transporte de material                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 70     | 1.4          | * Tiene alta interferencia vial por transporte de material                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 70     | 1.4          | * Tiene una interferencia vial mínima.                                                                                                                                  | 90                 | 1.8          |      |
|         |                                               | COBERTURA                        | 4%                        | * Mayor cobertura y liberación de recursos por atención médica                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 100    | 4.0          | * Mayor cobertura y liberación de recursos por atención médica                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 100    | 4.0          | * Mayor cobertura y liberación de recursos por atención médica                                                                                                          | 100                | 4.0          |      |
|         |                                               | SALUD                            | 10%                       | * Mejoras en la salud física y psicosocial<br>* Menor ausentismo laboral y escolar<br>* Liberación de recursos públicos en salud<br>* Beneficio, mayor comodidad para las labores domésticas y de aseo personal                                                                                                                                                                                                   | 100    | 10.0         | * Mejoras en la salud física y psicosocial<br>* Menor ausentismo laboral y escolar<br>* Liberación de recursos públicos en salud<br>* Beneficio, mayor comodidad para las labores domésticas y de aseo personal                                                                                                                                                                                                       | 100    | 10.0         | * Menor ausentismo laboral y escolar<br>* Liberación de recursos públicos en salud<br>* Beneficio, mayor comodidad para las labores domésticas y de aseo personal       | 100                | 10.0         |      |
| 4       | IMPACTO AMBIENTAL                             | SUELO                            | 6%                        | * Los volúmenes de excavación son mayores.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 70     | 4.2          | * Requiere mayor área para su implantación.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | 60     | 3.6          | * Los volúmenes de excavación y reposición de suelo son mínimos.                                                                                                        | 90                 | 5.4          |      |
|         |                                               | AGUA                             | 10%                       | * Las labores de operación y mantenimiento requieren grandes cantidades de agua.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 60     | 6.0          | * Las labores de operación y mantenimiento requieren menores cantidades de agua.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | 90     | 9.0          | * Las labores de operación y mantenimiento requieren considerables cantidades de agua.                                                                                  | 70                 | 7.0          |      |
|         |                                               | AIRE                             | 2%                        | * Para su construcción requiere el empleo permanente de maquinaria pesada genera material particulado.                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 70     | 1.4          | * Para su construcción requiere el empleo permanente de maquinaria pesada genera material particulado.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 70     | 1.4          | No requiere ser construida en el sitio.                                                                                                                                 | 100                | 2.0          |      |
|         |                                               | INTERFERENCIA LINEAS VITALES     | 2%                        | * Requiere el desvío de la línea de aducción proveniente de la galería filtrante (La Cabaña)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | 80     | 1.6          | * Requiere el desvío de la línea de aducción proveniente de la galería filtrante (La Cabaña)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | 80     | 1.6          | * No requiere desvío                                                                                                                                                    | 100                | 2.0          |      |
| 5       | RIESGO GEOTÉCNICO PARA LAS OBRAS DEL PROYECTO | SOSTENIBILIDAD EN EL LARGO PLAZO | 10%                       | Es un terreno llano, no presenta laderas ni fenómenos de movimiento de grandes masas.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | 90     | 9.0          | Es un terreno llano, no presenta laderas ni fenómenos de movimiento de grandes masas.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 90     | 9.0          | Se puede instalar sobre la placa del tanque N°4 (TK Pira Proyecto)                                                                                                      | 90                 | 9.0          |      |
| 6       | COMPLEJIDAD DE CONSTRUCCIÓN                   |                                  | 10%                       | * Los procedimientos constructivos en alta proporción son del tipo manual aplicados en la actualidad, corresponden a la conformación de los tanques, los cuales están ampliamente desarrollados.<br>* Requiere un plazo de construcción mayor teniendo en cuenta que el sistema de depuración se localiza en zona urbana perimetral (rural), FEDELONJAS tiene un precio establecido para el proyecto \$ 2.000. \$ | 70     | 7.0          | * Los procedimientos constructivos en alta proporción son del tipo manual aplicados en la actualidad, corresponden a la conformación de los tanques, los cuales están ampliamente desarrollados.<br>* Requiere un plazo de construcción mayor teniendo en cuenta que el sistema de potabilización se localiza en zona urbana perimetral (rural), FEDELONJAS tiene un precio establecido para el proyecto \$ 2.000. \$ | 70     | 7.0          | * Solamente la instalación requiere la presencia de personal especializado.                                                                                             | 90                 | 9.0          |      |
| 7       | PREDIOS Y SERVIDUMBRES                        |                                  | 5%                        | * Las obras corresponden a procesos constructivos sencillos, no requiere de medidas de protección especiales, lo convierten en un proyecto con un grado de riesgo bajo.                                                                                                                                                                                                                                           | 70     | 3.5          | * Las obras corresponden a procesos constructivos sencillos, no requiere de medidas de protección especiales, lo convierten en un proyecto con un grado de riesgo bajo.                                                                                                                                                                                                                                               | 60     | 3.0          | * Se construye sobre el tanque existente                                                                                                                                | 90                 | 4.5          |      |
| 8       | RIESGOS PROFESIONALES                         |                                  | 5%                        | * Las obras corresponden a procesos constructivos sencillos, no requiere de medidas de protección especiales, lo convierten en un proyecto con un grado de riesgo bajo.                                                                                                                                                                                                                                           | 80     | 4.0          | * Las obras corresponden a procesos constructivos sencillos, no requiere de medidas de protección especiales, lo convierten en un proyecto con un grado de riesgo bajo.                                                                                                                                                                                                                                               | 80     | 4.0          | * Las obras corresponden a procesos constructivos sencillos, no requiere de medidas de protección especiales, lo convierten en un proyecto con un grado de riesgo bajo. | 90                 | 4.5          |      |
|         |                                               |                                  | CALIFICACION TOTAL        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |        | 68.2         | CALIFICACION TOTAL                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |        |              | 72.45                                                                                                                                                                   | CALIFICACION TOTAL |              | 91.2 |



**Cuadro 12.36. Matriz multicriterio para la selección de la alternativa para el ALMACENAMIENTO**

| ASPECTO |                                       |                                | PESO<br>ESPECÍFICO | ALTERNATIVA 1 ( Demoler tanque y construir nuevo en concreto reforzado)                                                                                                          |        |              | ALTERNATIVA 2 (Rehabilitar el existente utilizando parte de su estructura y sobre este construir uno en concreto reforzado)                                                                                                                                   |        |              |
|---------|---------------------------------------|--------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------|
| Nº      | DESCRIPCIÓN GENERAL                   |                                |                    | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                                                                              | INDICE | CALIFICACIÓN | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                                                                                                                                                           | INDICE | CALIFICACIÓN |
|         |                                       | (%)                            |                    |                                                                                                                                                                                  |        |              |                                                                                                                                                                                                                                                               |        |              |
| 1       | COSTO                                 |                                | 10%                | El costo de las obras es de: \$ 404'622.514                                                                                                                                      | 80     | 8.0          | El costo de las obras es de: \$ 323'698.011                                                                                                                                                                                                                   | 100    | 10.0         |
| 2       | ESTABILIDAD DE LAS OBRAS EN EL TIEMPO |                                | 20%                | * Al convertir los muros y lozas del tanque a concret reforzado se mejora la estabilidad y se disminuye el riesgo de fisuras, mitigando el riesgo por inestabilidad              | 90     | 18.0         | * Al convertir los muros y lozas del tanque a concret reforzado se mejora la estabilidad y se disminuye el riesgo de fisuras, mitigando el riesgo por inestabilidad                                                                                           | 90     | 18.0         |
| 3       | IMPACTO SOCIAL                        | ACEPTABILIDAD                  | 8%                 | * Tiene aceptación moderada de los representantes del municipio y departamento técnico de la empresa de servicios.                                                               | 60     | 4.8          | * Tiene buena aceptación de los representantes del municipio y departamento técnico de la empresa de servicios.                                                                                                                                               | 90     | 7.2          |
|         |                                       | BENEFICIOS                     | 5%                 | * Garantiza la continuidad del servicio y la capacidad de abastecimiento de agua para la protección de incendios                                                                 | 90     | 4.5          | * Garantiza la continuidad del servicio y la capacidad de abastecimiento de agua para la protección de incendios                                                                                                                                              | 90     | 4.5          |
| 4       | IMPACTO AMBIENTAL                     | SUELO                          | 10%                | * No afecta coberturas vegetales y los volúmenes de excavación y reposición de suelo con material de préstamo son mayores. El terreno presenta buenas condiciones de estabilidad | 70     | 7.0          | * No afecta coberturas vegetales y los volúmenes de excavación y reposición de suelo con material de préstamo son menores. El terreno presenta mayores condiciones de estabilidad, se utiliza la loza inferior existente como apoyo para el tanque proyectado | 90     | 9.0          |
|         |                                       | AGUA                           | 5%                 | *La construcción en concreto requiere una demanda de agua alta.                                                                                                                  | 70     | 3.5          | *La construcción en concreto requiere una demanda de agua alta.                                                                                                                                                                                               | 70     | 3.5          |
|         |                                       | AIRE                           | 2%                 | * Parte de las actividades constructivas generan ruido y emisión de material particulado.                                                                                        | 80     | 1.6          | * Parte de las actividades constructivas generan ruido y emisión de material particulado.                                                                                                                                                                     | 80     | 1.6          |
|         |                                       | INTERFERENCIA LINEAS VITALES   | 10%                | * Requiere el desvío de la línea de aducción proveniente de la galería filtrante (La Cabaña)                                                                                     | 70     | 7.0          | * Requiere el desvío de la línea de aducción proveniente de la galería filtrante (La Cabaña)                                                                                                                                                                  | 70     | 7.0          |
| 6       | RIESGO                                | VIABILIDAD DE LA OBRA          | 10%                | * El tanque proyectado reduce el riesgo de por exfiltración                                                                                                                      | 90     | 9.0          | * Al rehabilitar el tanque se reduce la amenaza por riesgo de infiltración en el suelo de las aguas contenidas en este.                                                                                                                                       | 80     | 8.0          |
|         |                                       | AFECTACIÓN A OTROS COMPONENTES | 10%                | * Hay afectación en el tanque de almacenamiento numero 3 Pira                                                                                                                    | 80     | 8.0          | * La afectación en las estructuras aledañas es menor                                                                                                                                                                                                          | 90     | 9.0          |
| 7       | COMPLEJIDAD DE CONSTRUCCIÓN           |                                | 5%                 | * Los procedimientos constructivos son sencillos, requieren mayor dedicación y plazo de construcción.                                                                            | 70     | 3.5          | * Los procedimientos constructivos son sencillos haciendo que esta alternativa requiera un menor plazo de construcción                                                                                                                                        | 90     | 4.5          |
| 8       | PREDIOS Y SERVIDUMBRES                |                                | 5%                 | * No requiere la adquisición de un predio                                                                                                                                        | 90     | 4.5          | * Se requiere la extensión del predio existente                                                                                                                                                                                                               | 70     | 3.5          |
|         |                                       |                                | CALIFICACION TOTAL |                                                                                                                                                                                  |        | 79.4         |                                                                                                                                                                                                                                                               |        | 85.8         |

**Cuadro 12.37. Matriz multicriterio para la selección de la alternativa para el SISTEMA DE ALCANTARILLADO**

| ASPECTO |                             |  | PESO<br>ESPECÍFICO<br>(%)    | ALTERNATIVA 1 Sistema de alcantarillado combinado                                                                  |                                                                                                              |              | ALTERNATIVA 2 Sistema de alcantarillado separativo                                                                                                                                                                |                                                                                                              |              |     |      |
|---------|-----------------------------|--|------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|-----|------|
| Nº      | DESCRIPCIÓN GENERAL         |  |                              | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                | INDICE                                                                                                       | CALIFICACIÓN | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                                                                                                               | INDICE                                                                                                       | CALIFICACIÓN |     |      |
| 1       | COSTO                       |  | 20%                          | El costo de construcción de las obras es de: \$ 2'039'118.517                                                      | 100                                                                                                          | 20.0         | El costo de construcción de las obras es de: \$ 3'262'589.627                                                                                                                                                     | 62                                                                                                           | 12.4         |     |      |
|         |                             |  | 20%                          | Los costos anuales de Operación y Mantenimiento son: \$ 34'381.005                                                 | 100                                                                                                          | 20.0         | Los costos anuales de Operación y Mantenimiento son: \$ 61'562.011                                                                                                                                                | 56                                                                                                           | 11.2         |     |      |
| 2       | ANALISIS TECNICO            |  | 10%                          | * El sistema incluye las conexiones erradas (Bajantes de techos y sifones de patios)                               | 90                                                                                                           | 9.0          | * Las conexiones erradas (Bajantes de techos y sifones de patios) descargan a la red de aguas residuales, dentro de las políticas de inversión del Ministerio de Vivienda solo permiten obras hasta la acometida. | 50                                                                                                           | 5.0          |     |      |
|         |                             |  | 10%                          | * El sistema incluye las de aguas residuales                                                                       | 100                                                                                                          | 10.0         | * Por falta de control en la conexión nuevas de las descargas de aguas residuales, en la preactica se observa que circula aguas residuales por la conducción destinada para las aguas lluvias                     | 60                                                                                                           | 6.0          |     |      |
|         |                             |  | 10%                          | * Se puede hacer rehabilitación de la red sectorialmente e incluir aliviaderos                                     | 90                                                                                                           | 9.0          | * Se debe reemplazar totalmente las redes del área poblada del municipio                                                                                                                                          | 10                                                                                                           | 1.0          |     |      |
| 4       | IMPACTO AMBIENTAL           |  | SUELO                        | 5%                                                                                                                 | * Los volúmenes de excavación son menores.                                                                   | 80           | 4.0                                                                                                                                                                                                               | * Los volúmenes de excavación son mayores.                                                                   | 60           | 3.0 |      |
|         |                             |  | AGUA                         | 5%                                                                                                                 | * Genera minima contaminación a las fuentes hídricas                                                         | 100          | 5.0                                                                                                                                                                                                               | * No descarga contaminación a las fuentes hídricas                                                           | 70           | 3.5 |      |
|         |                             |  | AIRE                         | 5%                                                                                                                 | * El empleo permanente de maquinaria pesada genera material particulado.                                     | 60           | 3.0                                                                                                                                                                                                               | * El empleo permanente de maquinaria pesada genera material particulado.                                     | 60           | 3.0 |      |
|         |                             |  | INTERFERENCIA LINEAS VITALES | 5%                                                                                                                 | * Existe menor interferencia con líneas vitales.<br>* Tiene menor impacto sobre la movilidad de la comunidad | 100          | 5.0                                                                                                                                                                                                               | * Existe mayor interferencia con líneas vitales.<br>* Tiene mayor impacto sobre la movilidad de la comunidad | 80           | 4.0 |      |
| 6       | COMPLEJIDAD DE CONSTRUCCIÓN |  | 10%                          | * Los procedimientos constructivos estan ampliamente desarrollados.<br>* Requiere un plazo de construcción mediano | 90                                                                                                           | 9.0          | * Los procedimientos constructivos estan ampliamente desarrollados.<br>* Requiere un plazo de construcción mayor                                                                                                  | 90                                                                                                           | 9.0          |     |      |
|         |                             |  |                              | CALIFICACION TOTAL                                                                                                 |                                                                                                              |              | 94                                                                                                                                                                                                                | CALIFICACION TOTAL                                                                                           |              |     | 58.1 |

### 11.5.1 Conclusiones de la selección de alternativas.

A continuación, se presentan los resultados de la selección de alternativas para cada una de las alternativas.

#### 11.5.1.1 Sistema de Captación:

**ALTERNATIVA N°3:** Optimizar la captación Samaria, complementar el sistema de captación Los Chorros y utilizar el Acueducto Regional de Occidente como redundancia.

La cual obtuvo un puntaje de calificación de 87.3 puntos.

#### 11.5.1.2 Aducción.

**ALTERNATIVA 1:** Reemplazar la aducción Samaria, Extender la aducción Los Chorros y conducirla directamente hasta la PTAP.

La cual obtuvo un puntaje de calificación de 87.5 puntos.

#### 11.5.1.3 Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP).

**ALTERNATIVA 1:** Construcción de una PTAP compacta.

La cual obtuvo un puntaje de calificación de 91.2 puntos.

#### 11.5.1.4 Sistema de Almacenamiento.

**ALTERNATIVA 2:** Rehabilitar el existente utilizando parte de su estructura y sobre este construir uno en concreto reforzado.

La cual obtuvo un puntaje de calificación de 85.8 puntos.

#### 11.5.1.5 Red de recolección de agua residual.

**ALTERNATIVA 1:** Sistema de alcantarillado combinado

La cual obtuvo un puntaje de calificación de 94.0 puntos.

## 11.6 PLANTEAMIENTO, ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS PARA LA PTAR.

### 11.6.1 Contexto técnico para el planteamiento de tecnologías de tratamiento de la PTAR.

En la formulación, planeación, selección y diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales se debe considerar la disponibilidad de recursos económicos y técnicos, las características del agua residual a tratar con relación a las variaciones de caudal, tipo y concentración de contaminantes, los criterios establecidos para la descarga del efluente tratado a un cuerpo receptor o bien para su eventual uso. Así mismo, un componente esencial a considerar debe ser el impacto social y económico que produce la instalación de una planta de tratamiento en una población. En resumen, se considera lo siguiente: Proteger la Salud Pública y el Medio Ambiente. Si las aguas residuales van a ser vertidas a un cuerpo receptor natural (ríos, lagos), será necesario realizar un tratamiento para evitar enfermedades causadas por microorganismos patógenos en personas que entren en contacto con esas aguas, así como para proteger el equilibrio ecológico y la conservación de la fauna y flora presentes en el cuerpo receptor.

#### 11.6.1.1 Niveles de tratamiento dentro en una PTAR.

El nivel de tratamiento para un agua residual depende del uso o disposición final que se le quiera dar al agua tratada, lo que puede estar determinado por la normatividad existente. A continuación, se describen someramente los distintos niveles de tratamiento.



Figura 12.1. Niveles de tratamiento en una PTAR.

#### *Tratamiento preliminar.*

Se refiere a la eliminación de aquellos componentes que puedan provocar problemas operacionales y de mantenimiento en el proceso de tratamiento (Ramas, piedras, animales muertos, plásticos, arenas, grasas y aceites).

El tratamiento se efectúa por medio de cribas o rejillas, desarenadores, flotadores o trampas de grasas.

### ***Tratamiento primario.***

Una porción de sólidos y materia orgánica suspendida es removida del agua residual utilizando la fuerza de gravedad como principio (Aproximadamente: 60% Sólidos Suspendidos y 30% DBO5). Generalmente se lleva a cabo por sedimentación.

### ***Tratamiento secundario.***

En esta etapa de tratamiento se elimina la materia orgánica biodegradable (principalmente soluble) por medios preferentemente biológicos debido a su bajo costo y alta eficacia de remoción. Los contaminantes presentes en el agua residual son la energía para el metabolismo de los microorganismos las cuales forman flóculos, que normalmente se separan por sedimentación.

### ***Tratamiento terciario.***

Cuando el agua esta tratada está destinada a un uso específico se deben eliminar compuestos tales como sólidos suspendidos, nutrientes y la materia orgánica remanente no biodegradable.

En la Figura 12.2 se presenta un esquema para una PTAR en el cual se incluyen los niveles de tratamiento descritos con anterioridad.

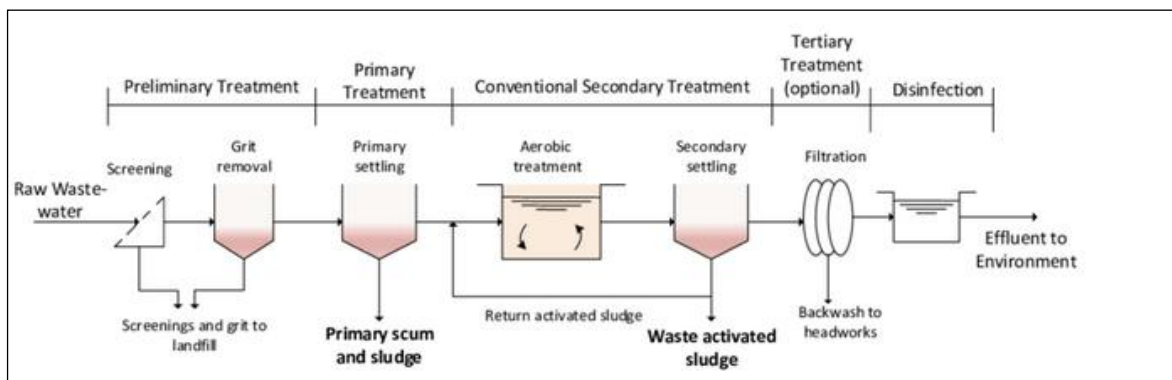


**Figura 12.2. Esquema de un sistema de tratamiento para una PTAR.**

#### **11.6.1.2 Tecnologías existentes (Sistemas de Tratamiento AR).**

Existe una gran variedad de operaciones y procesos unitarios para el tratamiento de agua residual (Ver Cuadro 12.38). Los componentes individuales de tratamiento se clasifican en operaciones

físicas unitarias, procesos químicos o biológicos unitarios. Estas operaciones y procesos unitarios se combinan en los sistemas de depuración de aguas residuales, dando lugar a un tren de tratamiento.

**Cuadro 12.38. Tecnologías existentes para la conformación de los trenes de tratamiento**

| FISICOQUÍMICOS                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | BIOLOGICOS                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                                                                                                                                                     | TRATAMIENTO DE LODOS                                                                                                                                                                                                         |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | Anaerobios                                                                                                                                                                                                                                        | Aerobios                                                                                                                                                                                                          | Sistemas naturales construidos                                                                                                                                                                                      |                                                                                                                                                                                                                              |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tamizado</li> <li>• Filtración</li> <li>• Sedimentación</li> <li>• Flotación</li> <li>• Adsorción</li> <li>• Absorción</li> <li>• Desorción</li> <li>• Oxidación química</li> <li>• Filtración con membranas</li> <li>• Coagulación-Floculación-Sedimentación</li> <li>• Precipitación</li> <li>• Intercambio iónico</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Fosa séptica</li> <li>• Tanque Imhoff</li> <li>• Contacto anaerobio</li> <li>• Filtro anaerobio</li> <li>• Reactor de lecho de lodos (USAB)</li> <li>• Reactor de lecho expandido/fuidificado</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lodos activados (diversas variantes)</li> <li>• Filtro percolador (varias tasas de carga)</li> <li>• Discos biológicos rotatorios</li> <li>• Filtro sumergido</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sistemas lagunares (diversas variantes: Aerobia – Facultativa - pulimento).</li> <li>• Humedales (wetland)</li> <li>• Escurrimiento/infiltración en el terreno.</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Composteo</li> <li>• Tratamiento con cal</li> <li>• Tratamiento térmico</li> <li>• Digestión anaerobia</li> <li>• Digestion aerobia.</li> <li>• Deshidratación mecánica.</li> </ul> |

El objetivo de depurar un agua residual se logra mediante la integración de estas operaciones (físicas) y procesos (químicos y biológicos) unitarios, que serán seleccionados en función de las características del agua residual a tratar y de la calidad deseada del agua tratada. Dependiendo de ello, es posible generar emisiones gaseosas a la atmósfera y producción de material de desecho que puede ser un residuo sólido o semisólido en forma de lodos, así como también la materia retenida en las rejillas o tamices.

Las cantidades y calidad de estos residuos dependerán de las características del agua residual a tratar y evidentemente de la configuración del sistema de tratamiento. Los requerimientos de insumos, tales como energía eléctrica y reactivos químicos, se darán en función de las tecnologías seleccionadas, por ende, el costo de operación dependerá también de ello.

### 11.6.2 Planteamiento de alternativas (PTAR).

A continuación, se plantean 3 alternativas de trenes de tratamientos para la depuración de las aguas residuales del municipio a manera de esquemas conceptuales.

#### ALTERNATIVA N°1.

FAFA + Humedales acoplada con lechos de secado.

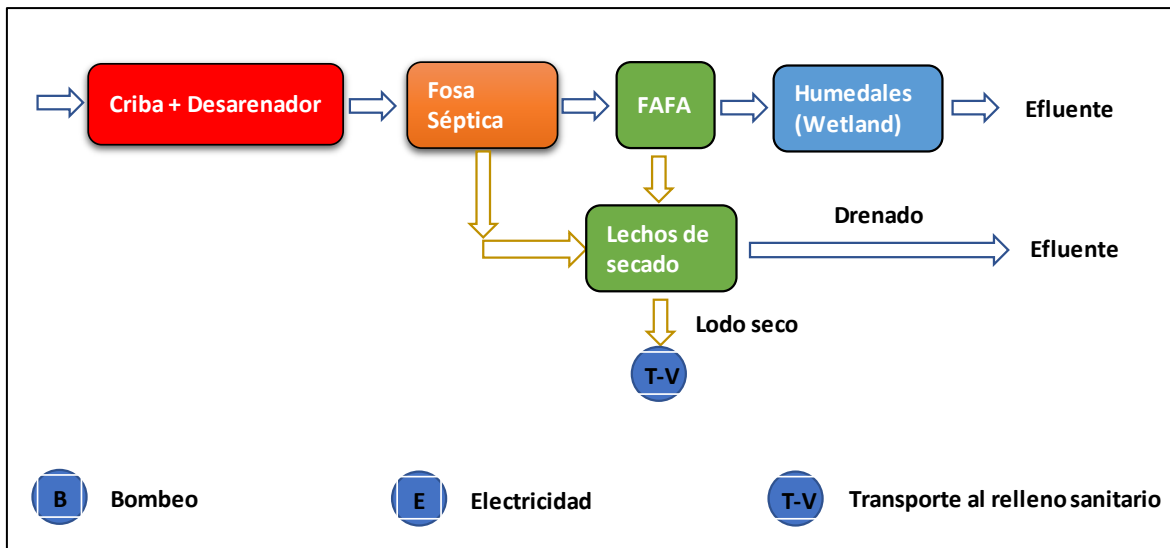


**Figura 12.3. FAFA + Humedales.**  
*Fuente: Elaboración propia*

#### ALTERNATIVA N°2.

Reactor Anaerobio de mantos de lodos y flujo ascendente (UASB) + Sedimentador secundario acoplados con lechos de secado.



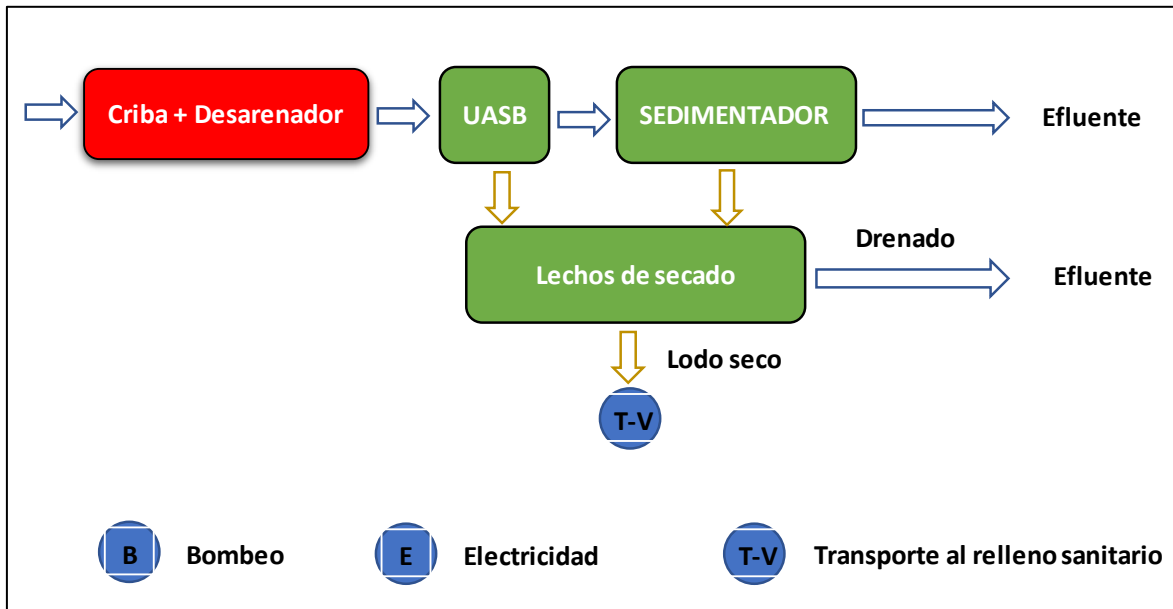


**Figura 12.4. UASB acoplada con lechos de secado.**  
Fuente: Elaboración propia

### ALTERNATIVA N°3.

Aireación extendida acoplada con lechos de secado.

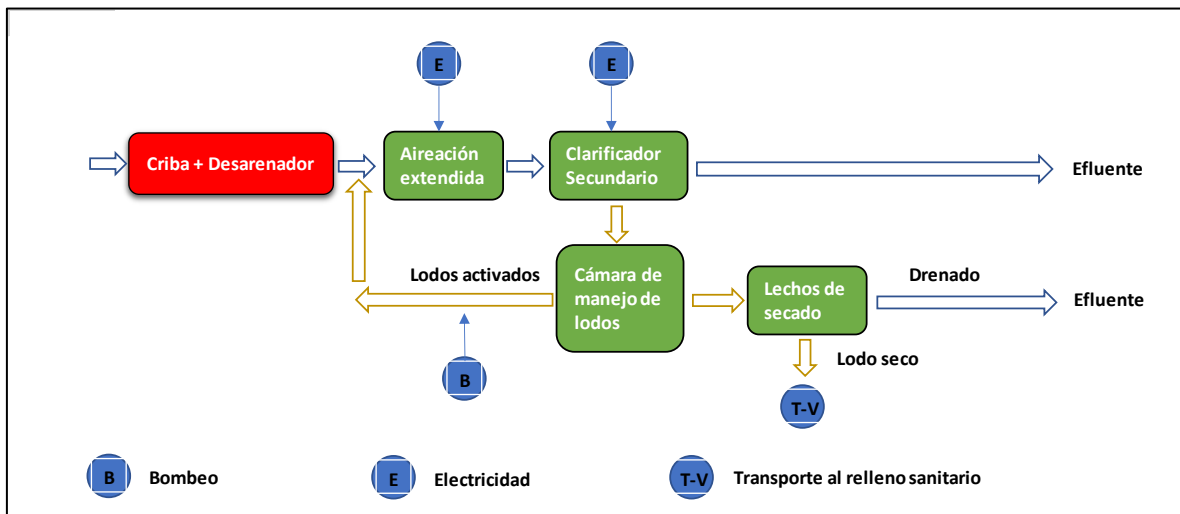


**Figura 12.5. Aireación extendida acoplada con lechos de secado.**  
Fuente: Elaboración propia

### 11.6.3 Análisis de alternativas (PTAR).

Con el fin de analizar técnicamente las tres alternativas planteadas, y así definir cual alternativa cumple con los requisitos mínimos para ser analizadas a fondo, se efectuó un análisis de las alternativas por la matriz de cumplimiento de los resultados obligados, el cual corresponde a la primera etapa de una matriz de evaluación y selección de alternativas elaborada por Kepner & Tregoe, la cual se describe a continuación.

- ✓ **Primera etapa:** se analiza cada una de las alternativas de acuerdo a los resultados obligados (lo mínimo) que previamente han sido definidos por los participantes. Si se estima que una alternativa cumplirá un resultado obligado se anota un SI en la celda correspondiente de la primera matriz, en caso contrario se anota un NO. Así mismo, el grupo participante establece los criterios de selección, por ejemplo, pueden acordar que solo se permitirá un NO para que una alternativa sea aceptada. Al término de esta etapa se obtiene el conjunto de alternativas que se estima cumplirá con los resultados obligados.

En el Cuadro 12.39 se presenta la matriz de Resultados Obligados (mínimos).

**Cuadro 12.39. Matriz de cumplimiento de los resultados obligados.**

| ASPECTO |                             |                                                                                                                                                                                                  | ALTERNATIVA 1<br>FAFA + Humedales<br>acoplada con<br>lechos de secado. |    | ALTERNATIVA 2<br>UASB + acoplada<br>con lechos de<br>secado |    | ALTERNATIVA 3<br>Aireación<br>extendida acoplada<br>con lechos de |    |
|---------|-----------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|----|-------------------------------------------------------------|----|-------------------------------------------------------------------|----|
| Nº      | DESCRIPCION GENERAL         | DESCRIP. ESPECIFICA                                                                                                                                                                              | CUMPLIMIENTO                                                           |    | CUMPLIMIENTO                                                |    | CUMPLIMIENTO                                                      |    |
|         |                             |                                                                                                                                                                                                  | SI                                                                     | NO | SI                                                          | NO | SI                                                                | NO |
| 1       | TECNICO                     | Soluciona el tratamiento y disposición final de las aguas residuales para las condiciones de desarrollo urbano a largo plazo definidas por el POT (Pereira).                                     | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Cumple con los requerimientos establecidos en el RAS 2017                                                                                                                                        | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Resuelve el entorno de insalubridad que se aprecia en la zona donde se desarrollará el proyecto                                                                                                  | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Es posible manejar el caudal efluente, mediante flujo a gravedad hasta su disposición final.                                                                                                     | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Hace frente al crecimiento de la demanda y esta en concordancia con las obras de extensión de las redes para evacuación y disposición de aguas servidas                                          | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
| 2       | COSTOS                      | Requiere de un único sistema de tratamiento que reduce los costos de operación y mantenimiento en el largo plazo, siendo eficiente con respecto a la relación costo-beneficio.                   | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Se dispone de terrenos y servidumbres necesarios para la realización del proyecto                                                                                                                | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Liberación de recursos utilizados en la situación sin proyecto para la evacuación y tratamiento de las aguas servidas; entre ellos, ahorro de costo en la mantención de las soluciones actuales. | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
| 3       | IMPACTO AMBIENTAL           | Reducir el impacto al paisajismo por las diferentes descargas de aguas residuales                                                                                                                | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Menor afectación de coberturas vegetales.                                                                                                                                                        | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Se presenta facilidad para la obtención de permisos ambientales que correspondan                                                                                                                 | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
| 4       | IMPACTO SOCIAL              | Beneficios por mayor cobertura de red posibilitada por la adecuada evacuación de las aguas servidas y disposición final, proporcionada por el proyecto.                                          | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Mejoras en la salud física y psicosocial de los integrantes de las familias; mayor comodidad para las labores domésticas y de aseo personal.                                                     | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Posibilidad de realizar actividades productivas; mejoras en la calidad medioambiental y reducción de malos olores, entre otros.                                                                  |                                                                        | X  |                                                             | X  | X                                                                 |    |
| 6       | RIESGO HIDRÁULICO           | Se elimina el riesgo de inundación por localización adecuada de la infraestructura.                                                                                                              | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
| 7       | COMPLEJIDAD DE CONSTRUCCIÓN | La utilización de equipos electromecánicos, facilita la construcción de las obras.                                                                                                               | X                                                                      |    | X                                                           |    |                                                                   | X  |
|         |                             | Menor tiempo de ejecución de las obras.                                                                                                                                                          |                                                                        | X  | X                                                           |    |                                                                   | X  |
|         | RIESGOS PROFESIONALES       | Menor riesgo profesional de los trabajadores, durante la ejecución de las obras.                                                                                                                 | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
|         |                             | Menor riesgo de los operarios durante las labores de operación y mantenimiento                                                                                                                   | X                                                                      |    | X                                                           |    | X                                                                 |    |
| TOTAL   |                             |                                                                                                                                                                                                  | 17                                                                     | 2  | 18                                                          | 1  | 17                                                                | 2  |

A partir de los resultados del análisis de cumplimiento de los resultados obligados, clasifican a la segunda etapa de evaluación las tres alternativas:

#### 11.6.3.1 Análisis técnico de alternativas.

##### Generalidades.

##### Digestión Anaeróbica

La digestión anaerobia es una fermentación microbiana en ausencia de oxígeno que da lugar a una mezcla de gases (principalmente metano y dióxido de carbono), conocida como "biogás" y a una suspensión acuosa o "lodo" que contiene los microorganismos responsables de la degradación de la materia orgánica. La materia prima preferentemente utilizada para ser sometida a este tratamiento es cualquier biomasa residual que posea un alto contenido en humedad, como restos de comida, restos de hojas, aguas grises (agua con detergentes y jabones procedente de la cocina, cuarto de baño, aguas de los fregaderos y lavaderos), aguas negras (contienen excretas humanas o de animales) lodos de plantas depuradoras de aguas residuales urbanas y aguas residuales domésticas e industriales. El producto principal de la digestión anaerobia es el biogás, mezcla gaseosa de metano (50 a 70 %) y dióxido de carbono (50 a 30 %), con pequeñas proporciones de otros componentes (nitrógeno, oxígeno, hidrógeno, sulfuro de hidrógeno), cuya composición depende tanto de la materia prima como del proceso en sí. Aunque su potencia calorífica no es muy grande, puede sustituir con ventaja al gas de ciudad, utilizándose en aplicaciones tan diversas como: fuente de calor (cocina, alumbrado), combustión en calderas de vapor para calefacción y combustible de motores acoplados a generadores eléctricos. Por otro lado, la masa restante biodegrada por las bacterias puede utilizarse como abono para la fertilización de suelos. En la Figura 12.6 se puede apreciar un esquema con el proceso anaeróbico.

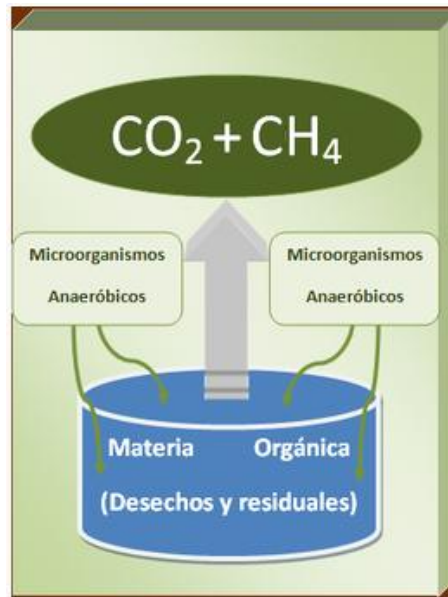


Figura 12.6. Esquema de un digestor anaeróbico.

### Digestión Aeróbica

La aireación proporciona oxígeno a las bacterias para tratar y estabilizar las aguas residuales. Las bacterias necesitan oxígeno para permitir que ocurra la biodegradación. El oxígeno suministrado es utilizado por las bacterias en las aguas residuales para descomponer la materia orgánica que contiene carbono para formar dióxido de carbono y agua. Sin la presencia de suficiente oxígeno, las bacterias no pueden biodegradar la materia orgánica entrante en un tiempo razonable. En ausencia de oxígeno disuelto, la degradación debe ocurrir bajo condiciones sépticas que son lentas, olorosas y producen conversiones incompletas de contaminantes. En la Figura 12.7

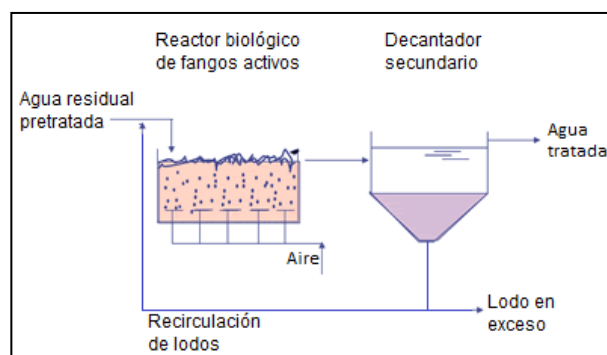


Figura 12.7. Esquema de un digestor aeróbico y sedimentador secundario.

Los procesos de tratamientos biológicos aerobios, como el de lodos activados, requieren de concentraciones de determinadas cantidades de oxígeno disuelto, (generalmente de 0,2 a 2,0 mg/L)

con el fin de asegurar un suministro adecuado de oxígeno para el consumo de los microorganismos responsables del tratamiento.

Los requerimientos de mezcla generalmente determinan la potencia requerida de los equipos de aireación. Los equipos de aireación empleados pueden ser de tres tipos: (i) agitación de la superficie del líquido con un mezclador o una turbina, (ii) la liberación de aire a través de orificios macroscópicos o materiales porosos o (iii) través del contacto directo del agua con el agua residual.

El uso de los difusores de aire permite la homogenización del oxígeno, lo cual a su vez permite que se disuelva el oxígeno de una manera más eficiente y que además se reduzca la cantidad de microorganismos presentes en las corrientes de aire tomadas del ambiente circundante. Estos dos aspectos particulares diferencian a los difusores de los aireadores mecánicos y las turbinas, transformándolo en la mejor opción a la hora de optimizar un proceso de aireación.

#### **11.6.3.2 Análisis Socio - Económico.**

Para establecer la bondad de cada una de las alternativas, el RAS (2010) permite la utilización de los siguientes tipos de análisis:

- ✓ Análisis de costo eficiencia.
- ✓ Análisis de costo mínimo de expansión de capacidades.

##### **Análisis de costo eficiencia.**

Este análisis parte de las siguientes suposiciones:

- ✓ La tasa social de retorno establecida por el estado colombiano, corresponde al 12% E.A. (Efectivo Anual).
- ✓ Los beneficios generados por las diferentes alternativas son iguales.
- ✓ Los beneficios socio económicos de cada alternativa son mayores que los costos de inversión.

A partir de la información suministrada por los proveedores de las diferentes tecnologías que aparecen como las más apropiadas para la construcción de las PTAR y después de realizar el análisis económico mediante las funciones de costo para los sistemas de tratamiento de aguas residuales para el país, se determinó el costo a nivel de prediseño para cada una de las alternativas. A continuación, se presenta la explicación de esta metodología.

### **La función de costos**

El costo de un sistema o de un componente de acueducto o alcantarillado puede expresarse en función de la capacidad mediante la siguiente ecuación:

$$C = K \times Q^a$$

Donde:

C: es el costo total de una instalación de "Q" unidades de capacidad.

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

Q: Tamaño de instalación medido en unidades apropiadas, ejemplo: PTAR, litros por segundo.

a: es el factor de economía de escala.

Las funciones de costos de componentes de un sistema o de sistemas de agua potable y alcantarillado pueden obtenerse, entre otros, por uno de los siguientes dos métodos:

1) Mediante costos históricos de obras ya construidas o en construcción de diversos tamaños (capacidades), expresando dichos costos en precios constantes y utilizando técnicas de regresión.

2) Elaborando predimensionamientos para varias capacidades de un sistema (teórico o real) o componente, evaluando los respectivos costos, y luego estableciendo la función de costos, en función de la capacidad, mediante técnicas de regresión.

A continuación, se presentan algunas de las funciones de costo existentes en el mundo y en Colombia y el mundo para las diferentes tecnologías de sistemas de tratamiento de aguas residuales, así como también las unidades en que debe ser ingresada la variable que representa el tamaño del proyecto.



**Cuadro 12.40. Funciones de costo de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales (Mundial).**

| TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO<br>(CASO: ISRAEL)                                                                                                                  | FUNCION DE COSTOS<br>[\$US \$Y2K ] | FUENTE           |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Tratamiento secundario                                                                                                                                       | $CI = 8988 * Q^{0.71}$             | Friedler E, 2006 |
| Secundario avanzado y nitrificación                                                                                                                          | $CI = 2790 * Q^{0.84}$             | Friedler E, 2006 |
| Tratamiento avanzado de aguas residuales                                                                                                                     | $CI = 1934 * Q^{0.87}$             | Friedler E, 2006 |
| <b>[Q: Metros cúbicos al día]<br/>                     [CI: \$US del año 2000]<br/>                     Incluye costos del suelo, construcción y O&amp;M</b> |                                    |                  |

Fuente: IWA, Water Research, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Technion-Israel Institute of Technology, Haifa 32000, Israel (Eran Friedler, Ehud Pisanty).

| TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO<br>(CASO: GRECIA)                                                                                                                            | COSTO DEL SUELO (L)<br>[10 <sup>6</sup> USD, 1000 m <sup>2</sup> ] | COSTO DE<br>CONSTRUCCION (C <sub>C</sub> )<br>(10 <sup>6</sup> USD, 10 <sup>3</sup> p.e.) | COSTOS ANUALES<br>O&M (C <sub>a</sub> )<br>(10 <sup>6</sup> USD, 10 <sup>3</sup> p.e.) | FUENTE                |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|
| Tratamiento secundario convencional                                                                                                                                    | $L = 0.839 * X^{0.722}$                                            | $C_C = 0.116 * X^{0.954}$                                                                 | $C_a = 0.022 * Q^{0.672}$                                                              | Tsagarakis K.P., 2003 |
| Aireación extendida con<br>deshidratación mecánica                                                                                                                     | $L = 0.764 * X^{0.810}$                                            | $C_C = 0.206 * X^{0.775}$                                                                 | $C_a = 0.0098 * Q^{0.763}$                                                             | Tsagarakis K.P., 2003 |
| Aireación extendida secado con<br>aire natural                                                                                                                         | $L = 1.001 * X^{0.820}$                                            | $C_C = 0.153 * X^{0.727}$                                                                 | $C_a = 0.0083 * Q^{0.801}$                                                             | Tsagarakis K.P., 2003 |
| <b>X: 10<sup>-3</sup> P.E.<br/>                     [P.E: Población Equivalente]<br/>                     [L, C<sub>C</sub>, C<sub>a</sub>: 106\$USD del año 2003]</b> |                                                                    |                                                                                           |                                                                                        |                       |

Fuente: Water, Air, and Soil Pollution, School of Civil Engineering, University of Leeds, Leeds, U.K. (K. P. Tsagarakis, D. D. Mara and A. N. Angelakis).

| TECNOLOGIA DE<br>TRATAMIENTO<br>(CASO: THAILANDIA)                                                                                                                                                                           | REQUERIMIENTO DE<br>SUELO<br>[Suelo requerido en 1 m <sup>2</sup> ]<br>Q= Caudal de Diseño<br>[m <sup>3</sup> /día] | FUNCION DE COSTOS<br>CONSTRUCCION<br>[10 <sup>6</sup> USD]<br>Q= Caudal de Diseño<br>[m <sup>3</sup> /día] | COSTOS ANUALES O&M<br>(C <sub>O&amp;M</sub> )<br>[10 <sup>6</sup> USD]<br>F= Flujo Actual [m <sup>3</sup> /día] | FUENTE                  |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| Lodos activados                                                                                                                                                                                                              | $L = 1.467 * Q^{0.985}$                                                                                             | $C_C = 0.0031 * Q^{0.881}$                                                                                 | $C_{O\&M} = 0.0529 + 1.31 * 10^{-5} F$                                                                          | Singhirunnusom W., 2010 |
| Zanjón de Oxidación                                                                                                                                                                                                          | $L = 183.398 * Q^{0.513}$                                                                                           | $C_C = 0.0017 * Q^{0.910}$                                                                                 | $C_{O\&M} = 0.0963 + 1.02 * 10^{-5} F$                                                                          | Singhirunnusom W., 2010 |
| Lagunas aireadas                                                                                                                                                                                                             | $L = 9.876 * Q^{0.940}$                                                                                             | $C_C = 0.0143 * Q^{0.681}$                                                                                 | $C_{O\&M} = 0.0607 + 3.31 * 10^{-6} F$                                                                          | Singhirunnusom W., 2010 |
| Lagunas oxidación                                                                                                                                                                                                            | $L = 127.736 * Q^{0.762}$                                                                                           | $C_C = 0.0004 * Q^{1.060}$                                                                                 | $C_{O\&M} = 0.018 + 4.03 * 10^{-6} F$                                                                           | Singhirunnusom W., 2010 |
| <b>[Q: Metros cúbicos al día]<br/>                     [F= Flujo Actual [m<sup>3</sup>/día]<br/>                     [CI: 10<sup>6</sup> \$USD del año 2010]<br/>                     Suelo requerido en [m<sup>2</sup>]</b> |                                                                                                                     |                                                                                                            |                                                                                                                 |                         |

Fuente: Revista: Sustainable Environment Research, A critical analysis of economic factors for diverse wastewater treatment processes: Case studies in Thailand. (Wichitra Singhirunnusorn and Michael K. Stenstrom).

La Universidad Distrital Francisco José de Caldas (Bogotá), Facultad del Medio Ambiente y Recursos Naturales, analizaron 51 proyectos de plantas de tratamiento de agua residual municipales en Cundinamarca. El estudio toma como punto de partida las funciones de costo de construcción para Colombia de Buitrago C.A. (1994) que determina el costo a nivel de prediseño de las diferentes tecnologías para el tratamiento de agua residual, utilizando como variable independiente el caudal de diseñado.

**Cuadro 12.41. Funciones de costo de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales (Nacional).**

| TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO                                                  | FUNCION DE COSTOS<br>[COP Millones año 1994] | FUENTE              |
|----------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|---------------------|
| Lagunas de estabilización                                                  | $CI = 41'915.593 * Q^{0.4019}$               | Buitrago C.A., 1994 |
| UASB (Reactor Anaerobio de flujo ascendente)                               | $CI = 13'974.805 * Q^{0.8149}$               | Buitrago C.A., 1994 |
| RAP (Reactor Anaerobio de flujo a pistón)                                  | $CI = 43'108.293 * Q^{0.4243}$               | Buitrago C.A., 1994 |
| Aireación extendida                                                        | $CI = 33'826.482 * Q^{0.8378}$               | Buitrago C.A., 1994 |
| <i>Q en L/s</i><br><i>CI en millones de pesos colombianos del año 1994</i> |                                              |                     |

Fuente: Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, Colombia, Juan Pablo Rodríguez-Miranda, César Augusto García-Ubaque & Juan Carlos Penagos-Londoño

A nivel regional la Universidad Tecnológica de Pereira, la facultad de Ciencias Ambientales en diciembre de 2007, publico el artículo “*MODELO DE COSTOS PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES EN LA REGIÓN CAFETERA*”, plantean los siguientes gráficos para determinar el costo de inversión para la construcción de sistemas de tratamiento de aguas residuales.

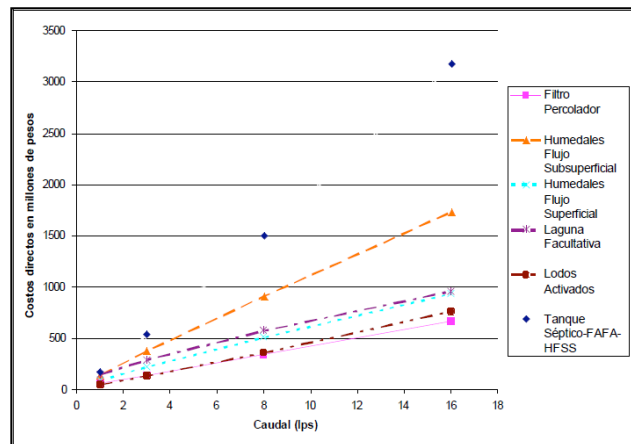


**Figura 12.8. Costo de inversión para la construcción de sistemas de tratamiento de aguas residuales (Región Cafetera).**

En la Figura 12.9 se presentan los costos de Operación y Mantenimiento de las tecnologías evaluadas.

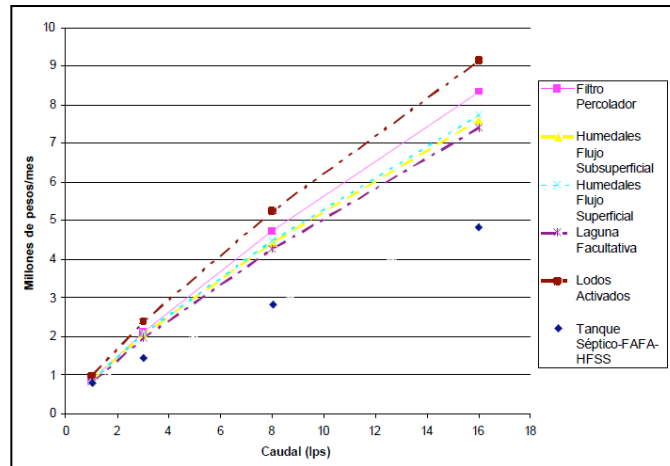


**Figura 12.9. Costos de Operación & Mantenimiento (Región Cafetera).**

En el Cuadro 12.42 se presentan los costos de construcción de las alternativas para el tratamiento de aguas residuales.

**Cuadro 12.42. Análisis del costo de las diferentes alternativas a nivel de prediseño.**

|                                                   |                                                                                                                                           |                  |
|---------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------|
| Planta de Tratamiento de Aguas Residuales [6 lps] | ALTERNATIVA N°1: FAFA + Humedales acoplada con lechos de secado.                                                                          | \$ 4,094,057,876 |
|                                                   | ALTERNATIVA N°2: Reactor Anaerobio de mantos de lodos y flujo ascendente (UASB) + Sedimentador secundario acoplados con lechos de secado. | \$ 2,602,686,029 |
|                                                   | ALTERNATIVA N°3: Aireación extendida acoplada con lechos de secado.                                                                       | \$ 4,362,411,037 |

### Indicadores del análisis costo eficiencia.

#### a) Flujo de Costos Anuales.

A partir del valor de la inversión Inicial, costos de operación, costos de mantenimiento y el valor residual de la inversión, la tasa social para el estado colombiano y IPC (Índice de Precios al consumidor) proyectado, se determinó el siguiente flujo de costos anuales para un horizonte de evaluación y un periodo de 25 años que corresponde al desarrollo observado en los Planes de desarrollo de la Pereira. En los cuadros que se presentan a continuación se pueden observar los flujos de caja para cada una de las obras con sus respectivas alternativas.

Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales.

**Cuadro 12.43. Flujo de costos anuales para un periodo evaluación de 25 años, PTAR ALTERNATIVA N°1.**

| Año 0            | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
|                  | \$ 14,112,000 | \$ 14,930,496 | \$ 15,796,465 | \$ 16,712,660 | \$ 17,681,994 | \$ 18,707,550 | \$ 19,792,588 | \$ 20,940,558 | \$ 22,155,110 | \$ 23,440,106 | \$ 54,606,532  |
|                  | \$ 20,448,754 | \$ 21,880,166 | \$ 23,411,778 | \$ 25,050,602 | \$ 26,804,145 | \$ 28,680,435 | \$ 30,688,065 | \$ 32,836,230 | \$ 35,134,766 | \$ 37,594,199 | \$ 103,723,582 |
| \$ 4,094,057,876 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
|                  |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| \$ 4,094,057,876 | \$ 34,560,754 | \$ 36,810,662 | \$ 39,208,243 | \$ 41,763,262 | \$ 44,486,139 | \$ 47,387,984 | \$ 50,480,653 | \$ 53,776,787 | \$ 57,289,876 | \$ 61,034,306 | \$ 158,330,114 |

**Cuadro 12.44. Flujo de costos anuales para un periodo evaluación de 25 años, PTAR ALTERNATIVA N°2.**

| Año 0            | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8         | Año 9         | Año 10...     | Año 25         |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|
|                  | \$ 24,720,000 | \$ 26,153,760 | \$ 27,670,678 | \$ 29,275,577 | \$ 30,973,561 | \$ 32,770,027 | \$ 34,670,689 | \$ 36,681,589 | \$ 38,809,121 | \$ 41,060,050 | \$ 95,654,299  |
|                  | \$ 28,897,507 | \$ 30,920,333 | \$ 33,084,756 | \$ 35,400,689 | \$ 37,878,737 | \$ 40,530,249 | \$ 43,367,366 | \$ 46,403,082 | \$ 49,651,298 | \$ 53,126,888 | \$ 146,578,761 |
| \$ 2,602,686,029 |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               |                |
|                  |               |               |               |               |               |               |               |               |               |               | \$ -           |
| \$ 2,602,686,029 | \$ 53,617,507 | \$ 57,074,093 | \$ 60,755,434 | \$ 64,676,266 | \$ 68,852,298 | \$ 73,300,276 | \$ 78,038,055 | \$ 83,084,671 | \$ 88,460,419 | \$ 94,186,939 | \$ 242,233,059 |

**Cuadro 12.45. Flujo de costos anuales para un periodo evaluación de 25 años, PTAR ALTERNATIVA N°3.**

| Año 0            | Año 1         | Año 2         | Año 3         | Año 4         | Año 5         | Año 6         | Año 7         | Año 8          | Año 9          | Año 10...      | Año 25         |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|                  | \$ 24,720,000 | \$ 26,153,760 | \$ 27,670,678 | \$ 29,275,577 | \$ 30,973,561 | \$ 32,770,027 | \$ 34,670,689 | \$ 36,681,589  | \$ 38,809,121  | \$ 41,060,050  | \$ 95,654,299  |
|                  | \$ 40,812,486 | \$ 43,669,360 | \$ 46,726,215 | \$ 49,997,050 | \$ 53,496,844 | \$ 57,241,623 | \$ 61,248,536 | \$ 65,535,934  | \$ 70,123,449  | \$ 75,032,091  | \$ 207,015,905 |
| \$ 4,362,411,037 |               |               |               |               |               |               |               |                |                |                |                |
|                  |               |               |               |               |               |               |               |                |                |                | \$ -           |
| \$ 4,362,411,037 | \$ 65,532,486 | \$ 69,823,120 | \$ 74,396,893 | \$ 79,272,628 | \$ 84,470,405 | \$ 90,011,650 | \$ 95,919,225 | \$ 102,217,523 | \$ 108,932,571 | \$ 116,092,141 | \$ 302,670,204 |



b) Costos Sociales (VACS)

Cuando las alternativas de un proyecto, además de proporcionar beneficios similares, tienen igual vida útil pero los proyectos no son repetibles, entonces se requiere calcular el Valor Actual de Costos Sociales para cada una de ellas, a continuación, se presenta la ecuación para el VACS.

$$VACS = I_0 + \sum_{t=1}^n \frac{CT_t}{(1+r)^t}$$

Donde:

$I_0$ : Inversión Inicial.

$CT_t$ : Costo Total Social de operación y mantenimiento en el período t.

n: Número de años del horizonte de evaluación.

r: Tasa de descuento.

A continuación, se presentan los resultados para las diferentes alternativas con una tasa de descuento de 12% y un horizonte a 25 años.

**Cuadro 12.46. Valor Actual de Costos Sociales (VACS), alternativas PTAR.**

| PTAR            | VACS<br>(Valor Actual de Costos Sociales) |
|-----------------|-------------------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 5,920,979,392                          |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 5,411,970,822                          |
| ALTERNATIVA N°3 | \$ 7,844,562,744                          |

c) Costo Anual Equivalente (CAE)

Corresponde a un valor uniforme de costo anual (Anualidad) y que es equivalente al flujo de costos de la alternativa de proyecto analizada por un periodo infinito.

El CAE se calcula de la siguiente forma:

$$CAE = \frac{VACS}{\left( \frac{(1+r)^n - 1}{r \times (1+r)^n} \right)}$$

**Cuadro 12.47. Costo Anual Equivalente (CAE), para las diferentes alternativas.**

| PTAR            | CAE<br>(Costo Anual Equivalente) |
|-----------------|----------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 754,924,694                   |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 690,026,116                   |
| ALTERNATIVA N°3 | \$ 1,000,181,513                 |

d) Costo anual equivalente por vivienda / suscriptor.

El costo anual equivalente por vivienda es un indicador de efectividad que mide cuánto cuesta anualmente la ampliación y optimización del servicio de agua potable por cada suscriptor beneficiado. Sirve para comparar los costos anuales de proyectos que posean características similares entre sí.

Se proyectan aproximadamente 1342 suscriptores en el casco urbano del municipio.

Con lo cual se determinaron los siguientes Costos Anuales Equivalentes para cada usuario.

**Cuadro 12.48. Costos Anuales Equivalentes para cada usuario, para las diferentes alternativas.**

| PTAR            | CAE<br>(Costo Anual Equivalente) |
|-----------------|----------------------------------|
| ALTERNATIVA N°1 | \$ 754,924,694                   |
| ALTERNATIVA N°2 | \$ 690,026,116                   |
| ALTERNATIVA N°3 | \$ 1,000,181,513                 |

**Con relación al costo mínimo de expansión de capacidades.**

La metodología de Análisis de Costo Mínimo de Expansión de Capacidades persigue disponer de una secuencia y un cronograma de inversiones con los que se optimicen los recursos de cada una de las alternativas planteadas.

En la actualidad no existe una empresa que se encargue de prestar el servicio de alcantarillado y mucho menos del saneamiento del agua residual en la zona de intervención, se desconoce información relacionada con la operación y mantenimiento de un sistema de depuración de las aguas residuales, lo cual dificulta implementar un análisis de costo mínimo posible.

La inversión que satisfaga cada una de las alternativas debe ser considerada integralmente, es decir, que se encuentre justificada en los aspectos técnico, económico, institucional, ambiental, social y financiero. Desde el punto de vista económico, una inversión apropiada es aquella que garantiza el uso adecuado de los recursos, involucrando la economía en el dimensionamiento de los proyectos, eliminando, evitando o desplazando grandes inversiones en el tiempo y disminuyendo costos operacionales

La mayoría de los componentes de los proyectos de agua potable y alcantarillado presentan economías de escala. La medida de las economías de escala es la elasticidad de costos, denominada **a**. La elasticidad de costos se representa por el cociente entre la tasa de crecimiento de los costos y la tasa de crecimiento de la capacidad de un componente dado.

Se expresa por la siguiente fórmula:

$$a = \frac{\frac{\Delta C}{C}}{\frac{\Delta Q}{Q}}$$

Donde:

C: es el costo del componente.

Q: es la capacidad de diseño.

$\Delta C$ : es la tasa de crecimiento en el costo.

$\Delta Q$ : es la tasa de crecimiento en la capacidad.

En el Cuadro 12.1 se presentan algunos de factores de economía de escala para algunos componentes de sistemas de acueducto y alcantarillado, para Colombia.

#### 11.6.4 Selección de alternativas (PTAR)

Para la selección de la alternativa más adecuada para la solución de la problemática a resolver, el consultor define el uso del método de evaluación que emplea la adaptación de una matriz de evaluación y selección de alternativas elaborada por Kepner & Tregoe, y que consta de dos matrices, de las cuales, la primera etapa fue efectuada en el planteamiento de las alternativas en el numeral 11.6.2, y la segunda etapa se define así:

- ✓ En la segunda etapa las alternativas que fueron aceptadas son nuevamente valoradas, de acuerdo al grado con el que se aproximen más resultados deseables (lo máximo) de la organización. Para esto, en la segunda matriz, a cada alternativa se le asigna una



calificación entre 1 a 100 para cada uno de los resultados deseables, y se multiplican por sus correspondientes pesos específicos que previamente han sido establecidos. Por último, se jerarquizan las alternativas aceptadas de acuerdo a las calificaciones resultantes.

Los aspectos más relevantes a tener en cuenta en el proceso de selección de la alternativa más adecuada en su segunda etapa son los siguientes:

- 1.) Costo.
- 2.) Diversidad en el número de oferentes.
- 3.) Impacto social.
  - ✓ Movilidad.
  - ✓ Paisaje.
- 4.) Impacto ambiental.
  - ✓ Suelo.
  - ✓ Agua.
  - ✓ Aire.
  - ✓ Interferencia con líneas vitales (Acueducto, Gas natural, Telefónica, redes eléctricas).
- 5.) Riesgo geotécnico para edificaciones existentes.
  - ✓ Afectación a edificaciones durante la obra.
  - ✓ Afectación a edificaciones a largo plazo.
- 6.) Complejidad de construcción.
- 7.) Predios y servidumbres.
- 8.) Riesgos profesionales.

**“ELABORACIÓN EL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DEL MUNICIPIO DE GUÁTICA – DEPARTAMENTO DE RISARALDA.”**

**Cuadro 12.49. Matriz de selección de alternativas para la PTAR**

| ASPECTO |                                               | PESO ESPECÍFICO                  | ALTERNATIVA 1 FAFA + Humedales acoplada con lechos de secado.                                                                                                                                                                                         |        |              | ALTERNATIVA 2 Reactor Anaerobio de mantos de lodos y flujo ascendente (UASB) + Sedimentador secundario acoplados con lechos de secado.                                                                                      |        |              | ALTERNATIVA 3 Aireación extendida acoplada con lechos de secado.                                                                                                                                                                                                         |        |              |
|---------|-----------------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------|
| N°      | DESCRIPCIÓN GENERAL                           |                                  | DESCRIP. ESPECÍFICA                                                                                                                                                                                                                                   | INDICE | CALIFICACIÓN | DESCRIP. ESPECÍFICA                                                                                                                                                                                                         | INDICE | CALIFICACIÓN | DESCRIP. ESPECÍFICA                                                                                                                                                                                                                                                      | INDICE | CALIFICACIÓN |
| 1       | COSTO                                         | 15%                              | El costo de construcción de las obras es de: \$ 2.002'089.350                                                                                                                                                                                         | 73     | 11.0         | El costo de construcción de las obras es de: \$ 1.463'205.332                                                                                                                                                               | 100    | 15.0         | El costo de construcción de las obras es de: \$ 2.586'495.015                                                                                                                                                                                                            | 57     | 8.6          |
|         |                                               | 15%                              | Los costos anuales de Operación y Mantenimiento son: \$ 20'448.754                                                                                                                                                                                    | 71     | 10.7         | Los costos anuales de Operación y Mantenimiento son: \$ 28'897.507                                                                                                                                                          | 100    | 15.0         | Los costos anuales de Operación y Mantenimiento son: \$ 40'812.486                                                                                                                                                                                                       | 50     | 7.5          |
| 2       | LIMITACIÓN AL NÚMERO DE OFERENTES             | 4%                               | * Posibilidad de presentarse varios oferentes con experiencia en implementación de esta tecnología.                                                                                                                                                   | 80     | 3.2          | * Posibilidad de presentarse varios oferentes con experiencia en implementación de esta tecnología.                                                                                                                         | 90     | 3.6          | * Posibilidad de presentarse limitados oferentes con experiencia en implementación de esta tecnología.                                                                                                                                                                   | 50     | 2.0          |
| 3       | IMPACTO SOCIAL                                | MOVILIDAD                        | * Tiene mayor interferencia vial por transporte de material                                                                                                                                                                                           | 70     | 1.4          | * Tiene una interferencia vial mínima.                                                                                                                                                                                      | 90     | 1.8          | * Tiene una interferencia vial mínima.                                                                                                                                                                                                                                   | 100    | 2.0          |
|         |                                               | COBERTURA                        | * Mayor cobertura y liberación de recursos por atención médica                                                                                                                                                                                        | 100    | 4.0          | * Mayor cobertura y liberación de recursos por atención médica                                                                                                                                                              | 100    | 4.0          | * Mayor cobertura y liberación de recursos por atención médica                                                                                                                                                                                                           | 100    | 4.0          |
|         |                                               | SALUD                            | * Mejoras en la salud física y psicosocial<br>* Menor ausentismo laboral y escolar                                                                                                                                                                    | 100    | 10.0         | * Es un proyecto a cielo abierto, no tiene mucha afectación sobre el paisaje por localizarse en pastizales.                                                                                                                 | 100    | 10.0         | * Es un proyecto a cielo abierto, no tiene mucha afectación sobre el paisaje por localizarse en pastizales.                                                                                                                                                              | 100    | 10.0         |
| 4       | IMPACTO AMBIENTAL                             | SUELO                            | * Los volúmenes de excavación son mayores.                                                                                                                                                                                                            | 70     | 4.2          | * No afecta coberturas vegetales y los volúmenes de excavación y reposición de suelo con material de préstamo son menores.                                                                                                  | 90     | 5.4          | * No afecta coberturas vegetales y los volúmenes de excavación y reposición de suelo con material de préstamo son menores.                                                                                                                                               | 90     | 5.4          |
|         |                                               | AGUA                             | * Genera mínima contaminación a la fuente hídrica por incluir eliminación de nutrientes (N y P)                                                                                                                                                       | 100    | 10.0         | * Descarga a la fuente hídrica con las condiciones exigidas en el reglamento                                                                                                                                                | 70     | 7.0          | * Descarga a la fuente hídrica con las condiciones exigidas en el reglamento                                                                                                                                                                                             | 80     | 8.0          |
|         |                                               | AIRE                             | * El empleo permanente de maquinaria pesada genera material particulado.                                                                                                                                                                              | 60     | 1.2          | * El empleo permanente de maquinaria pesada genera material particulado.                                                                                                                                                    | 80     | 1.6          | * El empleo permanente de maquinaria pesada genera material particulado.                                                                                                                                                                                                 | 80     | 1.6          |
|         |                                               | INTERFERENCIA LINEAS VITALES     | * A la fecha de realización del presente estudio no existe interferencia con líneas vitales.                                                                                                                                                          | 100    | 2.0          | * A la fecha de realización del presente estudio no existe interferencia con líneas vitales.                                                                                                                                | 100    | 2.0          | * A la fecha de realización del presente estudio no existe interferencia con líneas vitales.                                                                                                                                                                             | 100    | 2.0          |
| 5       | RIESGO GEOTÉCNICO PARA LAS OBRAS DEL PROYECTO | SOSTENIBILIDAD EN EL LARGO PLAZO | Es un terreno llano, no presenta laderas ni fenómenos de movimiento de grandes masas, esta fuera del alcance del nivel de inundación del río La Vieja                                                                                                 | 100    | 10.0         | Es un terreno llano, no presenta laderas ni fenómenos de movimiento de grandes masas, esta fuera del alcance del nivel de inundación del río La Vieja                                                                       | 100    | 10.0         | Es un terreno llano, no presenta laderas ni fenómenos de movimiento de grandes masas, esta fuera del alcance del nivel de inundación del río La Vieja                                                                                                                    | 100    | 10.0         |
| 6       | COMPLEJIDAD DE CONSTRUCCIÓN                   | 10%                              | * Los procedimientos constructivos en alta proporción son del tipo mecánicos, los del tipo manual aplicados corresponden a la conformación de los tanques, los cuales están ampliamente desarrollados.<br>* Requiere un plazo de construcción mediano | 70     | 7.0          | * Los procedimientos constructivos en alta proporción son del tipo manual aplicados corresponden a la conformación de los tanques, los cuales están ampliamente desarrollados.<br>* Requiere un plazo de construcción menor | 100    | 10.0         | * La complejidad de esta alternativa se encuentra en la adquisición y puesta en marcha de los equipos, lo que hace que el avance sea mas lento y los procesos constructivos son complejos por lo tanto, se requiere de un mayor plazo de construcción                    | 60     | 6.0          |
| 7       | PREDIOS Y SERVIDUMBRES                        | 5%                               | * Teniendo en cuenta que el sistema de depuración se localiza en zona urbana perimetral (rural), FEDELONJAS tiene un precio establecido para el m2 entre \$ 3.000 - \$ 180.000, esta alternativa es la que mayor terreno requiere                     | 60     | 3.0          | * Teniendo en cuenta que el sistema de depuración se localiza en zona urbana perimetral (rural), FEDELONJAS tiene un precio establecido para el m2 entre \$ 3.000 - \$ 180.000                                              | 90     | 4.5          | * Teniendo en cuenta que el sistema de depuración se localiza en zona urbana perimetral (rural), FEDELONJAS tiene un precio establecido para el m2 entre \$ 3.000 - \$ 180.000                                                                                           | 90     | 4.5          |
| 8       | RIESGOS PROFESIONALES                         | 5%                               | * Las obras corresponden a procesos constructivos sencillos, no requiere de medidas de protección especiales, lo convierten en un proyecto con un grado de riesgo bajo.                                                                               | 100    | 5.0          | * Las obras corresponden a procesos constructivos sencillos, no requiere de medidas de protección especiales, lo convierten en un proyecto con un grado de riesgo bajo.                                                     | 100    | 5.0          | * Las obras corresponden a procesos constructivos sencillos, requiere de medidas de protección especiales en cuanto a la protección contra descargas eléctricas por la implementación de equipos electromecánicos, en general es un proyecto con un grado de medio bajo. | 70     | 3.5          |
|         |                                               |                                  | CALIFICACION TOTAL                                                                                                                                                                                                                                    |        | 82.6         | CALIFICACION TOTAL                                                                                                                                                                                                          |        | 94.9         | CALIFICACION TOTAL                                                                                                                                                                                                                                                       |        | 75.05        |



**AGUAS Y ASEO DE RISARALDA  
S.A. E.S.P**

11-51

**CONSORCIO PMAA GUÁTICA**  
Calle 19 N° 8-58. Oficina 801  
Teléfono (6) 3450011 - 3173788208

## 11.7 CONCLUSIONES

- ✓ La recomendación es implementar PTAR de tecnología anaerobia, por la estabilización adecuada del biogás
- ✓ El análisis del costo de las diferentes alternativas, considero la inversión inicial para la adquisición del terreno donde se localizará la PTAR, el costo de construcción e indicadores de costo que contemplan la inversión anual en operación y mantenimiento.
- ✓ Por lo tanto, la alternativa seleccionada como la más adecuada para desarrollar el proyecto es: **ALTERNATIVA 2: Reactor Anaerobio de mantos de lodos y flujo ascendente (UASB) + Sedimentador secundario acoplados con lechos de secado**, la cual tuvo el mayor puntaje de calificación (94.9 Puntos)

## 12 DISEÑO DE LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

### 12.1 CAUDALES DISPONIBLES EN LAS CUENCAS HIDROLÓGICAS.

En el capítulo "5.3 CÁLCULO DE LA DEMANDA PROYECTADA PARA EL PERIODO DE DISEÑO", Cuadro 5.9, se observa que la demanda proyectada es de 14.48 l/s y en el Capítulo 7 ESTUDIO HIDROLÓGICO se determinó los siguientes caudales disponibles:

|                          |                 |
|--------------------------|-----------------|
| ✓ Captación Samaria:     | 4.55 l/s        |
| ✓ Captación Chorros N°3: | 1.98 l/s        |
| ✓ Captación Chorros N°3: | 1.36 l/s        |
| ✓ Captación Chorros N°3: | <u>4.21 l/s</u> |
| Total:                   | 12.09 l/s       |

De acuerdo a la alternativa seleccionada "**ALTERNATIVA 3:** Optimizar la captación Samaria, complementar el sistema de captación Los Chorros y utilizar el Acueducto Regional de Occidente como redundancia.", se utiliza la siguiente expresión para determinar el caudal complementario que se debe captar de la galería filtrante:

$$Q_{Proyectado} = Q_{Galeria Filtrante} + Q_{Samaria} + Q_{Los Chorros}$$

$$Q_{Galeria Filtrante} = Q_{Proyectado} - (Q_{Samaria} + Q_{Los Chorros})$$

$$Q_{Galeria Filtrante} = 14.48 \text{ l/s} - 12.09 \text{ l/s}$$

$$Q_{Galeria Filtrante} = 2.39 \text{ l/s}$$

Se define que el caudal complementario debe ser abastecido por la Galería Filtrante, de acuerdo a la medición de caudales realizada en las labores de campo, en la aducción de la galería filtrante (La Cabaña), en la actualidad se capta un caudal de 6.5 l/s (Ver Figura 13.1).



Figura 13.1. Medición de caudales en la aducción de la galería filtrante (Cabañas)

## 12.2 OPTIMIZACIÓN DE BOCATOMA SAMARIA

### 12.2.1 Diseño hidráulico de la infraestructura.

De acuerdo con el análisis de las alternativas se determinó optimizar la bocatoma de fondo ya que se adapta muy bien a las características del comportamiento de la quebrada y su cauce.

En la bocatoma de fondo el agua es captada a través de una rejilla en la parte superior de una presa, que a su vez es direccionada en sentido normal de la corriente, el ancho de la rejilla puede ser igual o menor que el ancho de quebrada dependiendo de las necesidades de captación y los caudales máximos del río, a continuación, se realiza el diseño de la bocatoma de fondo y de sus principales elementos.

Del capítulo 7 “ESTUDIO HIDROLÓGICO”, se extrae el resumen de los caudales para el diseño de la estructura de captación en la quebrada Samaria:

|                                      |           |
|--------------------------------------|-----------|
| - Caudal Máximo Diario (QMD Guática) | 18.82 L/s |
| - Caudal medio en Samaria:           | 4.55 L/s  |
| - Factor de mayoración:              | 1.30      |
| - Caudal Máximo Diario (QMD Samaria) | 5.92 L/s  |

|                                                   |                          |
|---------------------------------------------------|--------------------------|
| - Caudal de diseño ( $Q_{\text{diseño}}$ Samaria) | 11.83 L/s                |
| - Caudal mínimo ( $T_R$ : 100 años)               | 3.29.L/s                 |
| - Caudal medio                                    | 19.17 L/s                |
| - Caudal Máximo ( $T_R$ : 100 años)               | 5.08 m <sup>3</sup> /seg |
| - Caudal ambiental                                | 1.52 lit/seg             |

### 12.2.2 Datos iniciales:

|                                                       |                       |
|-------------------------------------------------------|-----------------------|
| • Caudal de diseño $Q_{\text{Samaria}}$ :             | 11.83 L/s             |
| • Ancho del río en el sitio de captación (L):         | 1.00 m                |
| • Diámetro barras en la rejilla de 3/8":              | 0.0095 m              |
| • Separación media entre barras:                      | 1.00 cm               |
| • Aceleración de la gravedad:                         | 9.81 m/s <sup>2</sup> |
| • Velocidad de paso por entre los barrotes (Asumido): | 0.1 m/s               |
| • Pendiente del canal de aducción:                    | 4%                    |

### 12.2.3 Diseño de la presa.

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de diseño:

$$H_{\text{diseño}} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dónde:

H: Altura de la lámina de agua.

L: Longitud de la rejilla.

Q: Caudal de diseño

$$H_{\text{diseño}} = \left( \frac{0.01183 \text{ m}^3/\text{s}}{1.84 \times 1.0} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\text{diseño}} = 0.0346 \text{ m}$$

Velocidad del río sobre la presa:

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{0.01183 \text{ m}^3/\text{s}}{(1.0 \times 0.035)}$$

$$V = 0.338 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de caudal mínimo del río:

$$H_{\min} = (Q_{\min}/C \times L)^{2/3}$$

$$H_{\min} = ((0.00329 \text{ m}^3/\text{s})/(1.84 \times 1.0\text{m}))^{2/3}$$

$$H_{\min} = 0.015 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso para las condiciones de caudal mínimo del río:

$$V_{\min} = Q_{\min} / A_{\min}$$

$$V_{\min} = (0.00329 \text{ m}^3/\text{s})/(1\text{m} \times 0.015\text{m})$$

$$V_{\min} = 0.219 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de caudal máximo del río:

$$H_{\max} = ((5.08 \text{ m}^3/\text{s})/(1.84 \times 1.0\text{m}))^{2/3}$$

$$H_{\max} = 1.96 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso para las condiciones de caudal máximo del río:

$$V_{\max} = Q_{\max} / A_{\max}$$

$$V_{\max} = (5.08 \text{ m}^3/\text{s})/(1\text{m} \times 1.96\text{m})$$

$$V_{\max} = 2.59 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de caudal medio del río:

$$H_{\text{med}} = ((0.019 \text{ m}^3/\text{s})/(1.84 \times 1\text{m}))^{2/3}$$



$$H_{med} = 0.047 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso para las condiciones de caudal medio del río:

$$V_{med} = Q_{med} / A_{med}$$

$$V_{med} = (0.019 \text{ m}^3/\text{s}) / (1\text{m} \times 0.047\text{m}).$$

$$V_{med} = 0.40 \text{ m/s}$$

En la Figura 13.2 se representan mediante un esquema las alturas de la lámina de agua para los diferentes caudales.

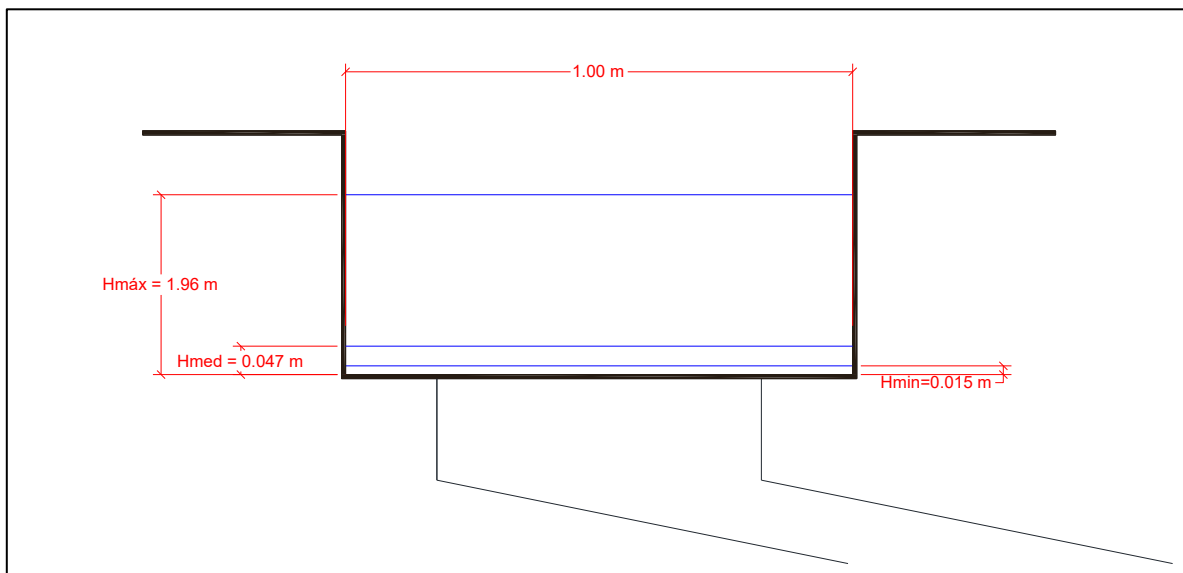


**Figura 13.2. Altura de la lámina de agua para las diferentes condiciones de caudal Bocatoma Samaria**

## 12.2.4 Diseño de la rejilla y el canal de aducción.

### 12.2.4.1 Canal de aducción.

Para el cálculo del canal de aducción se requiere la altura de la lámina de agua para el caudal de diseño:

$$H_{Diseño} = 0.035\text{m}$$

Aplicando el factor de corrección para el ancho del río por la presencia de dos contracciones en el vertedero conformado por la presa.

$$L' = L - (0.1 \times n \times H_{diseño})$$

Donde:

L': Corrección por las dos contracciones laterales

L: Ancho del río

n: Número de contracciones

$$L' = 1.0 - (0.1 \times 2 \times 0.035m)$$

$$L' = 0.99m$$

$$L' \approx 1.0 m$$

Con el caudal medio del río, el ancho del vertedero contraído y la altura de la lámina de agua para el caudal de diseño se calcula la velocidad de paso por la rejilla.

$$V_{Rejilla} = \frac{Q_{Diseño}}{L' \times H_{Diseño}}$$

$$V_{Rejilla} = \frac{0.01183 m^3/s}{1.0 m \times 0.035m}$$

$$V_{Rejilla} = 0.34 m/s$$

Con los valores obtenidos para la velocidad por la rejilla y la altura de la lámina de agua para el caudal de diseño se determina el ancho del canal de aducción:

El ancho del canal de aducción será:

$$X_s = 0.36(V_{rejilla})^{2/3} + 0.60(H_{diseño})^{4/7}$$

Donde:

X<sub>s</sub>: Ancho del canal de aducción.

V<sub>Rejilla</sub>: Velocidad del río sobre la presa.

$$X_s = 0.36(0.34)^{2/3} + 0.60(0.035)^{4/7}$$

$$X_s = 0.26 \text{ m}$$

Un borde libre B.L.: 0.09 m

$$B = X_s + B.L.$$

$$B = 0.26 \text{ m} + 0.09 \text{ m}$$

$$B = 0.35 \text{ m}$$

Se adopta un ancho del canal de aducción.

$$B \approx 0.35 \text{ m}$$

#### 12.2.4.2 Longitud de la rejilla y el número de espacios.

Se adopta velocidad entre los barrotes como 0.1 m/s, barrotes de 3/8" (0.0095 m) y separación entre ellos de 1 cm.

$$A_n = \frac{Q_{diseño}}{0.9V_b}$$

$$A_n = \frac{a \times B \times L}{a + b}$$

Dónde:

$A_n$ : Área neta.

$V_b$ = Velocidad entre los barrotes (0.1 m/s).

a: Separación entre barrotes (1 cm).

b: Diámetro barrotes.

B: Ancho del canal de aducción.

L: Longitud de la rejilla.

$$A_n = \frac{0.01183 \text{ m}^3/s}{0.9 \times 0.1 \text{ m/s}}$$

$$A_n = 0.13 \text{ m}^2$$

$$0.13 = \frac{a \times B \times L}{a + b}$$

$$0.13 \text{ m}^2 = \frac{0.01 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} \times L}{0.01 \text{ m} + 0.0095 \text{ m}}$$

$$0.13 \text{ m}^2 = \frac{0.0035 \text{ m}^2 \times L}{0.0195 \text{ m}}$$

$$L = 0.72 \text{ m}$$

Se adopta una rejilla de longitud 1.0m para el diseño.

Se selecciona un ángulo de inclinación de la rejilla de 20% de pendiente.

$$A_n = \frac{a}{a + b} \times B \times L$$

$$A_n = \frac{0.01 \text{ m}}{0.01 \text{ m} + 0.0095 \text{ m}} \times 0.35 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$$

$$A_n = 0.179 \text{ m}^2$$

El número de espacios (N) es de:

$$N = \frac{A_n}{a \times B}$$

$$N = \frac{0.179 \text{ m}^2}{0.01 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}}$$

$$N = 51.1 \text{ Espacios}$$

$$N = 51 \text{ Espacios}$$

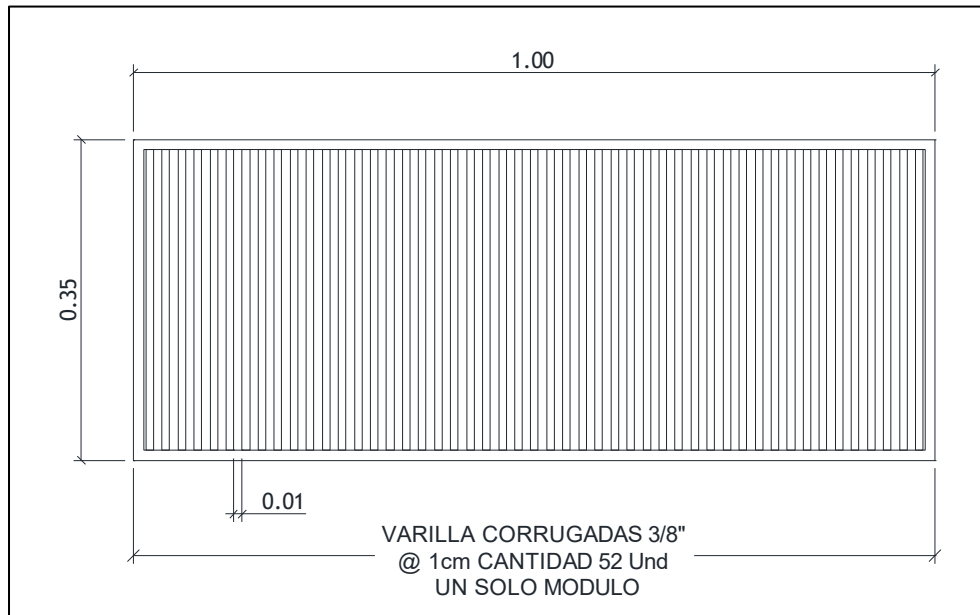


**Figura 13.3. Longitud de las varillas de captación Samaria**

Para un total de 50 varillas.

Con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales.

$$A_n = 0.01 \times 0.35 \times 53 = 0.175 \text{ m}^2$$

La velocidad entre los barrotes queda:

$$V_b = \frac{Q_{diseño}}{0.9A_n}$$

$$V_b = \frac{0.01183 \text{ m}^3/s}{0.9 \times 0.175 \text{ m}^2}$$

$$V_b = 0.075 \text{ m/s}$$

$$V_b \approx 0.1 \text{ m/s}$$

Se chequea la longitud de la rejilla:

$$L_r = \frac{A_{Neta}(a + b)}{a \times B}$$

$$L_r = \frac{0.185 \text{ m}^2 (0.01 \text{ m} + 0.0095 \text{ m})}{0.01 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}}$$

$$L_r = 1.0 \text{ m}$$

La capacidad media de captación entonces será:

$$Q = C_d \times A_n (2 \times g \times H_{\text{diseño}})^{0.5}$$

Donde:

$C_d$ : Coeficiente de descarga 0.4

$$Q = 0.4 \times 0.175 \text{ m}^2 [2 \times (9.81 \text{ m/s}^2) \times 0.035 \text{ m}]^{0.5} \times 1000$$

$$Q = 61.32 \text{ l/s}$$

Para garantizar que la rejilla sea auto limpiante se instalará con una pendiente del 20%, en sentido del flujo de la quebrada.

#### 12.2.4.3 Pérdidas menores de la rejilla.

Las perdidas menores de la rejilla dependen de la sección transversal de las barras y la carga de velocidad.

Para calcularlas debe utilizarse la siguiente ecuación:

$$h = \frac{K \times V_b^2}{2g}$$

Donde K debe calcularse con la siguiente ecuación:

$$K = \beta \left( \frac{S}{b} \right)^{1.33} \times \text{sen } \alpha$$

$\beta$  = Coeficiente en función de la forma de las barras

S = Espesor de las barras

b = Distancia libre entre barras

$\alpha$  = Angulo con respecto a la horizontal de las rejillas

$$K = 1.79 \left( \frac{0.0095}{0.01} \right)^{1.33} \times \text{sen } 11^\circ$$

$$K = 0.32$$

$$h = \frac{0.32 \times 0.1^2}{2 \times 9.81}$$

$$h = 0.00016m$$

El cálculo de las perdidas en las rejillas nos arroja una caída piezométrica despreciable por lo cual no se tendrá en cuenta para los diseños de la bocatoma.

#### 12.2.4.4 Niveles en el canal de aducción.

A continuación, en la Figura 13.4 se presenta un esquema donde se pueden apreciar las dimensiones necesarias para la conformación del canal de aducción.

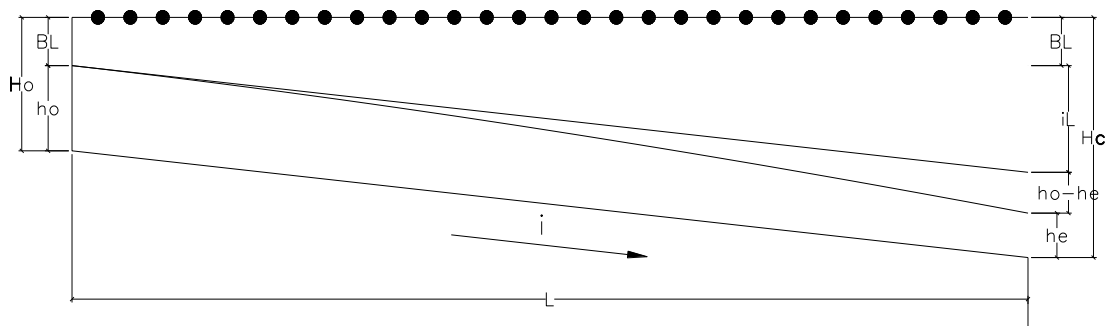


Figura 13.4. Esquema del canal de aducción de la bocatoma

Para determinar el nivel aguas abajo del canal de aducción se utiliza la siguiente expresión:

$$h_e = \left[ \frac{(Q_{\text{diseño}}^2)}{g \times B^2} \right]^{1/3}$$

Dónde:



$h_e$ : Nivel aguas abajo del canal de aducción (m)

Q: Caudal que se capta ( $m^3/seg$ )

g: Aceleración de la gravedad

B: Ancho del canal de aducción

$$h_e = \left[ \frac{(0.01183)^2}{9.81 \times 0.35^2} \right]^{1/3}$$

$$h_e = 0.048m$$

Para determinar el nivel aguas arriba del canal de aducción se utiliza la siguiente expresión:

$$h_o = \left[ 2 \times h_e^2 + \left( h_e - \frac{i \times L_c}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} i L_c$$

Dónde:

$h_o$ : Nivel aguas arriba del canal de aducción (m)

i: Pendiente del canal (4%)

$L_c$ : Longitud del canal de aducción (1.0 m)

$h_e$ : Nivel aguas abajo del canal de aducción (m)

$$h_o = \left[ 2 \times 0.048^2 + \left( 0.048 - \frac{0.04 \times 1.0}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} \times 0.04 \times 1.0$$

$$h_o = 0.049m$$

La altura total del canal de aducción aguas arriba ( $H_o$ ) es:

$$H_o = h_o + B.L.$$

$$H_o = 0.049 m + 0.111 m$$

$$H_o = 0.16 m$$

La altura total del canal de aducción aguas abajo ( $H_c$ ) es:

$$H_c = h_e + (h_o - h_e) + i \times L_c + B.L.$$

$$H_c = 0.05 + (0.049 - 0.048) + 0.04 \times 1.0 + 0.209 \text{ m}$$

$$H_c = 0.300 \text{ m}$$

### 12.2.5 Diseño de la caja de derivación.

La velocidad del agua al final del canal de aducción será:

$$V = \frac{Q_{diseño}}{B \times h_e}$$

$$V = \frac{0.01183 \text{ m}^3/\text{s}}{0.35 \text{ m} \times 0.048 \text{ m}}$$

$$V = 0.704 \text{ m/s}$$

Cumple con los parámetros de diseño los cuales establecen que esta velocidad debe ser mayor de 0.3 m/s y menor que 3 m/s.

Para definir el ancho de la caja de derivación se calcula la separación entre el final del canal y la lámina del chorro de agua que descarga en esta caja, (Ver Figura 13.5).

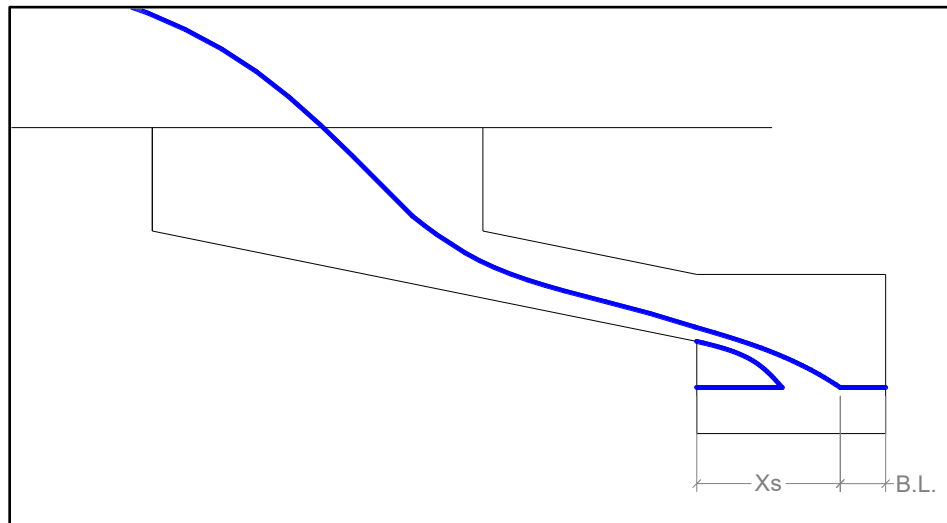


Figura 13.5. Esquema de la conformación de la caja de derivación.

$$X_s = 0.36 \times V^{2/3} + 0.60 \times (h_e)^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 \times 0.704^{2/3} + 0.60 \times (0.048)^{4/7}$$

$$X_s = 0.39m$$

Se calcula el ancho de la cámara de derivación ( $B_{CD}$ ).

$$B_{CD} = X_s + B.L.$$

$$B_{CD} = 0.39 m + 0.61 m$$

$$B_{CD} = 1.0 m$$

### 12.2.6 Diseño del vertedero excesos de la caja de derivación.

Se calcula el caudal de excesos:

$$Q_{Excesos} = Q_{Captado\ caudal\ medio} - Q_{Diseño}$$

$$Q_{Excesos} = 0.01917 m^3/s - 0.01138 m^3/s$$

$$Q_{Excesos} = 0.008 m^3/s$$

Se calcula la lámina sobre el vertedero de longitud igual a 1.0 m:

$$H_{diseño} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{diseño} = \left( \frac{0.008}{1.84 \times 1.0} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{diseño} = 0.03 m$$

### 12.2.7 Caja del vertedero de exceso

Se calcula la velocidad del agua sobre la cresta del vertedero de exceso.

Es necesario conocer la velocidad del agua sobre el vertedero

$$V_{Vertedero} = \frac{Q_{Excesos}}{B_{Vertedero} \times H_{Vertedero}}$$

$$V_{Vertedero} = \frac{0.008}{1.0 \times 0.03}$$

$$V_{Vertedero} = 0.26 \text{ m/s}$$

Se calcula el alcance del chorro del agua sobre la cresta del vertedero de exceso, (Ver Figura 13.6).

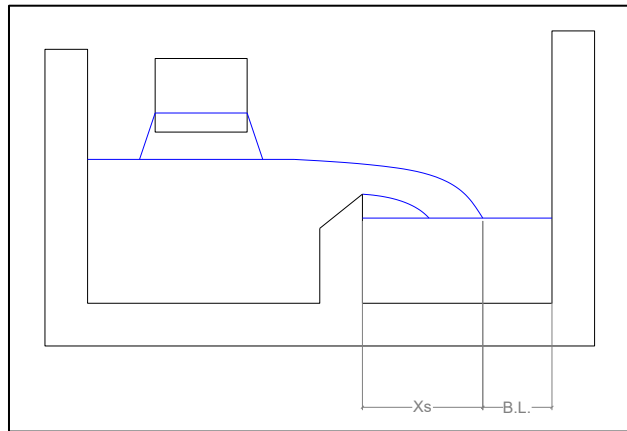


**Figura 13.6. Esquema de la conformación del vertedero de excesos de la caja de derivación.**

$$X_s = 0.36 \times V_{vert}^{2/3} + 0.60 \times (h_{vert})^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 \times 0.26^{2/3} + 0.60 \times (0.03)^{4/7}$$

$$X_s = 0.227 \text{ m}$$

Se calcula el ancho de la cámara de manejo de excesos ( $B_{CE}$ ).

$$B_{CE} = X_s + B.L.$$

$$B_{CE} = 0.23 \text{ m} + 0.17 \text{ m}$$

$$B_{CE} = 0.40 \text{ m}$$

### 12.2.8 Cálculo de la altura de los muros laterales de protección.

Tomando el caudal máximo del río 5.08 m<sup>3</sup>/seg se calcula la altura de los muros de contención.

$$H_{\text{máximo}} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\text{máximo}} = \left( \frac{5.08}{1.84 \times 1} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\text{máximo}} = 1.95 \text{ m}$$

$$H_{\text{muros}} = H_{\text{máximo}} + B.L.$$

$$H_{\text{muros}} = 1.95 \text{ m} + 0.23 \text{ m}$$

$$H_{\text{muros}} = 2.18 \text{ m}$$

## 12.3 OPTIMIZACIÓN DE BOCATOMA LOS CHORROS N° 2

### 12.3.1 Diseño hidráulico de la infraestructura.

Se decide por parte del consultor diseñar una bocatoma de fondo sobre el ramal N°2 de la quebrada Los Chorros ya que esta microcuenca cuenta con características que aportan gran parte del caudal para suplir las demandas actuales y futuras del municipio.

En la bocatoma de fondo el agua es captada a través de una rejilla en la parte superior de una presa, que a su vez es direccionada en sentido normal de la corriente, el ancho de la rejilla puede ser igual o menor que el ancho del río dependiendo de las necesidades de captación, a continuación, se realiza el diseño de la bocatoma de fondo y de sus principales elementos.

La bocatoma se diseñará adaptándola a las características de la quebrada y a las necesidades de la población a servir.

Del capítulo 7 "ESTUDIO HIDROLÓGICO", se extrae el resumen de los caudales para el diseño de la estructura de captación de Los Chorros 2

|                                                         |                          |
|---------------------------------------------------------|--------------------------|
| - Caudal Máximo Diario (QMD Guática)                    | 18.82 L/s                |
| - Caudal medio en Los Chorros 2:                        | 1.36 L/s                 |
| - Factor de mayoración:                                 | 1.30                     |
| - Caudal Máximo Diario (QMD Los Chorros 2)              | 1.77 L/s                 |
| - Caudal de diseño ( $Q_{\text{diseño}}$ Los Chorros 2) | 3.54 L/s                 |
| - Caudal mínimo ( $T_R$ : 100 años)                     | 1.22 L/s                 |
| - Caudal medio                                          | 5.72 L/s                 |
| - Caudal Máximo ( $T_R$ : 100 años)                     | 2.31 m <sup>3</sup> /seg |
| - Caudal ambiental                                      | 0.45 lit/seg             |

### 12.3.2 Datos iniciales:

|                                                       |                       |
|-------------------------------------------------------|-----------------------|
| • Caudal de diseño $Q_{\text{Los Chorros}}$ :         | 3.54 L/s              |
| • Ancho del río en el sitio de captación (L):         | 1.50 m                |
| • Diámetro barras en la rejilla de 3/8":              | 0.0095 m              |
| • Separación media entre barras:                      | 1.00 cm               |
| • Aceleración de la gravedad:                         | 9.81 m/s <sup>2</sup> |
| • Velocidad de paso por entre los barrotes (Asumido): | 0.1 m/s               |
| • Pendiente del canal de aducción:                    | 4%                    |

### 12.3.3 Diseño de la presa.

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de diseño:

$$H_{diseño} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dónde:

H: Altura de la lámina de agua.

L: Longitud de la rejilla.

Q: Caudal de diseño

$$H_{diseño} = \left( \frac{0.00354 \text{ m}^3/\text{s}}{1.84 \times 1.50} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{diseño} = 0.012 \text{ m}$$

Velocidad del río sobre la presa:

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{0.00354 \text{ m}^3/\text{s}}{(1.50 \times 0.012)}$$

$$V = 0.20 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de caudal mínimo del río:

$$H_{\min} = (Q_{\min}/C \times L)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\min} = ((0.00122 \text{ m}^3/\text{s}) / (1.84 \times 1.50\text{m}))^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\min} = 0.006 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso para las condiciones de caudal mínimo del río:



$$V_{\min} = Q_{\min} / A_{\min}$$

$$V_{\min} = (0.00122 \text{ m}^3/\text{s}) / (1.50\text{m} \times 0.006\text{m})$$

$$V_{\min} = 0.133 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de caudal máximo del río:

$$H_{\max} = ((2.31 \text{ m}^3/\text{s}) / (1.84 \times 1.50\text{m}))^{2/3}$$

$$H_{\max} = 0.89 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso para las condiciones de caudal máximo del río:

$$V_{\max} = Q_{\max} / A_{\max}$$

$$V_{\max} = (2.31 \text{ m}^3/\text{s}) / (1.50\text{m} \times 0.89\text{m})$$

$$V_{\max} = 1.73 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de caudal medio del río:

$$H_{\text{med}} = ((0.00572 \text{ m}^3/\text{s}) / (1.84 \times 1.50\text{m}))^{2/3}$$

$$H_{\text{med}} = 0.017 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso para las condiciones de caudal medio del río:

$$V_{\text{med}} = Q_{\text{med}} / A_{\text{med}}$$

$$V_{\text{med}} = (0.00572 \text{ m}^3/\text{s}) / (1.50\text{m} \times 0.017\text{m}).$$

$$V_{\text{med}} = 0.22 \text{ m/s}$$

En la Figura 13.7 se representan mediante un esquema las alturas de la lámina de agua para los diferentes caudales.

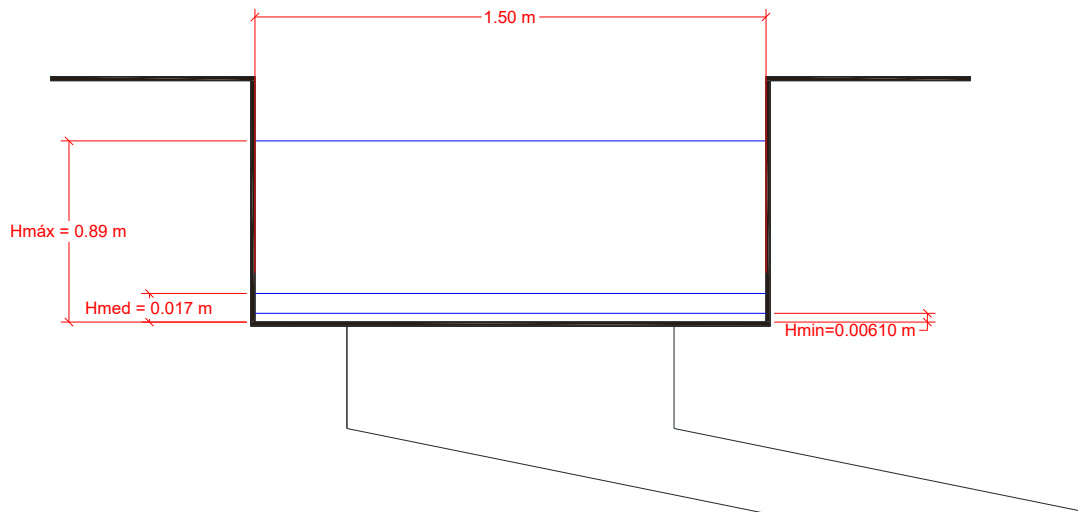


**Figura 13.7. Altura de la lámina de agua para las diferentes condiciones de caudal Bocatoma Los Chorros 2**

### 12.3.4 Diseño de la rejilla y el canal de aducción.

#### 12.3.4.1 Canal de aducción.

Para el cálculo del canal de aducción se requiere la altura de la lámina de agua para el caudal de diseño:

$$H_{\text{Diseño}} = 0.012\text{m}$$

Aplicando el factor de corrección para el ancho del río por la presencia de dos contracciones en el vertedero conformado por la presa.

$$L' = L - (0.1 \times n \times H_{\text{diseño}})$$

Donde:

L': Corrección por las dos contracciones laterales

L: Ancho del río

n : Número de contracciones

$$L' = 1.50 - (0.1 \times 2 \times 0.012\text{m})$$

$$L' = 1.497m$$

$$L' \approx 1.50 m$$

Con el caudal medio del rio, el ancho del vertedero contraído y la altura de la lámina de agua para el caudal de diseño se calcula la velocidad de paso por la rejilla.

$$V_{Rejilla} = \frac{Q_{Diseño}}{L' \times H_{Diseño}}$$

$$V_{Rejilla} = \frac{0.00354 m^3/s}{1.50 m \times 0.012m}$$

$$V_{Rejilla} = 0.20 m/s$$

Con los valores obtenidos para la velocidad por la rejilla y la altura de la lámina de agua para el caudal de diseño se determina el ancho del canal de aducción:

El ancho del canal de aducción será:

$$X_s = 0.36(V_{rejilla})^{2/3} + 0.60(H_{diseño})^{4/7}$$

Donde:

$X_s$ : Ancho del canal de aducción.

$V_{Rejilla}$ : Velocidad del rio sobre la presa.

$$X_s = 0.36(0.20)^{2/3} + 0.60(0.012)^{4/7}$$

$$X_s = 0.17 m$$

Un borde libre B.L.: 0.13 m

$$B = X_s + B.L.$$

$$B = 0.17 m + 0.13 m$$

$$B = 0.30 m$$

Se adopta un ancho del canal de aducción.

$$B \approx 0.30 \text{ m}$$

#### 12.3.4.2 Longitud de la rejilla y el número de espacios.

Se adopta velocidad entre los barrotes como 0.1 m/s, barrotes de 3/8" (0.0095 m) y separación entre ellos de 1 cm.

$$A_n = \frac{Q_{diseño}}{0.9V_b}$$

$$A_n = \frac{a \times B \times L}{a + b}$$

Dónde:

$A_n$ : Área neta.

$V_b$ = Velocidad entre los barrotes (0.1 m/s).

a: Separación entre barrotes (1 cm).

b: Diámetro barrotes.

B: Ancho del canal de aducción.

L: Longitud de la rejilla.

$$A_n = \frac{0.00354 \text{ m}^3/s}{0.9 \times 0.1 \text{ m/s}}$$

$$A_n = 0.04 \text{ m}^2$$

$$0.04 = \frac{a \times B \times L}{a + b}$$

$$0.04 \text{ m}^2 = \frac{0.01 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times L}{0.01 \text{ m} + 0.0095 \text{ m}}$$

$$0.04 \text{ m}^2 = \frac{0.0030 \text{ m}^2 \times L}{0.0195 \text{ m}}$$

$$L = 0.26 \text{ m}$$

Se adopta una rejilla de longitud 0.80 m para el diseño.

Se selecciona un ángulo de inclinación de la rejilla de 20% de pendiente.

$$A_n = \frac{a}{a + b} \times B \times L$$

$$A_n = \frac{0.01 \text{ m}}{0.01 \text{ m} + 0.0095 \text{ m}} \times 0.30 \text{ m} \times 0.80 \text{ m}$$

$$A_n = 0.12 \text{ m}^2$$

El número de espacios (N) es de:

$$N = \frac{A_n}{a \times B}$$

$$N = \frac{0.12 \text{ m}^2}{0.01 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}}$$

$$N = 40 \text{ Espacios}$$

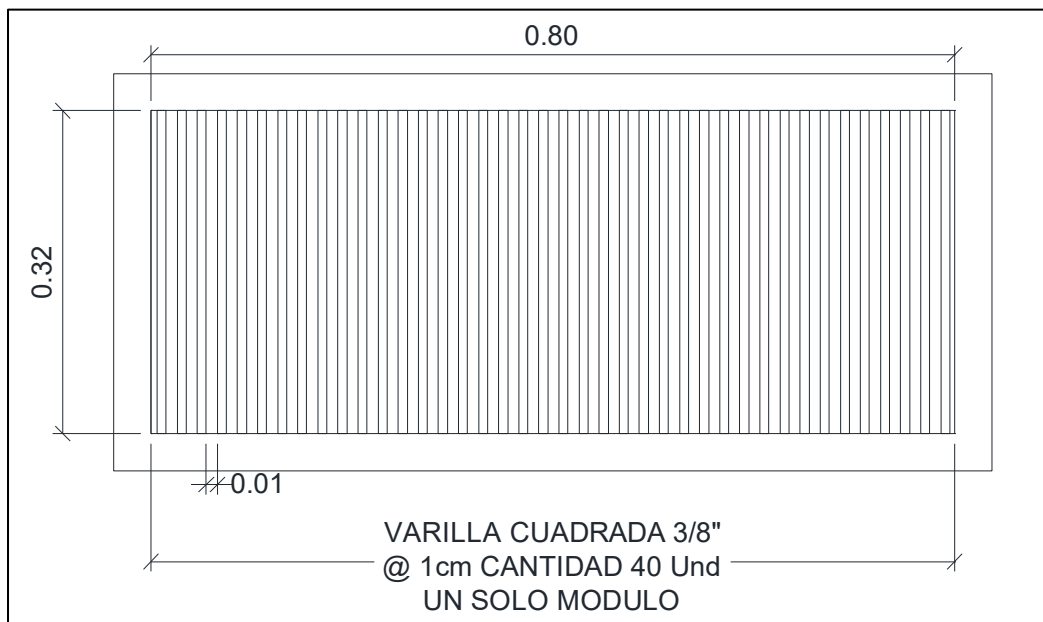


**Figura 13.8. Longitud de las varillas de captación Los Chorros 2**

Para un total de 41 varillas.

Con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales.

$$A_n = 0.01 \times 0.30 \times 41 = 0.123 \text{ m}^2$$

La velocidad entre los barrotes queda:

$$V_b = \frac{Q_{diseño}}{0.9 A_n}$$

$$V_b = \frac{0.00354 \text{ m}^3/\text{s}}{0.9 \times 0.123 \text{ m}^2}$$

$$V_b = 0.032 \text{ m/s}$$

Se chequea la longitud de la rejilla:

$$L_r = \frac{A_{Neta}(a + b)}{a \times B}$$

$$L_r = \frac{0.123 \text{ m}^2 (0.01 \text{ m} + 0.0095 \text{ m})}{0.01 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}}$$

$$L_r = 0.799 \text{ m}$$

$$L_r = 0.80 \text{ m}$$

La capacidad media de captación entonces será:

$$Q = C_d \times A_n (2 \times g \times H_{diseño})^{0.5}$$

Donde:

C<sub>d</sub>: Coeficiente de descarga 0.4

$$Q = 0.4 \times 0.123 \text{ m}^2 [2 \times (9.81 \text{ m/s}^2) \times 0.012 \text{ m}]^{0.5} \times 1000$$

$$Q = 23.87 \text{ l/s}$$

Para garantizar que la rejilla sea auto limpiante se instalará con una pendiente del 20%, en sentido del flujo de la quebrada.

#### 12.3.4.3 Pérdidas menores de la rejilla.

Las perdidas menores de la rejilla dependen de la sección transversal de las barras y la carga de velocidad.

Para calcularlas debe utilizarse la siguiente ecuación:

$$h = \frac{K \times V_b^2}{2g}$$

Donde K debe calcularse con la siguiente ecuación:

$$K = \beta \left( \frac{S}{b} \right)^{1.33} \times \text{sen } \alpha$$

$\beta$  = Coeficiente en función de la forma de las barras

S = Espesor de las barras

b = Distancia libre entre barras

$\alpha$  = Angulo con respecto a la horizontal de las rejillas

$$K = 1.79 \left( \frac{0.0095}{0.01} \right)^{1.33} \times \text{sen } 11^\circ$$

$$K = 0.32$$

$$h = \frac{0.32 \times 0.032^2}{2 \times 9.81}$$

$$h = 0.000016m$$

El cálculo de las perdidas en las rejillas nos arroja una caída piezométrica despreciable por lo cual no se tendrá en cuenta para los diseños de la bocatoma.



#### 12.3.4.4 Niveles en el canal de aducción.

A continuación, en la Figura 13.4 se presenta un esquema donde se pueden apreciar las dimensiones necesarias para la conformación del canal de aducción.

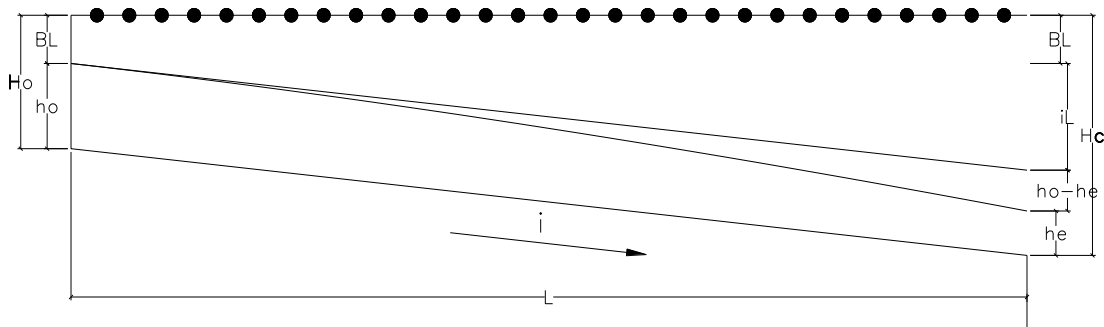


**Figura 13.9. Esquema del canal de aducción de la bocatoma.**

Para determinar el nivel aguas abajo del canal de aducción se utiliza la siguiente expresión:

$$h_e = \left[ \frac{(Q_{diseño}^2)}{g \times B^2} \right]^{1/3}$$

Dónde:

$h_e$ : Nivel aguas abajo del canal de aducción (m)

$Q$ : Caudal que se capta ( $m^3/seg$ )

$g$ : Aceleración de la gravedad

$B$ : Ancho del canal de aducción

$$h_e = \left[ \frac{(0.00354)^2}{9.81 \times 0.30^2} \right]^{1/3}$$

$$h_e = 0.024m$$

Para determinar el nivel aguas arriba del canal de aducción se utiliza la siguiente expresión:

$$h_o = \left[ 2 \times h_e^2 + \left( h_e - \frac{i \times L_c}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} i L_c$$

Dónde:

$h_o$ : Nivel aguas arriba del canal de aducción (m)

$i$ : Pendiente del canal (4%)

$L_c$ : Longitud del canal de aducción (0.80 m)

$h_e$ : Nivel aguas abajo del canal de aducción (m)

$$h_o = \left[ 2 \times 0.024^2 + \left( 0.024 - \frac{0.04 \times 0.80}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} \times 0.04 \times 0.80$$

$$h_o = 0.015m$$

La altura total del canal de aducción aguas arriba ( $H_o$ ) es:

$$H_o = h_o + B.L.$$

$$H_o = 0.015 \text{ m} + 0.17 \text{ m}$$

$$H_o = 0.19 \text{ m}$$

La altura total del canal de aducción aguas abajo ( $H_c$ ) es:

$$H_c = h_e + (h_o - h_e) + i \times L_c + B.L.$$

$$H_c = 0.024 + (0.0015 - 0.024) + 0.04 \times 0.80 + 0.17 \text{ m}$$

$$H_c = 0.20 \text{ m}$$

### 12.3.5 Diseño de la caja de derivación.

La velocidad del agua al final del canal de aducción será:

$$V = \frac{Q_{diseño}}{B \times h_e}$$

$$V = \frac{0.00354 \text{ m}^3/s}{0.30 \text{ m} \times 0.024 \text{ m}}$$

$$V = 0.49 \text{ m/s}$$

Cumple con los parámetros de diseño los cuales establecen que esta velocidad debe ser mayor de 0.3 m/s y menor que 3 m/s.

Para definir el ancho de la caja de derivación se calcula la separación entre el final del canal y la lámina del chorro de agua que descarga en esta caja, (Ver Figura 13.5).

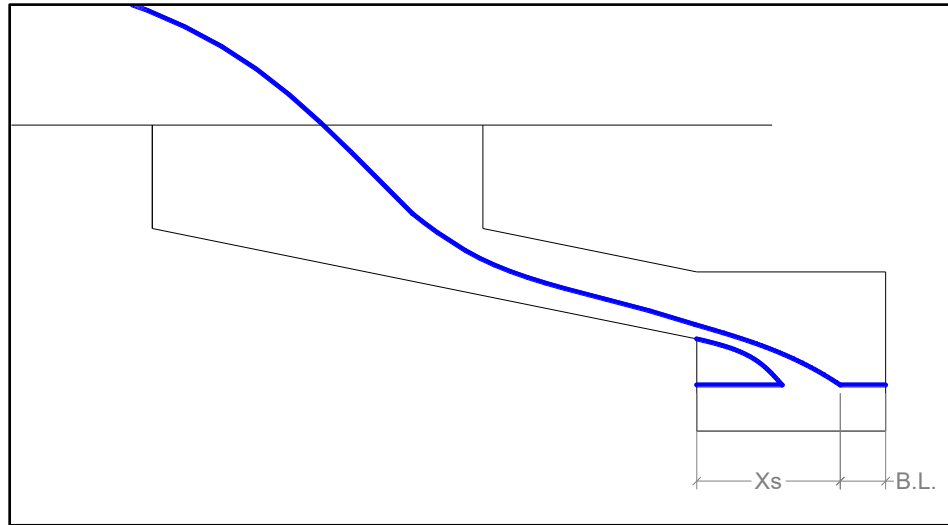


**Figura 13.10. Esquema de la conformación de la caja de derivación.**

$$X_s = 0.36 \times V^{2/3} + 0.60 \times (h_e)^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 \times 0.49^{2/3} + 0.60 \times (0.024)^{4/7}$$

$$X_s = 0.29 \text{ m}$$

Se calcula el ancho de la cámara de derivación ( $B_{CD}$ ).

$$B_{CD} = X_s + B.L.$$

$$B_{CD} = 0.29 \text{ m} + 0.71 \text{ m}$$

$$B_{CD} = 1.0 \text{ m}$$

### 12.3.6 Diseño del vertedero excesos de la caja de derivación.

Se calcula el caudal de excesos:

$$Q_{Excesos} = Q_{Captado\ caudal\ medio} - Q_{Diseño}$$

$$Q_{Excesos} = 0.00572\ m^3/s - 0.00354\ m^3/s$$

$$Q_{Excesos} = 0.00218\ m^3/s$$

Se calcula la lámina sobre el vertedero de longitud igual a 1.0 m:

$$H_{diseño} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{diseño} = \left( \frac{0.0022}{1.84 \times 1.0} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{diseño} = 0.011\ m$$

### 12.3.7 Caja del vertedero de exceso

Se calcula la velocidad del agua sobre la cresta del vertedero de exceso.

Es necesario conocer la velocidad del agua sobre el vertedero

$$V_{Vertedero} = \frac{Q_{Excesos}}{B_{Vertedero} \times H_{Vertedero}}$$

$$V_{Vertedero} = \frac{0.0022}{1.10 \times 0.011}$$

$$V_{Vertedero} = 0.18\ m/s$$

Se calcula el alcance del chorro del agua sobre la cresta del vertedero de exceso, (Ver Figura 13.6).

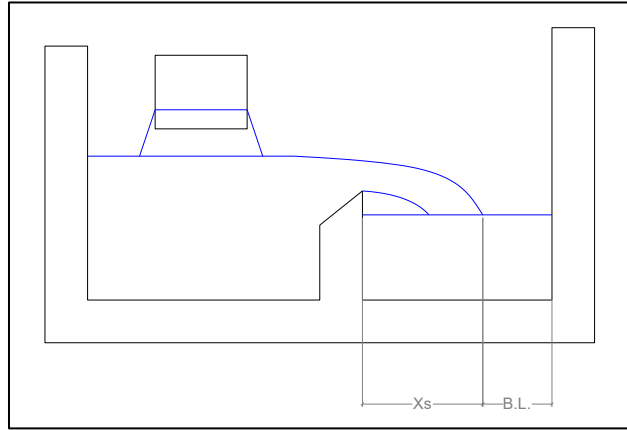


**Figura 13.11. Esquema de la conformación del vertedero de excesos de la caja de derivación.**

$$X_s = 0.36 \times V_{vert}^{2/3} + 0.60 \times (h_{vert})^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 \times 0.18^{2/3} + 0.60 \times (0.011)^{4/7}$$

$$X_s = 0.16 \text{ m}$$

Se calcula el ancho de la cámara de manejo de excesos ( $B_{CE}$ ).

$$B_{CE} = X_s + B.L.$$

$$B_{CE} = 0.16 \text{ m} + 0.17 \text{ m}$$

$$B_{CE} = 0.40 \text{ m}$$

### 12.3.8 Cálculo de la altura de los muros laterales de protección.

Tomando el caudal máximo del río  $2.31 \text{ m}^3/\text{seg}$  se calcula la altura de los muros de contención.

$$H_{\text{máximo}} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{\text{máximo}} = \left( \frac{2.31}{1.84 \times 1.5} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{m\acute{a}ximo} = 0.88 \text{ m}$$

$$H_{muros} = H_{m\acute{a}ximo} + B.L.$$

$$H_{muros} = 0.88 \text{ m} + 0.17 \text{ m}$$

$$H_{muros} = 1.05 \text{ m}$$

## 12.4 OPTIMIZACIÓN DE BOCATOMA LOS CHORROS N°1

### 12.4.1 Diseño hidráulico de la infraestructura.

Se decide por parte del consultor optimizar la bocatoma sobre el ramal N°1 de la quebrada Los Chorros ya que esta microcuenca cuenta con características que aportan gran parte del caudal para suplir las demandas actuales y futuras del municipio.

La bocatoma se optimizará adaptándola a las características de la quebrada y a las necesidades de la población a servir.

Del capítulo 7 "ESTUDIO HIDROLÓGICO", se extrae el resumen de los caudales para el diseño de la estructura de captación en la quebrada Los Chorros 1.

|                                                          |                          |
|----------------------------------------------------------|--------------------------|
| - Caudal Máximo Diario (QMD Guática)                     | 18.82 L/s                |
| - Caudal medio en Los Chorros 1:                         | 4.21 L/s                 |
| - Factor de mayoración:                                  | 1.30                     |
| - Caudal Máximo Diario (QMD Los Chorros 1)               | 5.47 L/s                 |
| - Caudal de diseño ( $Q_{\text{diseño Los Chorros 1}}$ ) | 10.95 L/s                |
| - Caudal mínimo ( $T_R$ : 100 años)                      | 3.42 L/s                 |
| - Caudal medio                                           | 17.93 L/s                |
| - Caudal Máximo ( $T_R$ : 100 años)                      | 6.00 m <sup>3</sup> /seg |
| - Caudal ambiental                                       | 1.40 lit/seg             |

### 12.4.2 Datos iniciales:

|                                                       |                       |
|-------------------------------------------------------|-----------------------|
| • Caudal de diseño $Q_{\text{Los Chorros N°1}}$ :     | 10.95 L/s             |
| • Ancho del río en el sitio de captación (L):         | 1.20 m                |
| • Diámetro barras en la rejilla de 3/8":              | 0.0095 m              |
| • Separación media entre barras:                      | 1.00 cm               |
| • Aceleración de la gravedad:                         | 9.81 m/s <sup>2</sup> |
| • Velocidad de paso por entre los barrotes (Asumido): | 0.1 m/s               |
| • Pendiente del canal de aducción:                    | 4%                    |

### 12.4.3 Diseño de la presa.

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de diseño:

$$H_{\text{diseño}} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$$



Dónde:

H: Altura de la lámina de agua.

L: Longitud de la rejilla.

Q: Caudal de diseño

$$H_{diseño} = \left( \frac{0.01095 \text{ m}^3/\text{s}}{1.84 \times 1.20} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{diseño} = 0.030 \text{ m}$$

Velocidad del río sobre la presa:

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{0.01095 \text{ m}^3/\text{s}}{(1.20 \times 0.030)}$$

$$V = 0.30 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de caudal mínimo del río:

$$H_{\min} = (Q_{\min}/C \times L)^{2/3}$$

$$H_{\min} = ((0.00342 \text{ m}^3/\text{s}) / (1.84 \times 1.20\text{m}))^{2/3}$$

$$H_{\min} = 0.013 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso para las condiciones de caudal mínimo del río:

$$V_{\min} = Q_{\min} / A_{\min}$$

$$V_{\min} = (0.00329 \text{ m}^3/\text{s}) / (1.20\text{m} \times 0.013\text{m})$$

$$V_{\min} = 0.210 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de caudal máximo del río:

$$H_{\text{máx}} = ((6.00 \text{ m}^3/\text{s})/(1.84 \times 1.20\text{m}))^{2/3}$$

$$H_{\text{máx}} = 1.95 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso para las condiciones de caudal máximo del río:

$$V_{\text{máx}} = Q_{\text{máx}} / A_{\text{máx}}$$

$$V_{\text{máx}} = (6.00 \text{ m}^3/\text{s})/(1.20\text{m} \times 1.95\text{m})$$

$$V_{\text{máx}} = 2.56 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura de la lámina de agua para condiciones de caudal medio del río:

$$H_{\text{med}} = ((0.018 \text{ m}^3/\text{s})/(1.84 \times 1.20\text{m}))^{2/3}$$

$$H_{\text{med}} = 0.0154 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso para las condiciones de caudal medio del río:

$$V_{\text{med}} = Q_{\text{med}} / A_{\text{med}}$$

$$V_{\text{med}} = (0.018 \text{ m}^3/\text{s})/ (1.20\text{m} \times 0.0154\text{m}).$$

$$V_{\text{med}} = 0.97 \text{ m/s}$$

En la Figura 13.2 se representan mediante un esquema las alturas de la lámina de agua para los diferentes caudales.

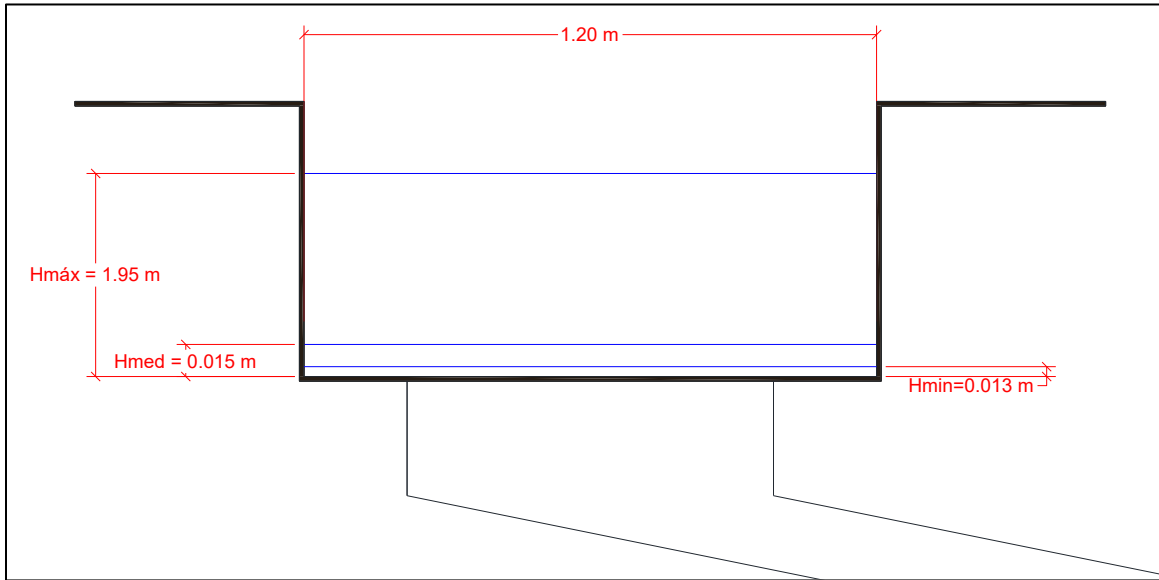


**Figura 13.12. Altura de la lámina de agua para las diferentes condiciones de caudal Bocatoma Los Chorros 1**

#### 12.4.4 Diseño de la rejilla y el canal de aducción.

##### 12.4.4.1 Canal de aducción.

Para el cálculo del canal de aducción se requiere la altura de la lámina de agua para el caudal de diseño:

$$H_{\text{Diseño}} = 0.030\text{m}$$

Aplicando el factor de corrección para el ancho del río por la presencia de dos contracciones en el vertedero conformado por la presa.

$$L' = L - (0.1 \times n \times H_{\text{diseño}})$$

Donde:

L': Corrección por las dos contracciones laterales

L: Ancho del río

n : Número de contracciones

$$L' = 1.20 - (0.1 \times 2 \times 0.030\text{m})$$

$$L' = 1.194\text{m}$$

$$L' \approx 1.19 \text{ m}$$

Con el caudal medio del rio, el ancho del vertedero contraído y la altura de la lámina de agua para el caudal de diseño se calcula la velocidad de paso por la rejilla.

$$V_{Rejilla} = \frac{Q_{Diseño}}{L' \times H_{Diseño}}$$

$$V_{Rejilla} = \frac{0.01095 \text{ m}^3/\text{s}}{1.19 \text{ m} \times 0.030\text{m}}$$

$$V_{Rejilla} = 0.30 \text{ m/s}$$

Con los valores obtenidos para la velocidad por la rejilla y la altura de la lámina de agua para el caudal de diseño se determina el ancho del canal de aducción:

El ancho del canal de aducción será:

$$X_s = 0.36(V_{rejilla})^{2/3} + 0.60(H_{diseño})^{4/7}$$

Donde:

$X_s$ : Ancho del canal de aducción.

$V_{Rejilla}$ : Velocidad del rio sobre la presa.

$$X_s = 0.36(0.30)^{2/3} + 0.60(0.030)^{4/7}$$

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

Un borde libre B.L.: 0.02 m

$$B = X_s + B.L.$$

$$B = 0.24 \text{ m} + 0.001 \text{ m}$$

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

Se adopta un ancho del canal de aducción.

$$B \approx 0.24 \text{ m}$$

#### 12.4.4.2 Longitud de la rejilla y el número de espacios.

Se adopta velocidad entre los barrotes como 0.1 m/s, barrotes de 3/8" (0.0095 m) y separación entre ellos de 1 cm.

$$A_n = \frac{Q_{diseño}}{0.9V_b}$$

$$A_n = \frac{a \times B \times L}{a + b}$$

Dónde:

$A_n$ : Área neta.

$V_b$ = Velocidad entre los barrotes (0.1 m/s).

a: Separación entre barrotes (1 cm).

b: Diámetro barrotes.

B: Ancho del canal de aducción.

L: Longitud de la rejilla.

$$A_n = \frac{0.01095 \text{ m}^3/s}{0.9 \times 0.1 \text{ m/s}}$$

$$A_n = 0.12 \text{ m}^2$$

$$0.12 = \frac{a \times B \times L}{a + b}$$

$$0.12 \text{ m}^2 = \frac{0.01 \text{ m} \times 0.24 \text{ m} \times L}{0.01 \text{ m} + 0.0095 \text{ m}}$$

$$0.12 \text{ m}^2 = \frac{0.0024 \text{ m}^2 \times L}{0.0195 \text{ m}}$$

$$L = 0.98 \text{ m}$$

Se adopta una rejilla de longitud 0.80 m para el diseño.

Se selecciona un ángulo de inclinación de la rejilla de 20% de pendiente.

$$A_n = \frac{a}{a + b} \times B \times L$$

$$A_n = \frac{0.01 \text{ m}}{0.01 \text{ m} + 0.0095 \text{ m}} \times 0.24 \text{ m} \times 0.80 \text{ m}$$

$$A_n = 0.098 \text{ m}^2$$

El número de espacios (N) es de:

$$N = \frac{A_n}{a \times B}$$

$$N = \frac{0.098 \text{ m}^2}{0.01 \text{ m} \times 0.24 \text{ m}}$$

$$N = 40 \text{ Espacios}$$

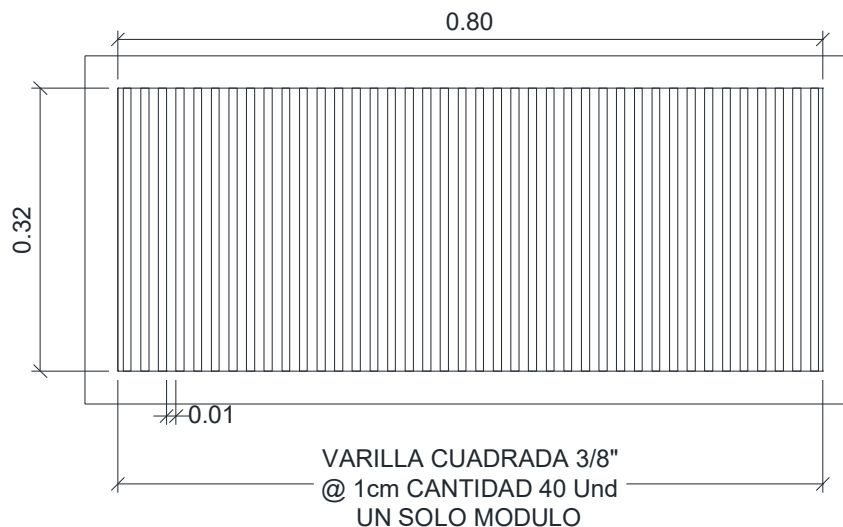


**Figura 13.13. Longitud de las varillas de captación Los Chorros 1**

Para un total de 41 varillas.

Con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales.

$$A_n = 0.01 \times 0.24 \times 41 = 0.0984 \text{ m}^2$$

La velocidad entre los barrotes queda:

$$V_b = \frac{Q_{diseño}}{0.9 A_n}$$

$$V_b = \frac{0.01095 \text{ m}^3/\text{s}}{0.9 \times 0.0984 \text{ m}^2}$$

$$V_b = 0.123 \text{ m/s}$$

$$V_b \approx 0.1 \text{ m/s}$$

Se chequea la longitud de la rejilla:

$$L_r = \frac{A_{Neta}(a + b)}{a \times B}$$

$$L_r = \frac{0.098 \text{ m}^2 (0.01 \text{ m} + 0.0095 \text{ m})}{0.01 \text{ m} \times 0.24 \text{ m}}$$

$$L_r = 0.80 \text{ m}$$

La capacidad media de captación entonces será:

$$Q = C_d \times A_n (2 \times g \times H_{diseño})^{0.5}$$

Donde:

$C_d$ : Coeficiente de descarga 0.4

$$Q = 0.4 \times 0.0984 \text{ m}^2 [2 \times (9.81 \text{ m/s}^2) \times 0.024 \text{ m}]^{0.5} \times 1000$$

$$Q = 27.00 \text{ l/s}$$



Para garantizar que la rejilla sea auto limpiante se instalará con una pendiente del 20%, en sentido del flujo de la quebrada.

#### 12.4.4.3 Pérdidas menores de la rejilla.

Las perdidas menores de la rejilla dependen de la sección transversal de las barras y la carga de velocidad.

Para calcularlas debe utilizarse la siguiente ecuación:

$$h = \frac{K \times V_b^2}{2g}$$

Donde K debe calcularse con la siguiente ecuación:

$$K = \beta \left( \frac{S}{b} \right)^{1.33} \times \text{sen } \alpha$$

$\beta$  = Coeficiente en función de la forma de las barras

S = Espesor de las barras

b = Distancia libre entre barras

$\alpha$  = Angulo con respecto a la horizontal de las rejillas

$$K = 1.79 \left( \frac{0.0095}{0.01} \right)^{1.33} \times \text{sen } 11^\circ$$

$$K = 0.32$$

$$h = \frac{0.32 \times 0.1^2}{2 \times 9.81}$$

$$h = 0.00016m$$

El cálculo de las perdidas en las rejillas nos arroja una caída piezométrica despreciable por lo cual no se tendrá en cuenta para los diseños de la bocatoma.

#### 12.4.4.4 Niveles en el canal de aducción.

A continuación, en la Figura 13.4 se presenta un esquema donde se pueden apreciar las dimensiones necesarias para la conformación del canal de aducción.

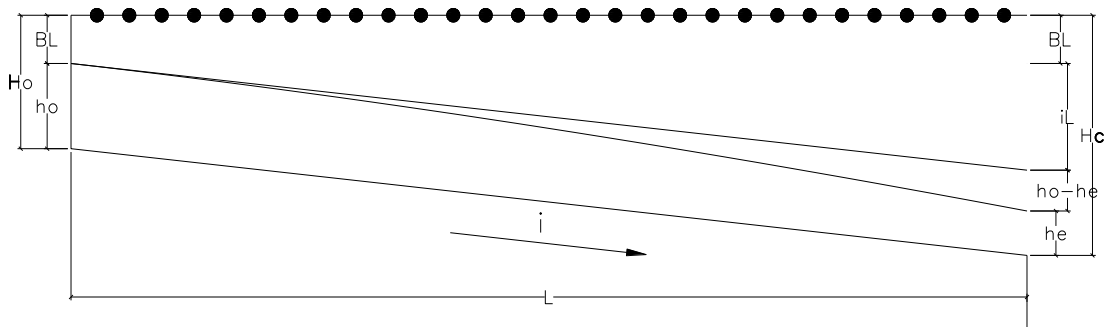


**Figura 13.14. Esquema del canal de aducción de la bocatoma.**

Para determinar el nivel aguas abajo del canal de aducción se utiliza la siguiente expresión:

$$h_e = \left[ \frac{(Q_{\text{diseño}}^2)}{g \times B^2} \right]^{1/3}$$

Dónde:

$h_e$ : Nivel aguas abajo del canal de aducción (m)

$Q$ : Caudal que se capta ( $\text{m}^3/\text{seg}$ )

$g$ : Aceleración de la gravedad

$B$ : Ancho del canal de aducción

$$h_e = \left[ \frac{(0.01095)^2}{9.81 \times 0.24^2} \right]^{1/3}$$

$$h_e = 0.059\text{m}$$

Para determinar el nivel aguas arriba del canal de aducción se utiliza la siguiente expresión:

$$h_o = \left[ 2 \times h_e^2 + \left( h_e - \frac{i \times L_c}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} i L_c$$

Dónde:

$h_o$ : Nivel aguas arriba del canal de aducción (m)

$i$ : Pendiente del canal (4%)

$L_c$ : Longitud del canal de aducción (0.80 m)

$h_e$ : Nivel aguas abajo del canal de aducción (m)

$$h_o = \left[ 2 \times 0.059^2 + \left( 0.059 - \frac{0.04 \times 0.80}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} \times 0.04 \times 0.80$$

$$h_o = 0.044 m$$

La altura total del canal de aducción aguas arriba ( $H_o$ ) es:

$$H_o = h_o + B.L.$$

$$H_o = 0.044 m + 0.126 m$$

$$H_o = 0.17 m$$

La altura total del canal de aducción aguas abajo ( $H_c$ ) es:

$$H_c = h_e + (h_o - h_e) + i \times L_c + B.L.$$

$$H_c = 0.059 + (0.044 - 0.059) + 0.04 \times 0.80 + 0.126 m$$

$$H_c = 1.01 m$$

#### 12.4.5 Diseño de la caja de derivación.

La velocidad del agua al final del canal de aducción será:

$$V = \frac{Q_{diseño}}{B \times h_e}$$

$$V = \frac{0.01095 m^3/s}{0.24 m \times 0.059 m}$$

$$V = 0.773 \text{ m/s}$$

Cumple con los parámetros de diseño los cuales establecen que esta velocidad debe ser mayor de 0.3 m/s y menor que 3 m/s.

Para definir el ancho de la caja de derivación se calcula la separación entre el final del canal y la lámina del chorro de agua que descarga en esta caja, (Ver Figura 13.5).

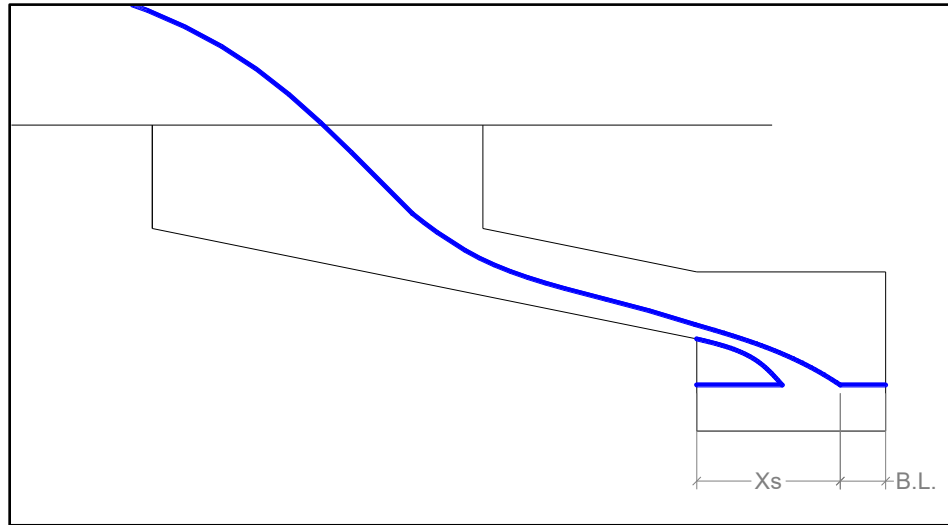


**Figura 13.15. Esquema de la conformación de la caja de derivación.**

$$X_s = 0.36 \times V^{2/3} + 0.60 \times (h_e)^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 \times 0.773^{2/3} + 0.60 \times (0.059)^{4/7}$$

$$X_s = 0.27 \text{ m}$$

Se calcula el ancho de la cámara de derivación ( $B_{CD}$ ).

$$B_{CD} = X_s + B.L.$$

$$B_{CD} = 0.27 \text{ m} + 0.83 \text{ m}$$

$$B_{CD} = 1.10 \text{ m}$$

#### 12.4.6 Diseño del vertedero excesos de la caja de derivación.

Se calcula el caudal de excesos:

$$Q_{Excesos} = Q_{Captado\ caudal\ medio} - Q_{Diseño}$$

$$Q_{Excesos} = 0.01793 m^3/s - 0.01095 m^3/s$$

$$Q_{Excesos} = 0.007 m^3/s$$

Se calcula la lámina sobre el vertedero de longitud igual a 1.0 m:

$$H_{diseño} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{diseño} = \left( \frac{0.008}{1.84 \times 1.0} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{diseño} = 0.027 m$$

#### 12.4.7 Caja del vertedero de exceso

Se calcula la velocidad del agua sobre la cresta del vertedero de exceso.

Es necesario conocer la velocidad del agua sobre el vertedero

$$V_{Vertedero} = \frac{Q_{Excesos}}{B_{Vertedero} \times H_{Vertedero}}$$

$$V_{Vertedero} = \frac{0.008}{1.0 \times 0.027}$$

$$V_{Vertedero} = 0.30 m/s$$

Se calcula el alcance del chorro del agua sobre la cresta del vertedero de exceso, (Ver Figura 13.6).

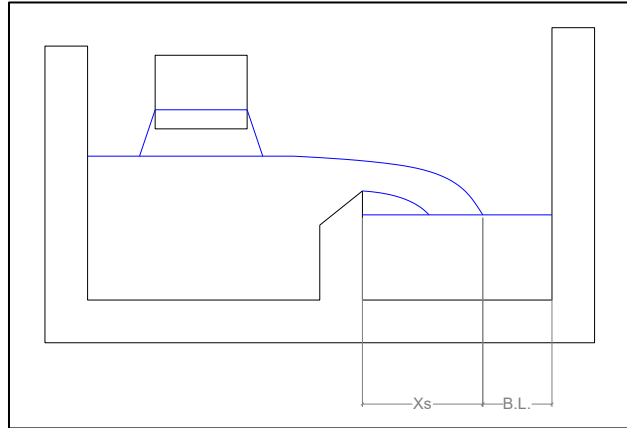


**Figura 13.16. Esquema de la conformación del vertedero de excesos de la caja de derivación.**

$$X_s = 0.36 \times V_{vert}^{2/3} + 0.60 \times (h_{vert})^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 \times 0.30^{2/3} + 0.60 \times (0.027)^{4/7}$$

$$X_s = 0.236 \text{ m}$$

Se calcula el ancho de la cámara de manejo de excesos ( $B_{CE}$ ).

$$B_{CE} = X_s + B.L.$$

$$B_{CE} = 0.24 \text{ m} + 0.56 \text{ m}$$

$$B_{CE} = 0.80 \text{ m}$$

#### 12.4.8 Cálculo de la altura de los muros laterales de protección.

Tomando el caudal máximo del río  $6.00 \text{ m}^3/\text{seg}$  se calcula la altura de los muros de contención.

$$H_{\text{máximo}} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{2/3}$$

$$H_{\text{máximo}} = \left( \frac{6.00}{1.84 \times 1.57} \right)^{2/3}$$

$$H_{m\acute{a}ximo} = 1.627 \text{ m}$$

$$H_{muros} = H_{m\acute{a}ximo} + B.L.$$

$$H_{muros} = 1.63 \text{ m} + 0.09 \text{ m}$$

$$H_{muros} = 1.72 \text{ m}$$



## 12.5 DISEÑO DE LA ADUCCIÓN ENTRE BOCATOMA Y DESARENADOR.

### 12.5.1 Diseño geométrico.

La aducción entre la bocatoma y el desarenador tiene una longitud de 254 metros, en esta aducción existen 6 viaductos los cuales se reemplazan por cercha metálica, la instalación de la tubería se proyecta en zanja.

Esta tubería para la aducción entre la bocatoma y el desarenador se proyecta en tubería PEAD PN 10 con diámetro nominal de 160mm. En la Figura 13.17 presenta la localización del sistema de aducción entre bocatoma y desarenador proyectada.

En el Plano DS – ADU – 01 se presenta el trazado en planta y perfil de esta aducción

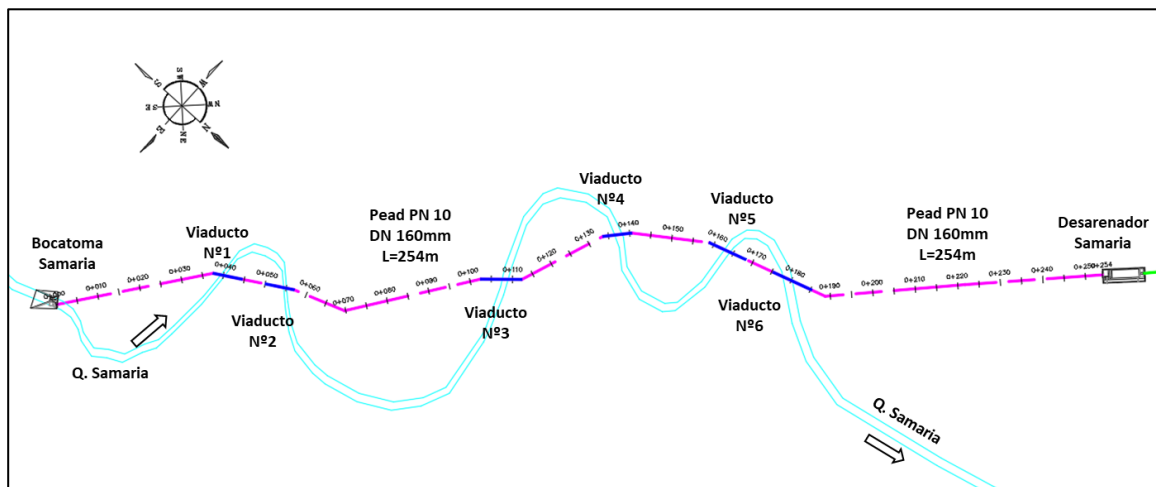


Figura 13.17. Diseño geométrico de la aducción.

### 12.5.2 Diseño hidráulico.

La simulación hidráulica de la red, se realizó empleando el software EPANET, el cual permite obtener resultados numéricos y gráficos para diferentes períodos de tiempo, rangos de presión, caudales y velocidades.

Para alimentar el modelo se utilizó la topografía realizada para el proyecto e implantación de cada una de las estructuras de bocatoma y desarenador, el caudal corresponde al caudal Máximo Diario proyectado el cual corresponde a 5.90 L/s

Para un análisis de la selección del diámetro óptimo de la tubería de conducción se procede a realizar la simulación con diámetros comerciales cercanos a Ø 6”.

Como se expresó en el análisis de alternativas, el material a seleccionar es Polietileno de Alta Densidad (PEAD)

A continuación, se presenta los diámetros disponibles en el tipo de material de la tubería de conducción proyectada.

- Material=PEAD PN 10.

Diámetro N°1

- Diámetro Nominal= 160mm
- Diámetro interno= 141mm
- **Aducción Samaria entre Bocatoma a desarenador:**
  - Caudal Máximo Diario (QMD)= 5.90 L/s
  - Nivel de lámina de agua desarenador = 2113 m.s.n.m
  - Nivel de lámina de agua desarenador = 2102.40 m.s.n.m
  - Diferencia de altura=10.60m.

En la Figura 13.18 se presentan los resultados de la presión en la red de aducción y el mapa de isolíneas para el diámetro seleccionado (DN=160mm).

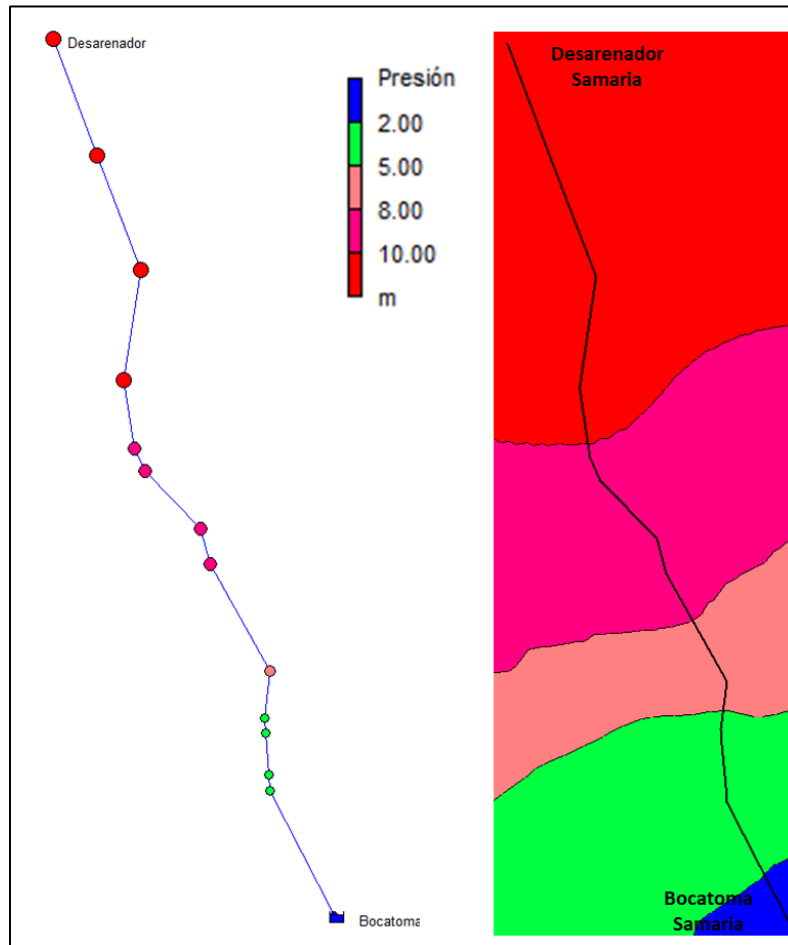


**Figura 13.18. Presiones en la aducción Bocatoma a desarenador Samaria.**

Como se puede observar en la figura anterior y los resultados de la optimización, el sistema de aducción presenta presiones hasta 10 m.c.a a la entrada del desarenador, por lo tanto, se puede garantizar el óptimo funcionamiento de la red.

Los resultados de esta modelación hidráulica se presentan en el ANEXO E.

## 12.6 DISEÑO DE LA OPTIMIZACIÓN DE LOS DESARENADOR EXISTENTES.

### 12.6.1 Obras proyectadas para la optimización del desarenador

Con el chequeo hidráulico de los desarenadores se puede concluir, que las estructura cumplen con todos los parámetros de diseño, según lo establecido por la norma RAS 2017, Resolución 0330 del MVCT, Artículo 55 "Requisitos mínimos de diseño para desarenadores". Sin embargo, se presentan las adecuaciones proyectadas para los desarenadores Samaria y Los Chorros con el fin de optimizar la operación y extender su vida útil.

- **Impermeabilización interna de todas las paredes.**

Debido a los altos requerimientos estructurales para este tipo de componentes, es imperante garantizar la vida útil del tanque y la integralidad de la estructura de almacenamiento. El estado de los muros laterales es aceptable pues no hay evidencia de fisuras o fugas de agua en los sitios vecinos del desarenador. Uno de los objetivos es evitar el contacto directo del líquido contenido con las paredes del tanque, de esta manera el concreto estará menos expuesto a agentes externos y en consecuencia se garantiza la conservación del refuerzo estructural, el procedimiento de impermeabilización interna se encuentra disponible en el Anexo H "*Especificaciones técnicas*".

- **Cambio de válvulas de entradas**

Con el fin de optimizar las válvulas de entrada que se encuentran en mal estado en el desarenador Samaria se proyecta reemplazarlas.

En la Figura 13.19 se presenta la conformación en perfil de las obras proyectadas para la adecuación del desarenador Samaria, en el plano DS-ACU\_DES-01 se presenta en planta y perfil las obras proyectadas para la adecuación del desarenador.

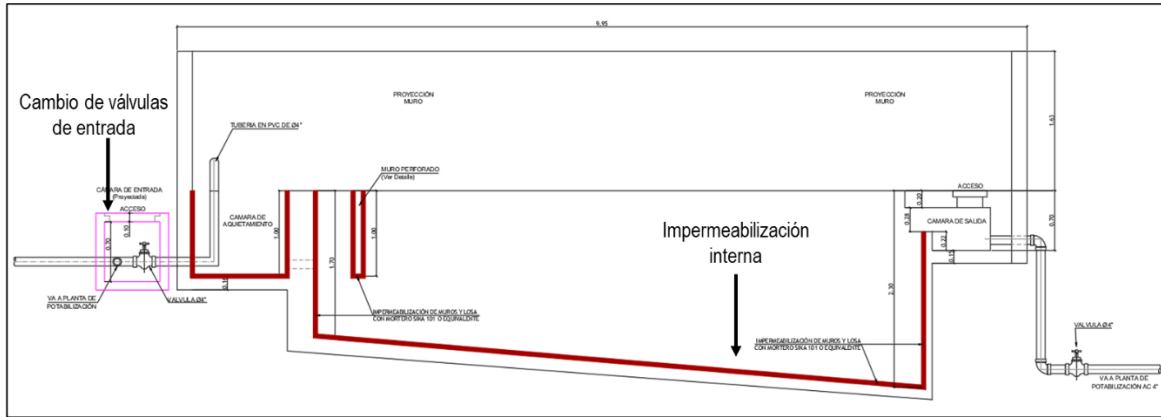


**Figura 13.19. Obras de adecuación en el desarenador Samaria**

En la Figura 13.20 se presenta la conformación en perfil de las obras proyectadas para la adecuación del desarenador Los Chorros, en el plano DS-ACU\_DES-02 se presenta en planta y perfil las obras proyectadas para la adecuación del desarenador.

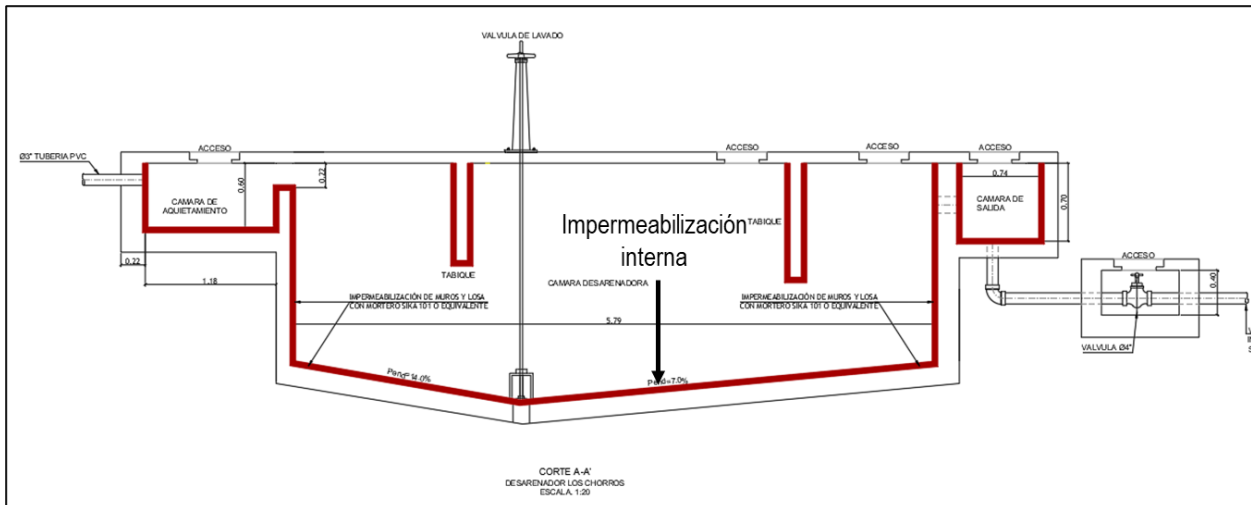


**Figura 13.20. Obras de adecuación en el desarenador Los Chorros**

## **12.7 DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ADUCCIÓN DE AGUA CRUDA ENTRE DESARENADOR A PTAP**

### **12.7.1 Trazado geométrico.**

#### **12.7.1.1 Aducción entre desarenador Samaria a PTAP**

De acuerdo al diagnóstico y el análisis de alternativas se proyecta reemplazar toda la aducción por tubería de Polietileno de Alta Densidad (PEAD).

Con la finalidad evitar la adquisición de nuevos predios se proyecta el trazado de la red conducción por el mismo alineamiento de la aducción existente a excepción.

De acuerdo al diagnóstico la aducción de Samaria se debe independizar de la aducción Los Chorros, por lo cual se proyecta la aducción solamente para el caudal proveniente del sistema de Samaria

#### **12.7.1.2 Aducción entre desarenador Los Chorros a PTAP**

Esta adicción cuenta con tubería PVC Ø 3" instalada hasta el punto de empalme con la aducción proveniente de Samaria, y continua en una sola tubería hasta la Planta de Tratamiento, la cual se proyecta independizar totalmente y llevar la aducción hasta la Planta de Tratamiento, esta independización de los sistemas en debido a la diferencia de presiones que de los dos sistemas.

Por lo anterior se proyecta conservar la tubería existente en PVC Ø 3 con una extensión de 483 metros.

De acuerdo al diagnóstico y el análisis de alternativas se proyecta una nueva aducción desde el tramo de empalme hasta la PTAP en tubería de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) con una extensión de 1306 metros.

En la Figura 13.21 se presenta la localización del sistema de aducción y los tramos antes mencionados de agua cruda proyectado para prestar el servicio al área urbana del Municipio de Guática.

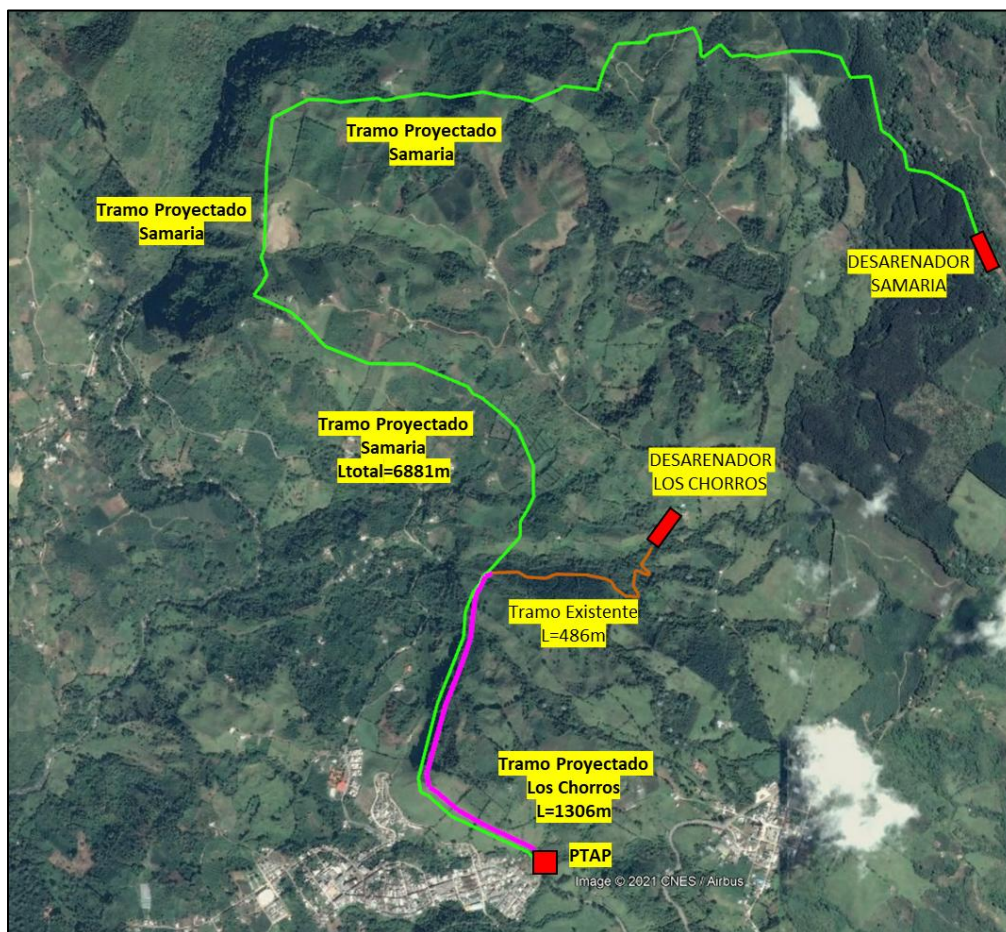


**Figura 13.21. Localización general del sistema de aducción proyectado**

En el Cuadro 13.1 se presenta el resumen de los tramos existentes y los tramos proyectados para el sistema de aducción de agua cruda comprendidos entre el desarenador y la PTAP.

**Cuadro 13.1. Resumen de tramos del sistema de aducción**

| ADUCCIÓN    | ABSCISA         | LONGITUD<br>m | ESTADO     |
|-------------|-----------------|---------------|------------|
| SAMARIA     | K0+000 a K6+881 | 6881          | PROYECTADO |
| LOS CHORROS | K0+000 A K0+286 | 483           | EXISTENTE  |
|             | K0+286 A K1+783 | 1300          | PROYECTADO |

La localización y los detalles constructivos se presentan en los planos DS-ADU-02 a DS-ADU-08



### 12.7.2 Simulación Hidráulica de las aducciones.

La simulación hidráulica de la red, se realizó empleando el software EPANET, el cual permite obtener resultados numéricos y gráficos para diferentes períodos de tiempo, rangos de presión, caudales y velocidades.

Para alimentar el modelo se utilizó la topografía realizada para el proyecto e implantación de cada una de las estructuras de desarenador y la PTAP, el caudal corresponde al caudal Máximo Diario proyectado de acuerdo a la aducción correspondiente.

Para un análisis de la selección del diámetro óptimo de la tubería de conducción se procede a realizar la simulación con diámetros comerciales cercanos a Ø 4".

Como se expresó en el análisis de alternativas, el material a seleccionar es Polietileno de Alta Densidad (PEAD)

A continuación, se presenta los diámetros disponibles en el tipo de material de la tubería de conducción proyectada.

- Material=PEAD PN 10.

Diámetro N°1

- Diámetro Nominal= 110mm
- Diámetro interno= 96.80mm

- Material=PEAD PN 16.

Diámetro N°2

- Diámetro Nominal= 110mm
- Diámetro interno= 90.00mm

Diámetro N°3 (Existente)

- Material PVC RDE 21
- Diámetro Nominal= Ø 3"
- Diámetro interno= 80.42mm

A continuación, se presentan las condiciones establecidas en la simulación:

### Aducción Samaria:

Caudal Máximo Diario (QMD)= 5.90 L/s  
Nivel de lámina de agua desarenador = 2102.40 m.s.n.m  
Nivel cámara de aquietamiento PTAP = 1946.30 m.s.n.m  
Diferencia de altura=156.10m.

### Aducción Los Chorros:

Caudal Máximo Diario (QMD)= 9.82 L/s  
Nivel de lámina de agua desarenador = 2014 m.s.n.m  
Nivel cámara de aquietamiento PTAP = 1946.30 m.s.n.m  
Diferencia de altura= 67.70m.

#### 12.7.2.1 Simulación aducción Samaria

En la Figura 13.22 se presentan los resultados de la presión en la red de aducción para los diámetros seleccionados (DN=110mm).

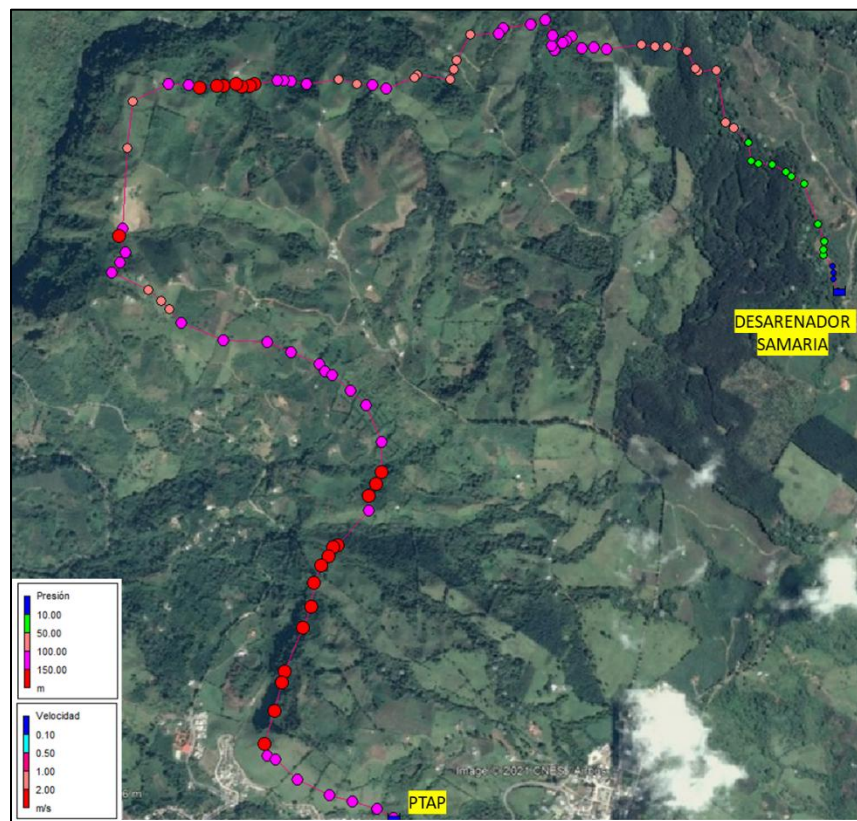


Figura 13.22. Presiones en la aducción Samaria optimizada.

Como se puede observar en la figura anterior y los resultados de la optimización, el sistema de aducción presenta altas presiones en la red las cuales son superiores a 180 m.c.a en los mismos tramos relacionados en el diagnóstico, superando la presión de servicio de la tubería de PEAD PN 16, por lo anterior se deben instalar válvulas reguladoras de presión de acuerdo en puntos estratégicos.

Los resultados de esta modelación hidráulica se presentan en el ANEXO E.

### **12.7.2.2 Selección de la válvula de regulación de presión (ERP)**

De acuerdo a la simulación hidráulica y al análisis de presiones de la red de aducción se decide instalar dos válvulas de regulación de presión en las abscisas K0+973 y K4+222.

A continuación, se realiza el análisis por cavitación de la válvula reductora de presión especialmente por cavitación, que es un fenómeno físico, mediante el cual un líquido en determinadas condiciones, pasa a estado gaseoso debido a diferencias de presión y unos instantes después pasa nuevamente a estado líquido dando paso en ocasiones a la formación de burbujas que al pasar nuevamente a zonas de mayor presión implosionan súbitamente, llegando incluso a averiar tuberías y equipos.

En la Figura 13.23 se presenta la gráfica para los estados de cavitación para los rangos de entrada y salida de presión.

#### **Datos de entrada:**

Estación de regulación de presión ERP N°1

Abscisa: K0+973

Presión de entrada: 53 m.c.a (150 psi)

Presión de salida: 20 m.c.a (49 psi)

Estación de regulación de presión ERP N°2

Abscisa: K4+222

Presión de entrada: 51 m.c.a (150 psi)

Presión de salida: 15 m.c.a (49 psi)

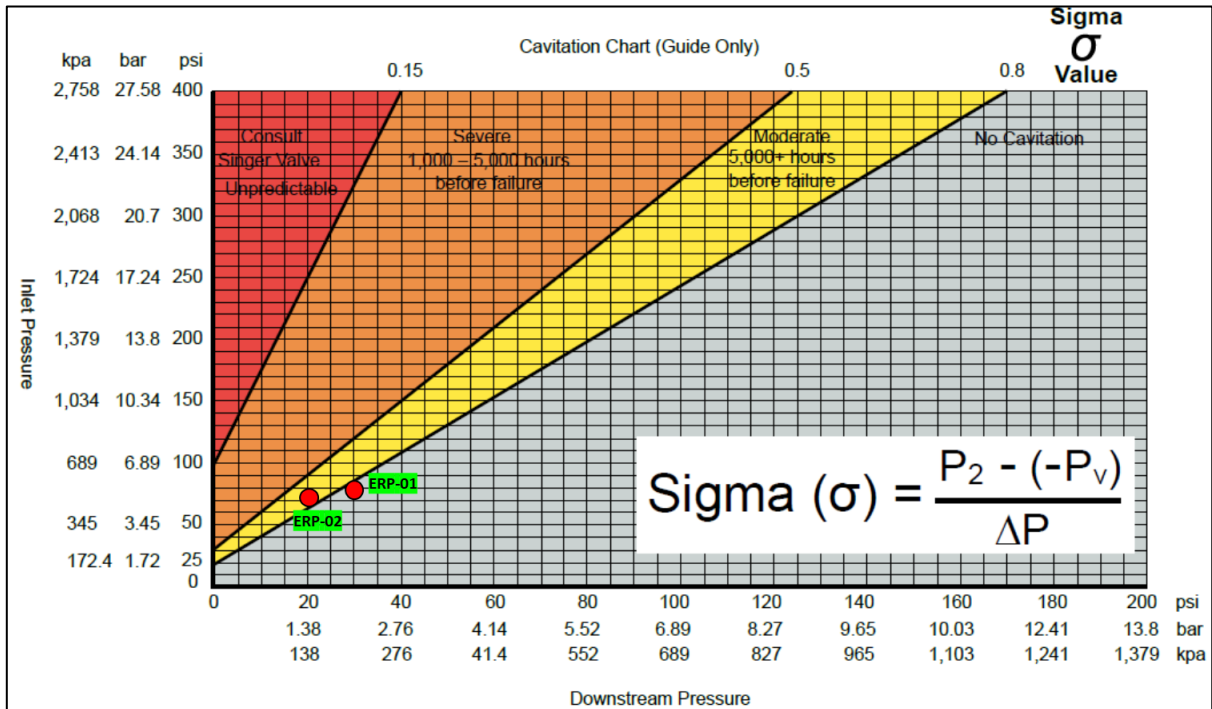


**Figura 13.23. Estados de cavitación (Fuente: Catalogo Singer)**

De la figura anterior se concluye que la válvula N°2 se encuentra en la zona de cavitación moderada, por lo cual se debe instalar con un sistema de anti cavitación incorporada, y los detalles constructivos de la estación de regulación de presión se pueden observan en los planos DS-ADU-08.

Las válvulas reductoras de presión seleccionadas deben contar con los siguientes parámetros mínimos para su óptimo funcionamiento:

Diámetro Nominal= 50mm (2")  
Caudal Máximo continuo= 13 L/s

A continuación, se procede a realizar la simulación hidráulica con las estaciones de regulación, en la Figura 13.24 se presenta el análisis de presiones en la red con el sistema de regulación de presión.



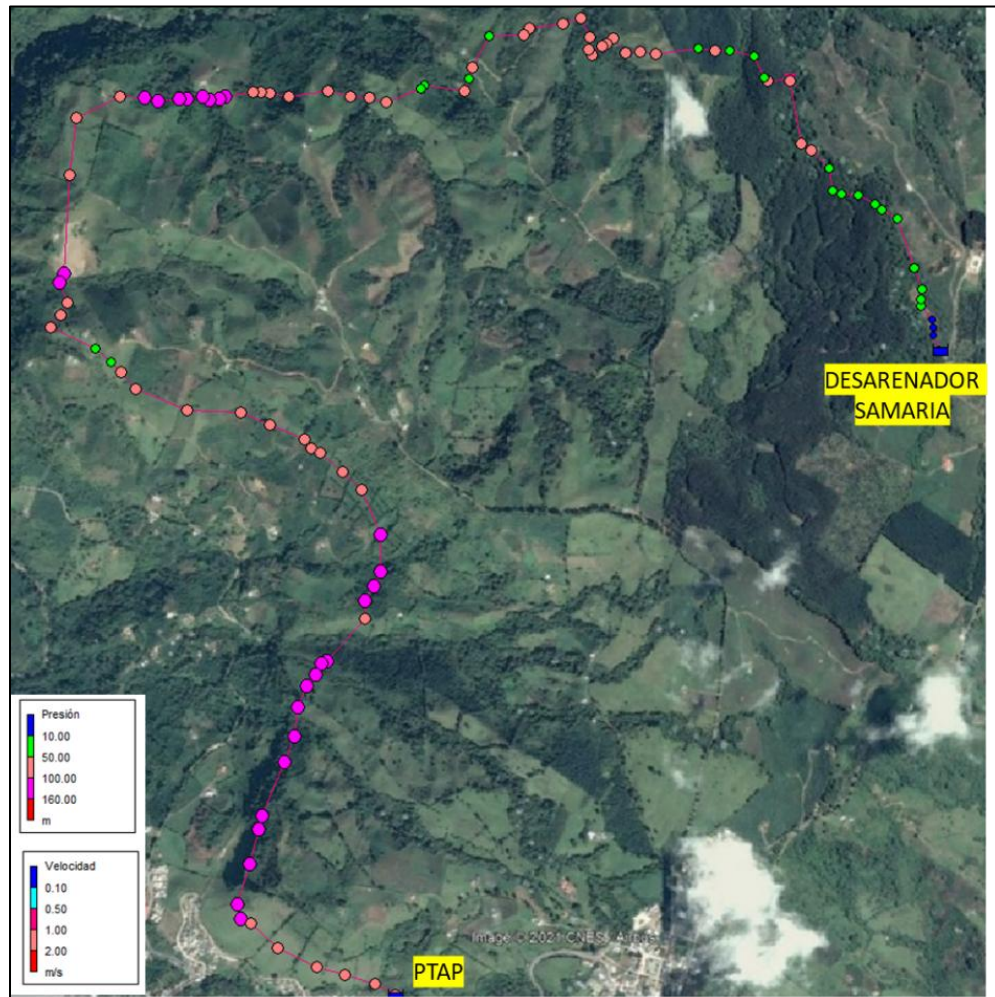


**Figura 13.24. Presiones en la aducción Samaria con sistema de regulación**

Como se puede observar las máximas presiones se presentan en los tramos localizadas entre las abscisas K2+830 a K3+210 alcanzando hasta 153 m.c.a y en el tramo K3+700 a K3+880 alcanzado presiones hasta 130 m.c.a.

Con los resultados de la simulación anterior se seleccionan la clase de tubería de PEAD de la red proyectada de acuerdo a las presiones que se presentan en cada sector, en el Cuadro 13.2 se presentan los tramos a optimizar con su respectivo diámetro y material. Los resultados de esta modelación hidráulica se presentan en el ANEXO E.

**Cuadro 13.2. Tramos de optimización de la aducción Samaria**

| TRAMO ID | ABSCISA         | LONGITUD m | TUBERÍA             | DIÁMETRO INTERNO (mm) |
|----------|-----------------|------------|---------------------|-----------------------|
| 1        | K0+000 a K2+830 | 2830       | PEAD PN 10 DN 110mm | 96.80                 |
| 2        | K2+830 a K3+210 | 380        | PEAD PN 16 DN 110mm | 90.00                 |
| 3        | K3+210 a K3+700 | 490        | PEAD PN 10 DN 110mm | 96.80                 |
| 4        | K3+700 a K3+880 | 180        | PEAD PN 16 DN 110mm | 90.00                 |
| 5        | K3+880 a K6+881 | 3001       | PEAD PN 10 DN 110mm | 96.80                 |

### 12.7.2.3 Simulación aducción Los Chorros

En la Figura 13.25 se presentan los resultados de la presión en la red de aducción del tramo existente en PVC Ø 3” y el tramo proyectado con los diámetros seleccionados (DN=110mm).

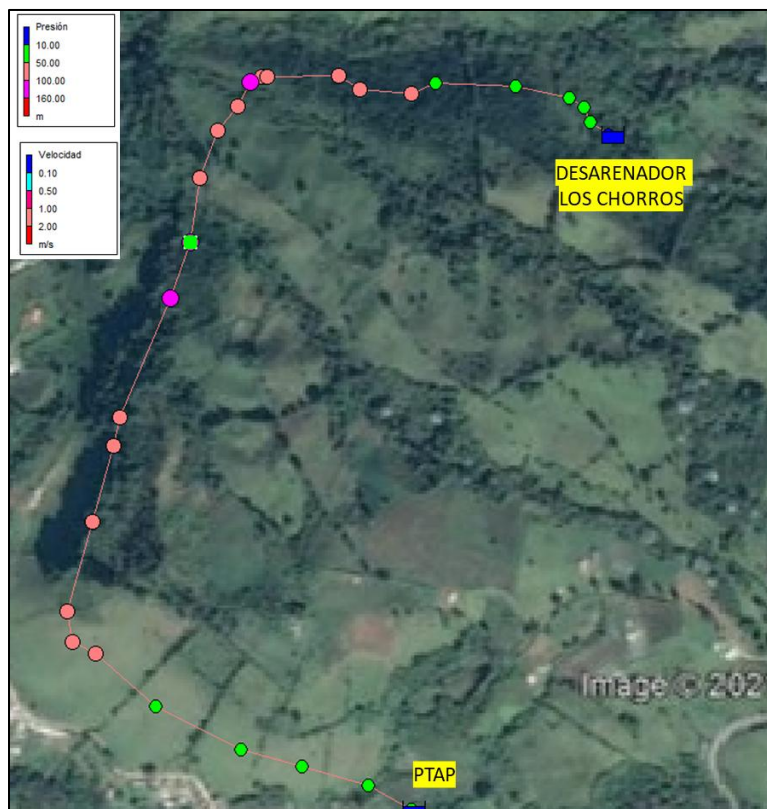


**Figura 13.25. Presiones en la aducción Los Chorros optimizada.**

Como se puede observar en la figura anterior y los resultados de la optimización, el sistema de aducción presenta presiones adecuadas en la red por lo anterior se concluye que la tubería seleccionada PEAD PN 10 DN 110mm cumple con los parámetros de diseño.

Con los resultados de la simulación anterior se seleccionan la clase de tubería de PEAD de la red proyectada de acuerdo a las presiones que se presentan en cada sector, en el Cuadro 13.3 se presentan los tramos a optimizar con su respectivo diámetro y material. Los resultados de esta modelación hidráulica se presentan en el ANEXO E.

**Cuadro 13.3. Tramos de optimización de la aducción Los Chorros**

| TRAMO ID | ABSCISA         | LONGITUD m | TUBERÍA                | DIÁMETRO INTERNO (mm) |
|----------|-----------------|------------|------------------------|-----------------------|
| 1        | K0+000 a K0+486 | 483        | PVC-RDE 21 (EXISTENTE) | 80.42                 |
| 2        | K0+483 a K1+783 | 1300       | PEAD PN 10 DN 110mm    | 96.80                 |

### 12.7.3 Análisis de transitorios (golpe de ariete)

Para el análisis de transitorios se hace uso del software de uso libre ALLIEVI que es un paquete informático cuyo objetivo es simular y/o analizar los efectos transitorios en un sistema hidráulico a presión, partiendo desde una condición de operación permanente que sufre una variación que puede ser a causa del cierre u operación de una válvula pasando a un régimen transitorio que puede considerar sobrepresiones, intercambios de energía cinética a energía de presión, y de ésta a energía cinética, con las consiguientes oscilaciones de caudal, velocidad y presión en el interior de las conducciones.

Son esos valores de sobrepresiones los que pueden llegar a romper las conducciones si no se dispone la resistencia mecánica suficiente o de las protecciones adecuadas, a continuación, se hace un análisis del comportamiento de la conducción, la cual será analizada en dos tramos, los cuales están comprendidos así:

Aducción N°1 Desarenador Samaria a PTAP, bajo la condición de cierre probable de la válvula de entrada a la cámara.

Aducción N°2 Desarenador Los Chorros a PTAP, desde la cámara de quiebre Cominal hasta la PTAP existente, bajo la condición de cierre probable de la válvula de entrada a la PTAP.



La celeridad para cada tramo se calcula mediante la siguiente ecuación y el tipo de tubería:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{47.6 + C \frac{D}{e}}}$$

Dónde:

$\alpha$ : Celeridad de la onda de presión en la tubería.

C: Coeficiente del tipo de tubería.

D: Diámetro de la tubería.

e: Espesor de la pared del tubo.

Haciendo uso del programa ALLIEVI, el cual contempla las longitudes, cotas y características de las tuberías como son su diámetro y rugosidad, se determinaron las presiones máximas y mínimas que alcanza el sistema en el cambio de régimen permanente a transitorio durante el cierre de la válvula para cada tramo, como sigue:

A continuación, en el Cuadro 13.4 se presenta el comportamiento modulado para la válvula de cierre.

**Cuadro 13.4. Comportamiento de la válvula.**

| Instante (s) | Apertura (%) |
|--------------|--------------|
| 0            | 100          |
| 20           | 80           |
| 40           | 60           |
| 60           | 40           |
| 80           | 20           |
| 100          | 0            |
| 120          | 40           |
| 140          | 80           |
| 150          | 100          |

En la Figura 13.26 se presenta los datos gráficos arrojados por el programa (Desarenador Samaria a PTAP)

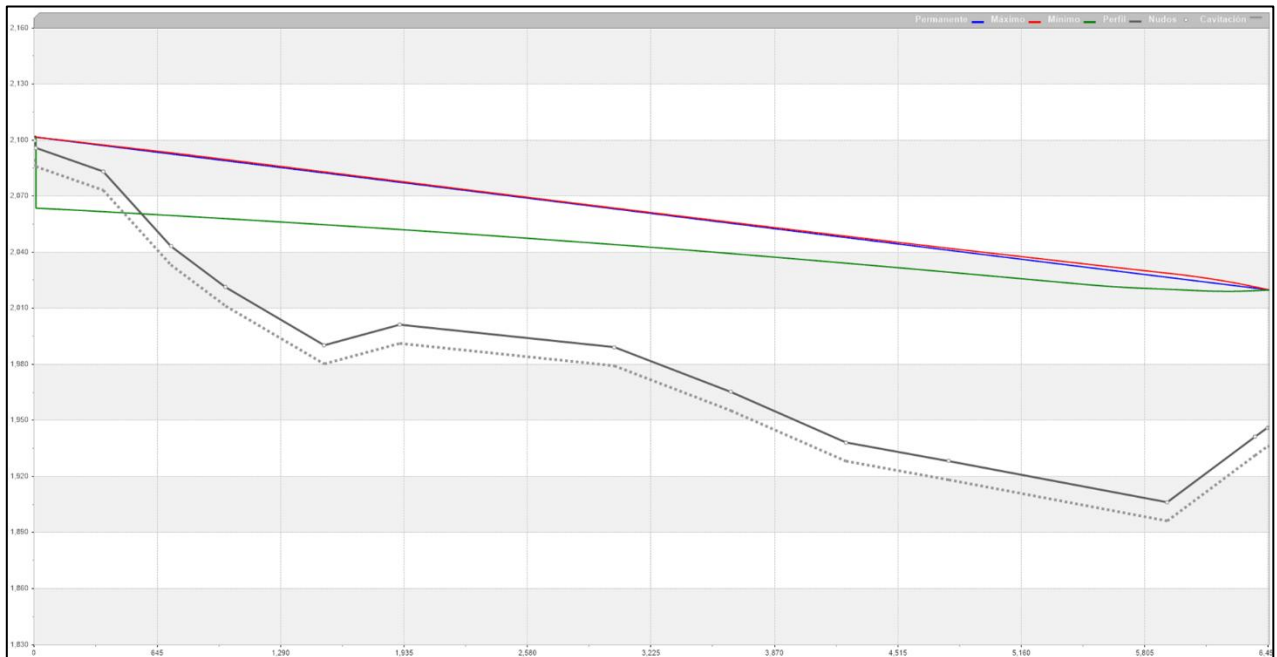


**Figura 13.26. Alturas de columna de agua alcanzadas por el cierre de la válvula aducción Samaria**

Las presiones máximas por golpe de ariete que se presentan son 183 m.c.a localizada en la abscisa K2+920 esta presión se presenta sobre la tubería de PEAD PN 16.por lo cual si alcanza hacer superada con la presencia de un golpe de ariete.

Teniendo en cuenta las propiedades elásticas del polietileno, una cantidad significativa de la oscilación de presión es absorbida por la expansión de la tubería y la máxima oscilación de presión ocasional no debe ser mayor que 2 veces la presión nominal de trabajo (PC) de la tubería que para PN 16 sería de 320 m.c.a. la cual es mayor que la presión calculada de 183 m.c.a.

En la Figura 13.27 se presentan los datos arrojados por el programa para la conducción Los chorros

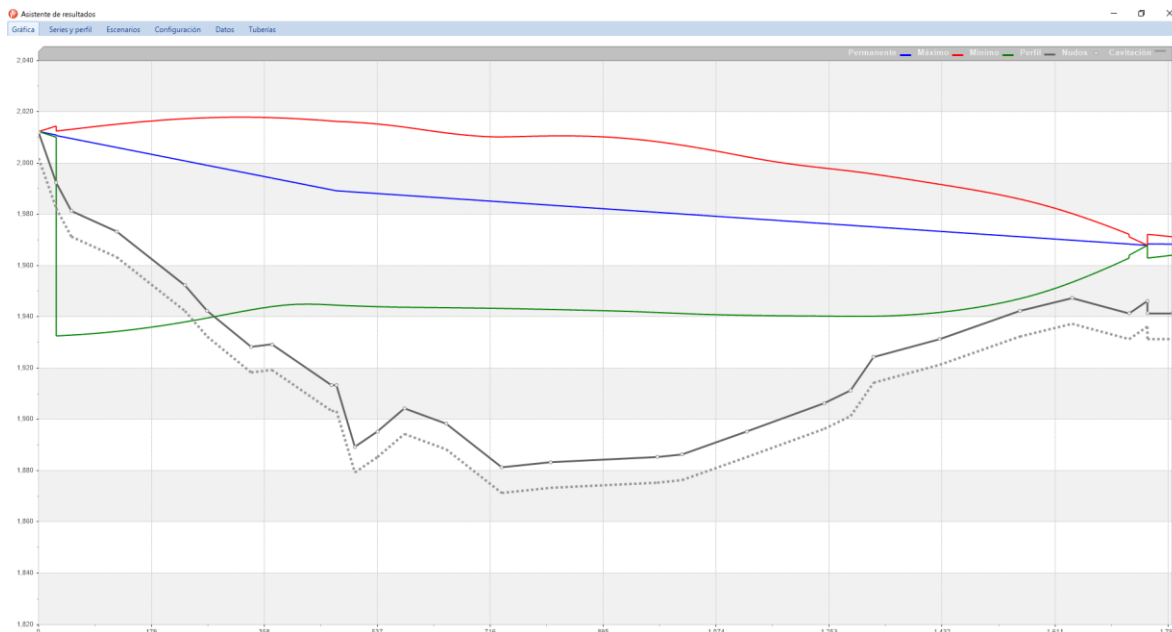


**Figura 13.27. Alturas de columna de agua alcanzadas por el cierre de la válvula aducción Los Chorros**

Las presiones máximas por golpe de ariete que se presentan son 150 m.c.a localizada en la abscisa K0+841 esta presión se presenta sobre la tubería de PEAD PN 10, por lo cual si alcanza hacer superada con la presencia de un golpe de ariete.

Teniendo en cuenta las propiedades elásticas del polietileno, una cantidad significativa de la oscilación de presión es absorbida por la expansión de la tubería y la máxima oscilación de presión ocasional no debe ser mayor que 2 veces la presión nominal de trabajo (PC) de la tubería que para PN 10 sería de 200 m.c.a. la cual es mayor que la presión calculada de 150 m.c.a.

\*

Teniendo en cuenta las propiedades elásticas del polietileno, una cantidad significativa de la oscilación de presión es absorbida por la expansión de la tubería. Esta elasticidad propia del material permite reducir la onda de choque y la disipación de la onda. Según AWWA C-906, un sistema operando por debajo de su presión de trabajo es capaz de soportar una oscilación de presión de acuerdo con lo siguiente:

1. Oscilación de presión recurrente: el total de la máxima presión de trabajo y la máxima presión de oscilación recurrente no deben de ser mayor que 1.5 veces la presión nominal de trabajo (PC) de la tubería que para PN 10 es de 150 m.c.a, PN 16 es de 240 m.c.a
2. Oscilación de presión ocasional: el total de la máxima presión de trabajo y la máxima oscilación de presión ocasional no debe ser mayor que 2 veces la presión nominal de

trabajo (PC) de la tubería que para PN 10 es de 200 m.c.a, PN 16 es de 320 m.c.a, estas presiones son mayores que la presiones calculadas . en el sector de alta presión.

## 12.7.4 Análisis y selección de válvulas ventosas

### 12.7.4.1 Introducción

Las válvulas ventosas son dispositivos que deben ser instalados en la tubería de servicio, con el objeto de regular la cantidad de aire libre existente en el interior de la misma. La presencia de cantidades de aire en una tubería, puede reducir la capacidad hidráulica provocando daños en la tubería. Un exceso de aire en el sistema, es la causa directa de la reducción de la capacidad de transporte.

Según el RAS 2017 Resolución 0330 de 8 junio. En el Artículo 66 *“Las líneas de conducción y distribución deben contar con válvulas ventosas. Éstas se ubicarán en los sitios altos de la red, en cambios bruscos de pendiente de positiva a negativa, 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”.*

### 12.7.4.2 Funcionamiento de las ventosas

Las ventosas son dispositivos automáticos que permiten el paso del aire desde la tubería a la atmósfera o de la atmósfera a la tubería (cuando se desocupa la tubería), según que la presión en esta sea superior o inferior a la presión atmosférica. Así pues, las ventosas tienen las siguientes funciones:

- ✓ Expulsar el aire del interior de la tubería o permitir que entre desde el exterior.
- ✓ Extraer el aire de las conducciones e impedir su entrada.
- ✓ Permitir la entrada de aire del exterior a las conducciones, pero evitar su expulsión.

### 12.7.4.3 Tipo de ventosas

- ✓ **Purgador o ventosa de pequeño orificio o de alta presión:**

Tienen un orificio de salida de aire de pequeño diámetro, no mayor de 12 mm. y su misión es evacuar las pequeñas burbujas que se liberan durante el normal funcionamiento de las tuberías, por lo tanto, evacuan pequeñas cantidades de aire a la presión de funcionamiento de la instalación. Aunque este tipo también permite la entrada del aire del exterior, lo hace en tan pequeñas cantidades que este efecto es despreciable (Ver Figura 13.28).

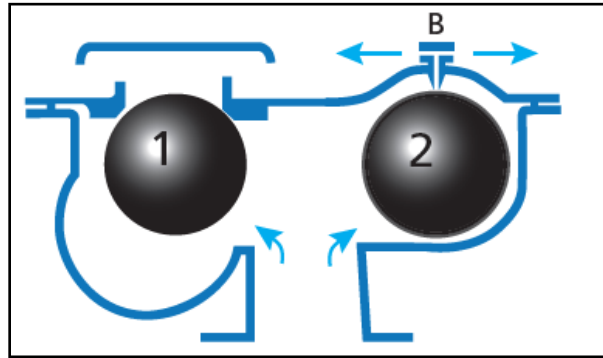


Figura 13.28. Esquema de funcionamiento de purgado de aire

✓ **Ventosa de gran orificio o de baja presión.**

Estas tienen un orificio de grandes dimensiones, de 25 a 400 mm. de diámetro, de manera que permite la salida de grandes cantidades de aire, cuando la instalación se llena y así mismo la entrada de grandes cantidades de aire, cuando las tuberías se vacían, voluntaria o accidentalmente debido a rotura de las mismas. Por tanto, estas ventosas se utilizan para el llenado y el vaciado de las conducciones. Para este caso el diámetro de entrada de aire el mismo diámetro nominal, (Ver Figura 13.29).

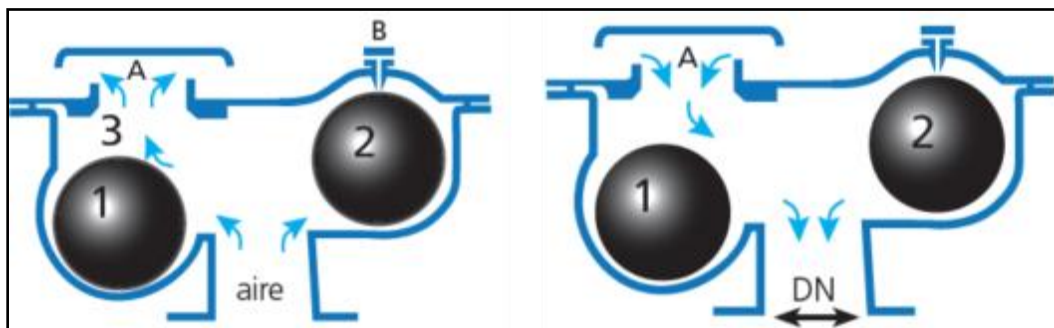


Figura 13.29. Esquema de funcionamiento de admisión y salida de aire

✓ **Ventosa trifuncional.**

También se llaman de doble propósito y es una combinación de las dos anteriores de manera que combina en un solo cuerpo o en dos cuerpos separados las funciones descritas para los dos tipos anteriores.

✓ **Cálculo del purgador.**

La cantidad de aire ( $Q_a$ ) que se liberara en una conducción que lleva un caudal  $Q$  (litros/seg.) a una temperatura  $T$  (°C) y la presión varía una cantidad  $\Delta p$

$$Q_a = CB \cdot Q \cdot \Delta p$$

$Q_a$ = Caudal de aire evacuado a la presión de servicio.

$Q$ = Caudal de transportado en la red

$\Delta p$ =Presión dinámica en punto de la ventosa

$CB$ = coeficiente de Bunsen ( $CB$ ) que se expresa en el Cuadro 13.5.

**Cuadro 13.5. Coeficiente de Bunsen.**

| °C | 0      | 5      | 10     | 15     | 20     | 25     | 30     |
|----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| CB | 0.0286 | 0.0252 | 0.0224 | 0.0201 | 0.0183 | 0.0167 | 0.0154 |

***Cálculo del diámetro del purgador.***

$$Q_a = V \cdot A$$

Donde:

$V$ = Velocidad del aire a través del orificio.

El aire se escapa según la ley de expansión adiabática reversible, que permite establecer la velocidad del aire a la entrada del orificio de 195 m/s (Tomado de Catalogo PAM SAINT GOBAIN)

$A$ = Área del orificio

$$Q_{aire} = \frac{195\pi(D_{Orificio})^2}{4}$$

**12.7.4.4 Cálculo de Ventosa de gran orificio o de baja presión.**

Si la velocidad de llenado es alta, el agua llegará a la ventosa produciendo un cierre rápido de la misma produciendo un golpe de ariete. Podemos calcular la velocidad de llenado necesaria para que la sobrepresión no sobrepase un valor determinado por la fórmula de Joukovsky:

$$\Delta P_a = \frac{cv}{g}$$

$\Delta p_a$ =Presión admisible (sobrepresión).

$C$ = Celeridad de la onda (m/s).

g= gravedad.

v= velocidad de llenado.

$$v = \frac{\Delta P a g}{c}$$

DN=Dorificio

$$Q = \frac{v\pi(DN)^2}{4}$$

FORMULA DE ALLIEVI.

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.30 + K \frac{D}{e}}}$$

Donde:

D= Diámetro interno de la tubería (m)

e= Espesor de la pared de la tubería (m)

K= Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del material de la tubería.

Teniendo en cuenta la funcionabilidad de las ventosas se elige una ventosa trifuncional o de triple efecto, las cuales son calculadas a continuación.

#### 12.7.4.5 Cálculo de las ventosas

Teniendo en cuenta que se va optimizar las aducciones de Samaria y Los Chorros y de acuerdo al perfil se proyectan las siguientes válvulas.

Datos de entrada 1:

|                                  |           |
|----------------------------------|-----------|
| Material de la tubería=          | PEAD      |
| Diámetro Nominal=                | 110.00 mm |
| Diámetro interno PEAD PN 10=     | 141.00 mm |
| Espesor de la tubería:           | 6.60 mm   |
| Caudal transportado Samaria=     | 5.90 l/s  |
| Velocidad Samaria=               | 0.80 m/s  |
| Caudal transportado Los Chorros= | 9.82 l/s  |



Velocidad Los Chorros= 1.33 m/s  
K (PEAD)= 111.11

En el Cuadro 13.6 se presenta información geométrica y propiedades hidráulicas en la conducción para este material:

**Cuadro 13.6. Información geométrica e hidráulica de las aducciones**

| LA ADUCCIÓN SAMARIA  |         |         |           |                              |
|----------------------|---------|---------|-----------|------------------------------|
| VENTOSA<br>N°        | ABSCISA | Presión | Velocidad | Longitud<br>del tramo<br>(m) |
|                      |         | mca     | m/s       |                              |
| 1                    | K0+538  | 15.60   | 0.802     | 550                          |
| 2                    | K1+119  | 37.60   | 0.802     | 1119                         |
| 3                    | K1+284  | 44.50   | 0.802     | 1284                         |
| 4                    | K1+742  | 64.60   | 0.802     | 1742                         |
| 5                    | K2+019  | 33.90   | 0.802     | 2019                         |
| 6                    | K2+311  | 25.00   | 0.802     | 2311                         |
| 7                    | K2+605  | 64.00   | 0.802     | 2605                         |
| 8                    | K2+830  | 88.70   | 0.802     | 2830                         |
| 9                    | K3+350  | 55.40   | 0.802     | 3350                         |
| 10                   | K4+180  | 44.10   | 0.802     | 4180                         |
| 11                   | K5+416  | 41.20   | 0.802     | 5416                         |
| 12                   | K5+674  | 74.60   | 0.802     | 5674                         |
| 13                   | K6+725  | 24.90   | 0.802     | 6725                         |
| ADUCCIÓN LOS CHORROS |         |         |           |                              |
| 1                    | K0+580  | 95.00   | 1.334     | 550                          |
| 2                    | K1+315  | 57.50   | 1.334     | 1315                         |
| 3                    | K1+630  | 25.50   | 1.334     | 1630                         |

Cálculo del diámetro del purgador y diámetro nominal de las ventosas se presenta en el Cuadro 13.7.

**Cuadro 13.7. Cálculo del diámetro del purgador y diámetro nominal de la ventosa**

| LA ADUCCIÓN SAMARIA  |         |                  |       |                         |                  |       |                         |                                           |       |                                |
|----------------------|---------|------------------|-------|-------------------------|------------------|-------|-------------------------|-------------------------------------------|-------|--------------------------------|
| VENTOSA<br>N°        | ABSCISA | Celeridad<br>"C" | T     | Sobrepresión<br>Allievi | Presión<br>Total |       | Velocidad<br>de llenado | Diámetro<br>Nominal<br>Ventosa (DN<br>mm) | Qaire | Diámetro del<br>Purgador<br>mm |
|                      |         | (m/s)            | s     | Δha (mca)               | mca              | bar   | m/s                     |                                           | m3/h  |                                |
| 1                    | K0+538  | 241.69           | 4.55  | 19.76                   | 35.36            | 3.49  | 1.44                    | 72.36                                     | 1.36  | 1.57                           |
| 2                    | K1+119  | 241.69           | 9.26  | 19.76                   | 57.36            | 5.66  | 2.33                    | 56.81                                     | 2.20  | 2.00                           |
| 3                    | K1+284  | 241.69           | 10.63 | 19.76                   | 64.26            | 6.34  | 2.61                    | 53.68                                     | 2.47  | 2.11                           |
| 4                    | K1+742  | 241.69           | 14.42 | 19.76                   | 84.36            | 8.33  | 3.42                    | 46.85                                     | 3.24  | 2.42                           |
| 5                    | K2+019  | 241.69           | 16.71 | 19.76                   | 53.66            | 5.30  | 2.18                    | 58.74                                     | 2.06  | 1.93                           |
| 6                    | K2+311  | 241.69           | 19.12 | 19.76                   | 44.76            | 4.42  | 1.82                    | 64.31                                     | 1.72  | 1.77                           |
| 7                    | K2+605  | 241.69           | 21.56 | 19.76                   | 83.76            | 8.27  | 3.40                    | 47.01                                     | 3.21  | 2.41                           |
| 8                    | K2+830  | 241.69           | 23.42 | 19.76                   | 108.46           | 10.70 | 4.40                    | 41.32                                     | 4.16  | 2.75                           |
| 9                    | K3+350  | 241.69           | 27.72 | 19.76                   | 75.16            | 7.42  | 3.05                    | 49.63                                     | 2.88  | 2.29                           |
| 10                   | K4+180  | 241.69           | 34.59 | 19.76                   | 63.86            | 6.30  | 2.59                    | 53.84                                     | 2.45  | 2.11                           |
| 11                   | K5+416  | 241.69           | 44.82 | 19.76                   | 60.96            | 6.02  | 2.47                    | 55.11                                     | 2.34  | 2.06                           |
| 12                   | K5+674  | 241.69           | 46.95 | 19.76                   | 94.36            | 9.31  | 3.83                    | 44.29                                     | 3.62  | 2.56                           |
| 13                   | K6+725  | 241.69           | 55.65 | 19.76                   | 44.66            | 4.41  | 1.81                    | 64.39                                     | 1.71  | 1.76                           |
| ADUCCIÓN LOS CHORROS |         |                  |       |                         |                  |       |                         |                                           |       |                                |
| 1                    | K0+580  | 241.69           | 4.55  | 32.86                   | 127.86           | 12.62 | 5.19                    | 38.05                                     | 4.91  | 2.98                           |
| 2                    | K1+315  | 241.69           | 10.88 | 32.86                   | 90.36            | 8.92  | 3.67                    | 45.26                                     | 3.47  | 2.51                           |
| 3                    | K1+630  | 241.69           | 13.49 | 32.86                   | 58.36            | 5.76  | 2.37                    | 56.32                                     | 2.24  | 2.02                           |

En el Cuadro 13.8 se presenta el resumen de las válvulas seleccionadas.

**Cuadro 13.8. Resumen de las válvulas ventosas seleccionadas**

| LA ADUCCIÓN SAMARIA |         |                 |                             |      |
|---------------------|---------|-----------------|-----------------------------|------|
| Ventosa<br>N°       | ABSCISA | Diámetro<br>del | Diámetro Nominal<br>Ventosa |      |
|                     |         | mm              | mm                          | Pulg |
| 1                   | K0+538  | 1.50            | 50                          | 2"   |
| 2                   | K1+119  | 2.25            | 50                          | 2"   |
| 3                   | K1+284  | 2.25            | 50                          | 2"   |
| 4                   | K1+742  | 3.00            | 50                          | 2"   |
| 5                   | K2+019  | 2.25            | 50                          | 2"   |
| 6                   | K2+311  | 2.25            | 50                          | 2"   |
| 7                   | K2+605  | 3.00            | 50                          | 2"   |
| 8                   | K2+830  | 4.50            | 50                          | 2"   |
| 9                   | K3+350  | 2.25            | 50                          | 2"   |
| 10                  | K4+180  | 3.00            | 50                          | 2"   |
| 11                  | K5+416  | 4.50            | 50                          | 2"   |
| 12                  | K5+674  | 4.50            | 50                          | 2"   |
| 13                  | K6+725  | 2.25            | 50                          | 2"   |
| LA ADUCCIÓN SAMARIA |         |                 |                             |      |
| 1                   | K0+580  | 5.50            | 50                          | 2"   |
| 2                   | K1+315  | 4.50            | 50                          | 2"   |
| 3                   | K1+630  | 2.25            | 50                          | 2"   |

En la Figura 13.30 se presenta el detalle la instalación de la válvula ventosa.

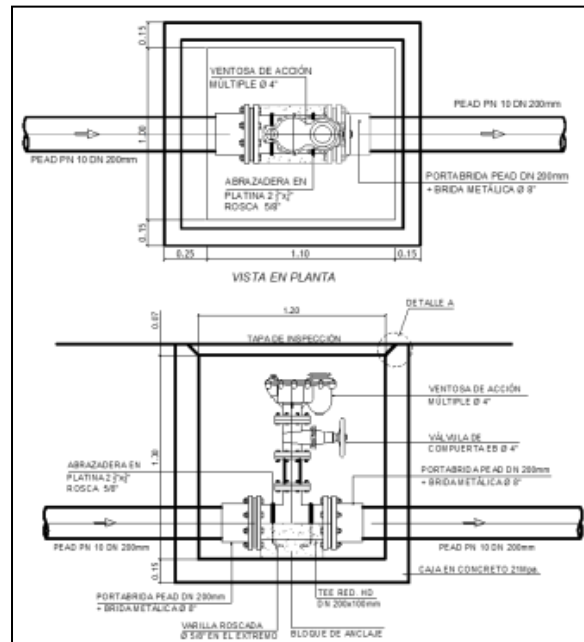


**Figura 13.30. Detalle de instalación de una válvula ventosa**

Ver detalle constructivo en el plano DS-DET-01.

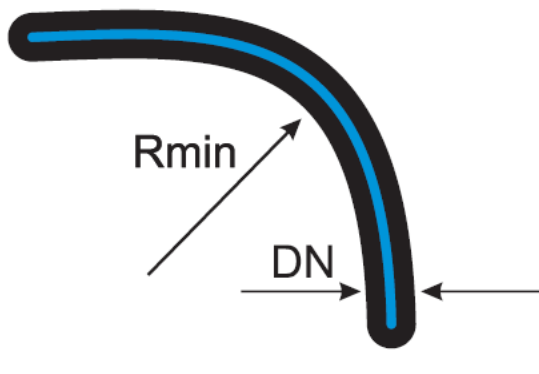
### 12.7.5 Cálculo y selección de la cimentación y anclajes

La cimentación es el factor más importante en el comportamiento y deflexión de la tubería. El material debe ser colocado y compactado de forma adecuada con el fin de garantizar la estabilidad y durabilidad de la tubería instalada.

Los anclajes son estructuras en concreto, contruidos con el fin de contrarrestar los empujes producto de la presión del agua (empujes hidrostáticos) que se ejerce en los empalmes, cambios de diámetro y en los cambios de dirección, los cuales dependen del radio de curvatura o deflexión en el alineamiento de la tubería, la presión y el área de la sección de la tubería.

La tubería seleccionada es en material Polietileno de Alta Densidad, la cual permite realizar curvas sin necesidad de accesorios, para lo cual se establecen radios mínimos que dependen del diámetro y el espesor de la tubería, (Ver Cuadro 13.9).

**Cuadro 13.9. Radios mínimos de curvatura**

|  | Radios mínimos de curvatura |                             |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|                                                                                   | RDE                         | Radio mínimo curvatura (mm) |
|                                                                                   | 7 - 7,3 - 9                 | 20 x DN                     |
|                                                                                   | 11 - 13,5                   | 25 x DN                     |
|                                                                                   | 17 - 21                     | 27 x DN                     |
|                                                                                   | 26                          | 34 x DN                     |
|                                                                                   | 32,5                        | 42 x DN                     |
|                                                                                   | 41                          | 52 x DN                     |

*Fuente: Manual Técnico Tecnopipe “Sistema de tubería PEAD Acueducto”*

Del cuadro anterior se asume como diámetro mínimo de curvatura  $R = 27 \times DN = R = 3.00m$ .

La tubería debe ser instalada en brecha a una profundidad que varía entre 1.2m y 2.0m, por lo tanto en los tramos rectos la tubería queda suficientemente confinada y protegida contra el desplazamiento horizontal y vertical debido al grado de fricción que ejerce el suelo sobre su superficie externa, por lo anterior, esencialmente los anclajes se colocan en los cambios de dirección, para los cuales se definen codos de diferentes grados nominales, seguidamente se presenta el diseño de la cimentación para la instalación de tubería y el cálculo de los anclajes necesarios para restringir el movimiento de la conducción en estos puntos.

Por lo anteriormente expuesto, se presenta el cálculo de los anclajes para los cambios de dirección bruscos, en los puntos en los cuales debido a las condiciones naturales del terreno no se pueda garantizar el radio mínimo y se debe instalar codos.

#### 12.7.5.1 Recomendaciones para la cimentación de tubería.

El material debe ser colocado y compactado hasta la mitad del diámetro para proveer un adecuado soporte lateral y evitar desplazamiento lateral y vertical de la tubería.

Cuando se use material granular en el encamado, ese mismo material debe usarse en el relleno lateral, teniendo precaución de evitar la migración de finos hacia éste.

El material debe ser colocado en capas de 0.15 a 0.20 m compactadas de acuerdo a la especificación de diseño alternadamente en cada lado de la Tubería. El relleno en la parte baja de la

tubería debe hacerse con pisón de mano, el resto puede ser con pisón mecánico, pero teniendo cuidado de no tocar la tubería.

#### Relleno inicial.

Es la parte del relleno desde la mitad del diámetro del tubo hasta 0.15 m sobre el lomo del tubo. Puede usarse un material diferente del usado para el encamado y la cimentación, pero debe seleccionarse adecuadamente de tal forma que proteja la Tubería y esté adecuadamente especificado para el uso final de la superficie.

Para profundidades menores a 0.90 m se recomienda usar material Clase I ó Clase II compactado a más del 95% del Proctor y densidad relativa mayor al 70% encamado, cimentación y relleno inicial y final hasta la rasante cuando hay carga viva presente. La tubería se protegerá en la parte inferior con grava triturada  $\varnothing_{\text{máx}} 1'' + 15\%$  de arena, máximo de 25% que pase por el tamiz de 9.5 mm y máximo de 5% de material fino.

#### Relleno final.

Debe ser seleccionado pudiéndose utilizar el material de sitio seleccionado.

A continuación, se presenta el detalle de la cimentación de acuerdo al tramo de la aducción, En la Figura 13.31 se presenta la instalación de la tubería en potrero.



Figura 13.31. Recomendaciones de cimentación tubería instalada en potrero, PEAD  $\varnothing$  110mm

En el plano DS-ADU\_02 a DS-ADU\_07 se presentan los detalles constructivos para la construcción e instalación de la tubería de conducción de agua cruda.

#### 12.7.5.2 Cálculo de anclajes.

Los empujes generados en los cambios dirección en la conducción y el efecto del golpe de ariete pueden llegar a desempalmar las uniones, por lo tanto, es necesario contar con bloques en concreto que eviten el desplazamiento lateral o vertical de dichos empalmes, a continuación, se hace el cálculo de los anclajes horizontales y verticales de la tubería.

El empuje en los codos viene dado por la fórmula:

$$E = 2 * \gamma * P_t * A * \sin [\Phi/2]$$

Donde:

E= Empuje total expresado en kilogramos (entiéndase Kgf)

$\gamma$  = Densidad del líquido transportado en Kg/m<sup>3</sup>

P<sub>t</sub> =Presión máxima de trabajo de la conducción, en m.c.a.

A =Área de la sección del tubo, en m<sup>2</sup>

$\Phi$  =Ángulo del codo.

El empuje en conos de reducción se calcula como:

$$E = P_t * \gamma * [\pi * (D^2 - D_m^2)] / 4$$

Siendo DM el diámetro mayor y Dm el diámetro menor, ambos en metros.

Datos de entrada:

1000=  $\gamma$  Kg/m<sup>3</sup>

Diámetro de la tubería

D<sub>nominal</sub>=110 mm

D<sub>interno</sub> PN10 =96.80.00 mm

D<sub>interno</sub> PN16 =90.00 mm

Área de la sección del tubo.

Área (PEAD PN10): 0.0074 m<sup>2</sup>

Área (PEAD PN16): 0.0064 m<sup>2</sup>

**Según informe geotécnico**

Cohesión: 4.70 Ton/m<sup>2</sup>

Ángulo de Fricción: 30°

**Cálculo de Anclajes horizontales.**

**Cuadro 13.10. Cuadro de cálculo de los anclajes requeridos anclajes horizontales**

| ID NODO                 | Presión |     | Área   | Ángulo<br>Codo |       | Velocidad | Empuje<br>Dinámico | Empuje<br>Hidrostático | Empuje<br>Total | σ    |
|-------------------------|---------|-----|--------|----------------|-------|-----------|--------------------|------------------------|-----------------|------|
|                         | mca     | PSI |        |                |       |           |                    |                        |                 |      |
| LA ADUCCIÓN SAMARIA     |         |     |        |                |       |           |                    |                        |                 |      |
| N2                      | 5.68    | 8   | 0.0074 | 22.5           | 0.393 | 0.80      | 0.188              | 16                     | 16              | 1.18 |
| N5                      | 10.06   | 14  | 0.0074 | 22.5           | 0.393 | 0.80      | 0.188              | 29                     | 29              | 1.18 |
| N7                      | 12.75   | 18  | 0.0074 | 22.5           | 0.393 | 0.80      | 0.188              | 37                     | 37              | 1.18 |
| N9                      | 16.36   | 23  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 92                     | 93              | 1.18 |
| N14                     | 24.99   | 36  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 141                    | 141             | 1.18 |
| N15                     | 30.57   | 43  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 172                    | 173             | 1.18 |
| N17                     | 53.87   | 77  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 303                    | 304             | 1.18 |
| N18                     | 19.50   | 28  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 110                    | 110             | 1.18 |
| N19                     | 51.03   | 73  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 287                    | 288             | 1.18 |
| N27                     | 87.97   | 125 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 496                    | 496             | 1.18 |
| N28                     | 74.62   | 106 | 0.0074 | 90             | 1.571 | 0.80      | 0.682              | 777                    | 777             | 1.18 |
| N31                     | 78.12   | 111 | 0.0074 | 90             | 1.571 | 0.80      | 0.682              | 813                    | 814             | 1.18 |
| N34                     | 64.38   | 92  | 0.0074 | 90             | 1.571 | 0.80      | 0.682              | 670                    | 671             | 1.18 |
| N38                     | 33.48   | 48  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 189                    | 189             | 1.18 |
| N41                     | 50.34   | 72  | 0.0074 | 90             | 1.571 | 0.80      | 0.682              | 524                    | 525             | 1.18 |
| N42                     | 24.56   | 35  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 138                    | 139             | 1.18 |
| N61                     | 54.51   | 78  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 307                    | 307             | 1.18 |
| N65                     | 78.84   | 112 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 444                    | 444             | 1.18 |
| N67                     | 74.29   | 106 | 0.0074 | 90             | 1.571 | 0.80      | 0.682              | 773                    | 774             | 1.18 |
| N75                     | 86.89   | 124 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 489                    | 490             | 1.18 |
| N84                     | 90.86   | 129 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 512                    | 512             | 1.18 |
| N95                     | 117.82  | 168 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 664                    | 664             | 1.18 |
| LA ADUCCIÓN LOS CHORROS |         |     |        |                |       |           |                    |                        |                 |      |
| N86                     | 88.20   | 125 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 1.33      | 1.021              | 497                    | 498             | 1.18 |
| N95                     | 77.00   | 110 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 1.33      | 1.021              | 434                    | 435             | 1.18 |
| N96                     | 67.00   | 95  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 1.33      | 1.021              | 377                    | 378             | 1.18 |
| N101                    | 29.00   | 41  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 1.33      | 1.021              | 163                    | 164             | 1.18 |

En el Cuadro 13.11 se presenta el resumen de cálculo de los anclajes horizontales requeridos en la instalación de la tubería de conducción.



**Cuadro 13.11. Resumen de dimensiones de anclajes horizontales**

| ID NODO                 | Codo N°    | Peso Anclaje | Empuje a Resistir | Volumen | L    | H    | B    | CANTIDAD |
|-------------------------|------------|--------------|-------------------|---------|------|------|------|----------|
|                         |            | Kg           | Kg                | cto m3  | m    | m    | m    | Und      |
| LA ADUCCIÓN SAMARIA     |            |              |                   |         |      |      |      |          |
| N2                      | Codo 22.5° | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N5                      | Codo 22.5° | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N7                      | Codo 22.5° | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N9                      | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N14                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N15                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N17                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N18                     | Codo 90°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N19                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N27                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N28                     | Codo 90°   | 40.00        | 1196              | 0.020   | 0.40 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N31                     | Codo 90°   | 40.00        | 1196              | 0.020   | 0.40 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N34                     | Codo 90°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N38                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N41                     | Codo 90°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N42                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N61                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N65                     | Codo 45°   | 62.50        | 767               | 0.031   | 0.25 | 0.25 | 0.50 | 1.00     |
| N67                     | Codo 90°   | 100.00       | 1227              | 0.050   | 0.40 | 0.25 | 0.50 | 1.00     |
| N75                     | Codo 45°   | 62.50        | 767               | 0.031   | 0.25 | 0.25 | 0.50 | 1.00     |
| N84                     | Codo 45°   | 62.50        | 767               | 0.031   | 0.25 | 0.25 | 0.50 | 1.00     |
| N95                     | Codo 45°   | 87.50        | 1074              | 0.044   | 0.35 | 0.25 | 0.50 | 1.00     |
| LA ADUCCIÓN LOS CHORROS |            |              |                   |         |      |      |      |          |
| N86                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N95                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N96                     | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |
| N101                    | Codo 45°   | 25.00        | 747               | 0.013   | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 1.00     |

En la Figura 13.32 se puede observar el esquema de los anclajes horizontales.

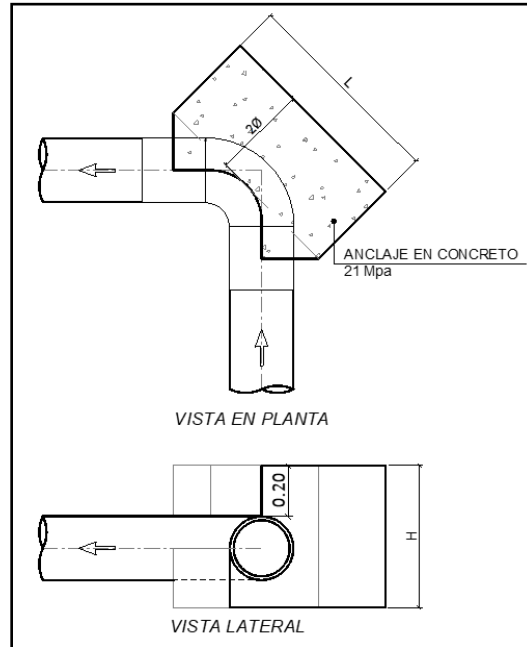


**Figura 13.32. Esquema de dimensionamiento de los bloques de anclaje.**

### Cálculo de Anclajes verticales curva inferior

**Cuadro 13.12. Cuadro de cálculo de los anclajes verticales (curva inferior)**

| ID<br>Codo           | ABSCISA | Presión |       | Área   | Angulo<br>Codo |       | Velocidad | Empuje<br>Dinámico | Empuje<br>Hidrostático | Empuje<br>Total |
|----------------------|---------|---------|-------|--------|----------------|-------|-----------|--------------------|------------------------|-----------------|
|                      |         | mca     | PSI   | m2     | °              | Rad   | m/s       | Kg                 | Kg                     | Kg              |
| ADUCCIÓN SAMARIA     |         |         |       |        |                |       |           |                    |                        |                 |
| 1                    | K0+841  | 33.00   | 46.9  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 186                    | 186             |
| 2                    | K1+039  | 52.00   | 74.0  | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 293                    | 293             |
| 3                    | K1+450  | 97.00   | 138.0 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 546                    | 547             |
| 4                    | K1+892  | 97.00   | 138.0 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 546                    | 547             |
| 5                    | K2+432  | 84.00   | 119.5 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 473                    | 474             |
| 6                    | K2+920  | 154.00  | 219.1 | 0.0064 | 45             | 0.785 | 0.93      | 0.427              | 750                    | 750             |
| 7                    | K3+830  | 130.00  | 184.9 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 732                    | 733             |
| 8                    | K5+597  | 91.00   | 129.5 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 0.80      | 0.369              | 513                    | 513             |
| ADUCCIÓN LOS CHORROS |         |         |       |        |                |       |           |                    |                        |                 |
| 1                    | K0+502  | 110.00  | 156.5 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 1.33      | 1.021              | 620                    | 621             |
| 2                    | K0+730  | 115.00  | 163.6 | 0.0074 | 45             | 0.785 | 1.33      | 1.021              | 648                    | 649             |

**Cuadro 13.13. Resumen de anclajes verticales (curva inferior).**

| ID<br>Codo                  | Peso Anclaje | Empuje que<br>Resiste | Volumen | L    | B    | H    |
|-----------------------------|--------------|-----------------------|---------|------|------|------|
|                             | Kg           | Kg                    | cto m3  | m    | m    | m    |
| <b>ADUCCIÓN SAMARIA</b>     |              |                       |         |      |      |      |
| 1                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| 2                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| 3                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| 4                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| 5                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| 6                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| 7                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| 8                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| <b>ADUCCIÓN LOS CHORROS</b> |              |                       |         |      |      |      |
| 1                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |
| 2                           | 36.00        | 1078                  | 0.018   | 0.30 | 0.30 | 0.20 |

En la Figura 13.33 se puede observar el esquema de los anclajes verticales (curva inferior).

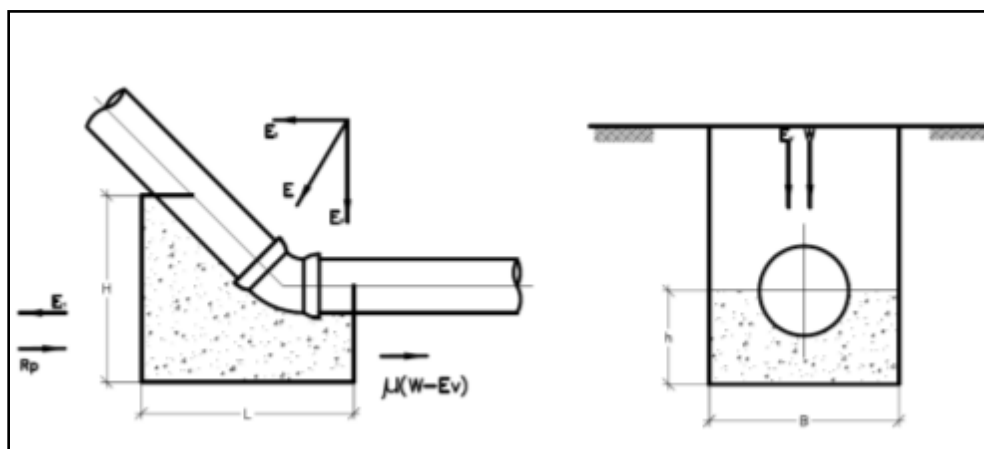


**Figura 13.33. Esquema de dimensionamiento de los anclajes verticales (curva inferior)**

### Cálculo de Anclajes verticales curva superior

**Cuadro 13.14. Cuadro de cálculo de los anclajes verticales (curva superior)**

| ID<br>Codo           | ABSCISA | Presión |     | Area<br>m2 | Ángulo<br>° | Velocidad<br>m/s | Empuje Total E |     |
|----------------------|---------|---------|-----|------------|-------------|------------------|----------------|-----|
|                      |         | mca     | PSI |            |             |                  | Ton            | Kg  |
| ADUCCIÓN SAMARIA     |         |         |     |            |             |                  |                |     |
| 1                    | K0+538  | 15.60   | 22  | 0.0074     | 11.25       | 0.802            | 0.023          | 23  |
| 2                    | K1+119  | 37.60   | 53  | 0.0074     | 11.25       | 0.802            | 0.054          | 54  |
| 3                    | K1+284  | 44.50   | 63  | 0.0074     | 11.25       | 0.802            | 0.064          | 64  |
| 4                    | K1+742  | 64.60   | 92  | 0.0074     | 11.25       | 0.802            | 0.093          | 93  |
| 5                    | K2+019  | 33.90   | 48  | 0.0074     | 11.25       | 0.802            | 0.049          | 49  |
| 6                    | K2+311  | 25.00   | 36  | 0.0074     | 22.5        | 0.802            | 0.072          | 72  |
| 7                    | K2+605  | 64.00   | 91  | 0.0074     | 22.5        | 0.802            | 0.184          | 184 |
| 8                    | K2+830  | 88.70   | 126 | 0.0074     | 23.5        | 0.802            | 0.266          | 266 |
| 9                    | K3+350  | 55.40   | 79  | 0.0074     | 24.5        | 0.802            | 0.173          | 173 |
| 10                   | K4+180  | 44.10   | 63  | 0.0074     | 25.5        | 0.802            | 0.143          | 143 |
| 11                   | K5+416  | 41.20   | 59  | 0.0074     | 26.5        | 0.802            | 0.139          | 139 |
| 12                   | K5+674  | 74.60   | 106 | 0.0074     | 27.5        | 0.802            | 0.261          | 261 |
| 13                   | K6+725  | 24.90   | 35  | 0.0074     | 28.5        | 0.802            | 0.090          | 90  |
| ADUCCIÓN LOS CHORROS |         |         |     |            |             |                  |                |     |
| 1                    | K0+580  | 95.00   | 135 | 0.0074     | 11.25       | 1.334            | 0.137          | 137 |
| 2                    | K1+315  | 57.50   | 82  | 0.0074     | 11.25       | 1.334            | 0.083          | 83  |
| 3                    | K1+630  | 25.50   | 36  | 0.0074     | 11.25       | 1.334            | 0.037          | 37  |

**Cuadro 13.15. Resumen de anclajes verticales (curva superior)**

| ID<br>Codo                  | Volumen cto | L    | B    | H    |
|-----------------------------|-------------|------|------|------|
|                             | m3          | m    | m    | m    |
| <b>ADUCCIÓN SAMARIA</b>     |             |      |      |      |
| 1                           | 0.01        | 0.20 | 0.20 | 0.30 |
| 2                           | 0.03        | 0.30 | 0.30 | 0.30 |
| 3                           | 0.03        | 0.40 | 0.30 | 0.30 |
| 4                           | 0.05        | 0.50 | 0.30 | 0.30 |
| 5                           | 0.02        | 0.30 | 0.30 | 0.30 |
| 6                           | 0.04        | 0.40 | 0.30 | 0.30 |
| 7                           | 0.09        | 0.60 | 0.50 | 0.30 |
| 8                           | 0.13        | 0.90 | 0.50 | 0.30 |
| 9                           | 0.09        | 0.60 | 0.50 | 0.30 |
| 10                          | 0.07        | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| 11                          | 0.07        | 0.50 | 0.50 | 0.30 |
| 12                          | 0.13        | 0.90 | 0.50 | 0.30 |
| 13                          | 0.05        | 0.50 | 0.30 | 0.30 |
| <b>ADUCCIÓN LOS CHORROS</b> |             |      |      |      |
| 1                           | 0.07        | 0.80 | 0.30 | 0.30 |
| 2                           | 0.04        | 0.50 | 0.30 | 0.30 |
| 3                           | 0.02        | 0.20 | 0.30 | 0.30 |

En la Figura 13.34 se puede observar el esquema de los anclajes verticales (curva superior).

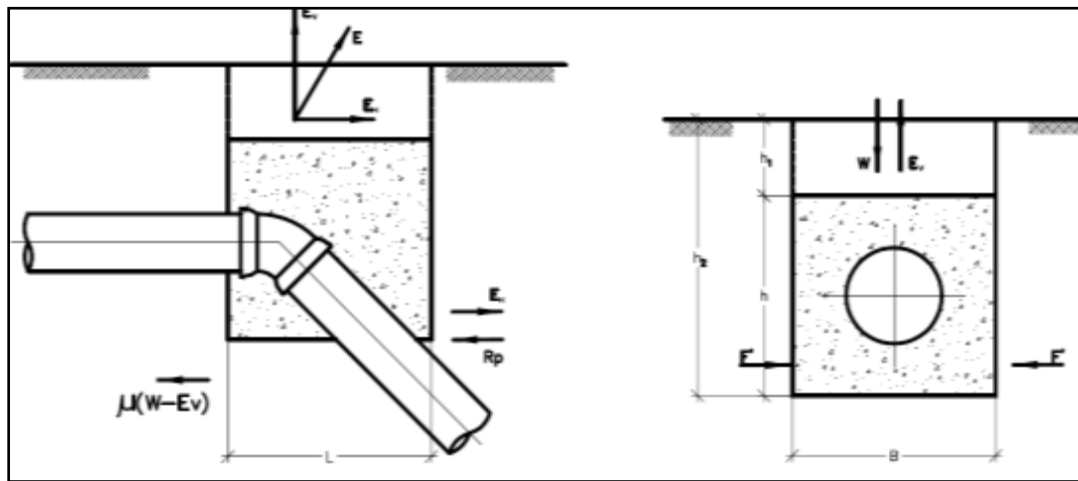


Figura 13.34. Esquema de dimensionamiento de los anclajes verticales (curva superior)

En el plano DS-ADU-08 disponible en el Anexo v, se presentan los detalles constructivos de los anclajes.

## 12.8 OPTIMIZACIÓN DE LA PLANTA CONVENCIONAL

La planta será optimizada para el tratamiento del caudal demandado al periodo de diseño (año 2046) que es de 18.82 l/s. La optimización de la PTAP, comprende el mejoramiento de las condiciones de entrada, el proceso y la infraestructura para la adición de los coagulante, la optimización de la unidad de mezcla rápida y aforo debido a su estado de deterioro, la optimización de los floculadores Alabama, con el fin de que puedan producir gradientes diferenciales; optimización del sistema de sedimentación, en lo relacionado con la distribución del agua floculada y el sistema de recolección de agua sedimentada para garantizar una distribución homogénea del caudal; optimización de los filtros, reponiendo los lechos filtrantes existentes, optimizando el sistema de drenaje y en la desinfección diseñar una cámara de contacto de cloro. En el presupuesto de la optimización, se tendrá en cuenta el cambio de válvulas y compuertas que se encuentran deterioradas.

### 12.8.1 Cámara de aquietamiento

La cámara de aquietamiento no tiene la capacidad suficiente para manejar el caudal de diseño para la optimización de la PTAP que corresponde a 18.82 l/s, se recomienda que el tiempo de retención mínimo sea de 1 minuto y con las dimensiones existentes el tiempo de retención es de 16.3 segundos (0.27 min) lo que indica que en esta cámara la disipación de energía sea muy pobre, en el Cuadro 13.16 se realiza la evaluación hidráulica de la cámara de aquietamiento con un caudal de diseño y las dimensiones proyectadas.

**Cuadro 13.16. Evaluación hidráulica de la Cámara de aquietamiento proyectada, caudal 18.82 L/s**

| CÁMARA DE AQUIETAMIENTO       |        |                |
|-------------------------------|--------|----------------|
| <b>DATOS PARA EL DISEÑO</b>   |        |                |
| Caudal de chequeo             | 18.82  | l/s            |
| Tiempo de retención           | 1      | minutos        |
| Profundidad Efectiva          | 0,33   | m              |
| Borde libre                   | 0.27   | m              |
| Profundidad total             | 0.6    | m              |
| <b>CÁLCULOS</b>               |        |                |
| Volumen de la cámara          | 1.1292 | m <sup>3</sup> |
| Área superficial de la cámara | 3.422  | m <sup>2</sup> |
| Ancho de la cámara            | 1.6    | m              |
| Largo de la cámara            | 2.14   | m              |

## 12.8.2 Dosificación de sulfato de aluminio líquido

**Cuadro 13.17. Evaluación hidráulica de los parámetros de dosificación del sulfato de aluminio**

| <b>DOSIFICACIÓN DE SULFATO DE ALUMINIO LÍQUIDO</b>  |                     |              |
|-----------------------------------------------------|---------------------|--------------|
| <b>PARÁMETROS DE DISEÑO</b>                         | <b>UNIDADES</b>     | <b>VALOR</b> |
| Caudal a tratar                                     | l/s                 | 18.82        |
| Dosis de coagulante estimada                        | mg/l                | 20           |
| Dilución del coagulante                             | %                   | 10%          |
| Duración de la solución preparada                   | días                | 3.1          |
| <b>CÁLCULOS</b>                                     |                     |              |
| Volumen de agua tratada                             | m <sup>3</sup> /día | 1626.05      |
| Peso del coagulante consumido                       | kg/día              | 32.52        |
| Volumen de solución a inyectar                      | l/día               | 325.21       |
| Volumen del tanque de solución                      | litros              | 1000.0       |
| Se instalará 1 tanque de polietileno de 1000 litros |                     |              |
| Capacidad de la bomba dosificadora                  | l/hora              | 13.55        |
| Capacidad de la bomba dosificadora                  | GPD                 | 86.72        |
| Altura dinámica de bombeo                           | m.c.a               | 10           |

## 12.8.3 Canaleta Parshall

Para garantizar una medición de caudal a la entrada de la PTAP y según requerimientos del RAS 2017, Artículo 73, “Mediciones de caudal”, se propone instalar una nueva canaleta Parshall patentada y de construcción estandarizada que garantice las dimensiones estándar, esto con el fin de evitar errores en la medida de caudales. Para tal efecto se propone una canaleta patentada con un ancho de garganta de 6” en fibra de vidrio, adquirida a un proveedor certificado que garantice las medidas de la canaleta patronada.

A continuación, en la Figura 13.35 se presentan los parámetros de una canaleta Parshall y las dimensiones estandarizadas de la canaleta de 6” de ancho (W) seleccionada para la PTAP en el Cuadro 13.18



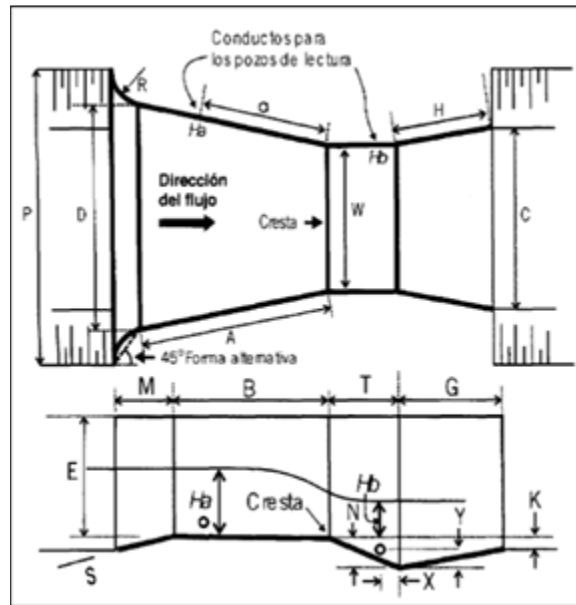


**Figura 13.35. Esquema de los parámetros de la Canaleta Parshall**

Dónde:

- W= Ancho de la garganta
- A= Longitud de las paredes de la sección convergente
- a= Ubicación del punto de medición
- B= Longitud de la sección convergente
- C= Ancho de salida
- D= Ancho de la entrada de la sección convergente
- E= Profundidad total
- T= Longitud de la garganta
- G= Longitud de la sección divergente
- H= Longitud de las paredes de la sección divergente
- K= Diferencia de elevación entre la salida y la cresta
- M= Longitud de transición de entrada
- N= Profundidad de la cubeta

**Cuadro 13.18. Dimensiones de la canaleta patentada (W: 6")**

| W  | D   | B   | T   | G   | C   | a   | E   | N   | K  | I   | J    | Caudal Min | Caudal Max |
|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|-----|------|------------|------------|
| 6" | mm  | mm  | mm  | mm  | mm  | mm  | mm  | mm  | mm | mm  | mm   | L/s        | L/s        |
|    | 397 | 610 | 305 | 610 | 394 | 414 | 610 | 114 | 76 | 686 | 1524 | 1.52       | 110.4      |

Seguidamente se presenta la simulación hidráulica de la capacidad de la canaleta Parshall seleccionada con un caudal de 18.82 L/s

**Cuadro 13.19. Evaluación hidráulica de la Cámara de la canaleta parshall proyectada**

| CANALETA PARSHALL                                                 |        |          |
|-------------------------------------------------------------------|--------|----------|
| DATOS PARA EL CHEQUEO                                             |        |          |
| VARIABLE                                                          | UNIDAD | MEDIDAS  |
| Caudal de diseño                                                  | l/s    | 18.82    |
| Garganta (W)                                                      | pg     | 6        |
| Coeficiente (K)                                                   | adim   | 0.381    |
| Exponente (n)                                                     | adim   | 1.58     |
| Ancho sección convergente (D)                                     | m      | 0.403    |
| N                                                                 | m      | 0.114    |
| k                                                                 | m      | 0.076    |
| Largo garganta                                                    | m      | 0.305    |
| Ancho sección divergente ©                                        | m      | 0.394    |
| Largo sección divergente (G)                                      | m      | 0.61     |
| Peso específico del agua a 15°                                    | N/m3   | 9798     |
| Viscosidad del agua a 15°                                         | N-s/m2 | 1.14E-03 |
| CÁLCULOS DEL CHEQUEO HIDRÁULICO                                   |        |          |
| Calculo de la altura de lamina en la sección de medida            | m      | 0.15     |
| Ancho de la sección de medición $D' = 2/3(D-W)+W$                 | m      | 0.3195   |
| Velocidad en la sección de medición $vo=Q/A$                      | m/s    | 0.3953   |
| Caudal específico en la garganta de la canaleta $q=Q/G$           | m3/s-m | 0.0617   |
| Carga hidráulica disponible $Eo=vo^2/2*g+ho+N$                    | m      | 0.2710   |
| Angulo de la canaleta valor de $COS\Theta=-Q*g/(2/3*g*Eo)^{1.5}$  | adim   | -0.0783  |
| Valor del ángulo $\Theta$                                         | rad    | 1.6492   |
| Valor del ángulo $\Theta$                                         | grados | 94.4904  |
| Velocidad antes del resalto $v1=2*(2*g*Eo/3)^{0.5}*COS\Theta/3$   | m/s    | 2.2691   |
| Valor que debe ser superior a 2 m/s                               |        |          |
| Altura del agua antes del resalto $h1=q/v1$                       | m      | 0.0272   |
| Calculo del numero de Froude                                      | adim   | 4.3955   |
| El valor de Froude debe estar entre 4,5 y 9                       |        |          |
| Altura del resalto $h2$                                           | m      | 0.1560   |
| Velocidad en el resalto $v2$                                      | m/s    | 0.3062   |
| Altura en la sección de salida de la canaleta $h3=h2-(h1-k)$      | m      | 0.2048   |
| Velocidad en la sección de salida $v3$                            | m/s    | 0.2332   |
| Perdida de carga en el resalto $Hf=ho+k-h3$                       | m      | 0.0202   |
| Tiempo de mezcla rápida                                           | seg    | 0.5031   |
| Valor que debe ser inferior a 1 seg                               |        |          |
| Gradiente de mezcla rápida                                        | s-1    | 587.720  |
| Gradiente propio para coagular utilizando el mecanismo de barrido |        |          |

Para mejorar las condiciones del resalto, se dejará un escalón al final del mismo de 10 cm, Del cuadro anterior se deduce que la canaleta cumple con las condiciones óptimas de funcionamiento para el caudal de diseño.

#### 12.8.4 Floculador (Tipo Alabama, 1 modulo con 8 cámaras).

Para el caudal de diseño (18.82 L/s), el floculador existente cumple con el tiempo de retención, el área de las cámaras y su profundidad, con el fin ajustar los gradientes a los rangos establecidos por

la norma, la presente optimización consiste en cambiar las dimensiones de los orificios de paso con el fin de que los gradientes vayan de mayor a menor en un rango de 70 a 20 s-1. Este diseño hidráulico se presenta en el Cuadro 13.20

**Cuadro 13.20. Evaluación hidráulica de la optimización de del floculador tipo Alabama**

| CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO                   |                             |                         |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
|-----------------------------------------------|-----------------------------|-------------------------|-----------------|-----------------|-------------------------|----------------|---------------|--------------|-----------------|
| Numero mínimo de camaras                      | 8                           |                         |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Área recomendada para las camaras             | 0.45                        | m2 por cada 1000 m3/día |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Tiempo hidráulico de retención                | 10 - 40                     | minutos                 |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Gradiente máximo a la entrada de la unidad    | 70                          | s-1                     |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Gradiente mínimo a la salida de la unidad     | 20                          | s-2                     |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| DATOS PARA EL DISEÑO                          | UNIDAD                      | VALOR                   |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Caudal para el chequeo hidráulico             | l/s                         | 18.82                   |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Temperatura                                   | °C                          | 15                      |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Viscosidad cinemática                         | m2/s                        | 1.14E-06                |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Numero de camaras                             |                             | 8                       |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| DIMENSIONES DE LAS CAMARAS                    |                             |                         |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Ancho                                         | m                           | 1.13                    |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Largo                                         | m                           | 1.45                    |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Profundidad efectiva                          | m                           | 2.1                     |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| SOLUCIÓN                                      |                             |                         |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Volumen del floculador                        | m3                          | 27.53                   |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Tiempo hidráulico de retención                | minutos                     | 24.38                   |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Tiempo hidráulico de retención en cada cámara | minutos                     | 3.05                    |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Área recomendada para las camaras             | m2<br>1000 m3/día           | 0.45                    |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| De acuerdo con este parámetro el área seria   | m2                          | 0.73                    |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Área de cada cámara                           | m2                          | 1.64                    |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Diámetro del codo de paso                     | pulgadas                    | 8                       |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| Área del orificio                             | m2                          | 0.0324                  |                 |                 |                         |                |               |              |                 |
| CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA              | DIÁMETRO DEL ORIFICIO (pg.) | ÁREA DEL ORIFICIO (m2)  | VELOCIDAD (m/s) | hf ORIFICIO (m) | hf CAMBIO DIRECCIÓN (m) | hf ENTRADA (m) | hf SALIDA (m) | hf TOTAL (m) | GRADIENTE (s-1) |
| Cámara 1                                      | 7                           | 0.0248                  | 0.7580          | 0.0814          | 0.0059                  | 0.015          |               | 0.1019       | 69.20           |
| Cámara 2                                      | 8                           | 0.0324                  | 0.5803          | 0.0477          | 0.0034                  | 0.009          | 0.017         | 0.0769       | 60.12           |
| Cámara 3                                      | 8                           | 0.0324                  | 0.5803          | 0.0477          | 0.0034                  | 0.009          | 0.017         | 0.0769       | 60.12           |
| Cámara 4                                      | 10                          | 0.0507                  | 0.3714          | 0.0196          | 0.0014                  | 0.004          | 0.007         | 0.0315       | 38.48           |
| Cámara 5                                      | 10                          | 0.0507                  | 0.3714          | 0.0196          | 0.0014                  | 0.004          | 0.007         | 0.0315       | 38.48           |
| Cámara 6                                      | 12                          | 0.0730                  | 0.2579          | 0.0094          | 0.0007                  | 0.002          | 0.003         | 0.0152       | 26.72           |
| Cámara 7                                      | 12                          | 0.0730                  | 0.2579          | 0.0094          | 0.0007                  | 0.002          | 0.003         | 0.0152       | 26.72           |
| Cámara 8                                      | 14                          | 0.0993                  | 0.1895          | 0.0051          | 0.0004                  | 0.001          | 0.002         | 0.0082       | 19.63           |

Se utilizan boquillas con el fin de reducir el diámetro de salida, aumentar la velocidad y aumentar el gradiente, de la siguiente forma:

- \* Cámara 1 boquilla de 7"
- \* Cámaras 2,3, se dejan los diámetros existentes
- \* Cámara 4 y 5 se cambia el codo de 8" por uno de 10"
- \* Cámaras 6 y 7 se instalan codos de 12"
- \* Cámara 8 se cambia el codo existente de 8" a uno de 14"

### 12.8.5 Sedimentador de alta tasa

**Cuadro 13.21. Datos para el diseño**

| DATOS PARA EL DISEÑO                                   |           |          |
|--------------------------------------------------------|-----------|----------|
| Caudal de diseño                                       | l/s       | 18.82    |
| Numero de unidades                                     | adim      | 1        |
| Carga hidráulica superficial de diseño                 | m3/m2-dia | 150      |
| Largo del modulo                                       | m         | 1.2      |
| Módulos circulares Sc                                  | adim      | 1 1/3    |
| Diámetro del modulo                                    | cm        | 5.1      |
| Inclinación de los módulos 60°                         | rad       | 1.047    |
| Ancho del sedimentador                                 | m         | 3.05     |
| Largo del sedimentador                                 | m         | 8.9      |
| Longitud cubierta por módulos                          | m         | 7.6      |
| Profundidad efectiva del sedimentador                  | m         | 2        |
| Borde libre                                            | m         | 0.17     |
| Viscosidad cinemática para T=15°                       | m2/s      | 1.14E-06 |
| Peso específico del agua a la temperatura              | N/m3      | 9798     |
| Viscosidad absoluta para la temperatura                | N*s/m2    | 0.001114 |
| Carga sobre las canaletas transversales de recolección | l/s-m     | 1.5      |

| CÁLCULOS                                              |           |          |
|-------------------------------------------------------|-----------|----------|
| Calculo del caudal unitario por sedimentador          | l/s       | 18.82    |
|                                                       | m3/día    | 1626.048 |
| Calculo del área efectiva de sedimentación            | m2        | 27.145   |
| Calculo del área total cubierta por módulos           | m2        | 23.18    |
| Calculo del área efectiva cubierta por módulos        | m2        | 20.07    |
| Calculo de la carga hidráulica superficial de trabajo | m3/m2-dia | 81.00    |
| Valor que debe estar en el rango 120 - 180            |           |          |
| Calculo de la velocidad de flujo entre placas         | m/s       | 0.0009   |
| Chequeo de la relación l/d                            | adim      | 23.53    |
| Esta relación debe ser mayor de 20                    |           |          |
| Calculo del numero de Reynolds                        |           | 83.81    |
| Calculo de la velocidad de sedimentación critica      | m/día     | 8.94     |
| Tiempo de retención hidráulica en el modulo           | minutos   | 21.333   |
| Valor que debe estar en el rango de 10 - 15 minutos   |           |          |

La entrada del agua floculada, se realiza por medio de tuberías perforadas localizadas en la parte baja del sedimentador a todo lo largo de la estructura

**Cuadro 13.22. Evaluación hidráulica del múltiple distribuidor de agua floculada.**

| DISEÑO DEL MÚLTIPLE DISTRIBUIDOR DE AGUA FLOCULADA                                                                 |          |             |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|-------------|
| Numero de distribuidores                                                                                           | unidad   | 1           |
| Diámetro del distribuidor                                                                                          | pulgadas | 14          |
| Área del múltiple distribuidor                                                                                     | m2       | 0.0993      |
| Velocidad en el múltiple distribuidor                                                                              | m/s      | 0.1895      |
| Diámetro orificio                                                                                                  | pulgadas | 4           |
| Área del orificio                                                                                                  | m2       | 0.00810732  |
| Cd                                                                                                                 |          | 0.61        |
| Separación entre orificios eje a eje                                                                               | m        | 0.58        |
| Cantidad de orificios por cara del múltiple                                                                        | unidad   | 13          |
| Numero de orificios por múltiple                                                                                   | unidad   | 26          |
| Numero total de orificios                                                                                          |          | 26          |
| Caudal unitario por orificio                                                                                       | m3/s     | 0.000723846 |
| Velocidad en los orificios                                                                                         | m/s      | 0.09        |
| Radio hidráulico orificio                                                                                          | m        | 0.0254      |
| Radio hidráulico en el múltiple                                                                                    |          | 0.09        |
| Calculo del gradiente instantáneo orificios                                                                        | s-1      | 12.05       |
| Valor que debe ser menor de 20 S-1                                                                                 |          |             |
| Pérdida en oricios                                                                                                 | m        | 0.001       |
| Relación de áreas                                                                                                  |          | 0.47        |
| Esta relación debe estar entre 0.5 y 1. Para múltiples recolectores debe ser 0.5 y para múltiples distribuidores 1 |          |             |

La recolección del agua sedimentada será realizada por medio de canaletas transversales fabricadas en fibra de vidrio y con vertederos triangulares, estas canaletas descargan en otra canaleta longitudinal localizada en el extremo aledaño a los filtros

**Cuadro 13.23. Evaluación hidráulica canaletas de recolección de agua sedimentada.**

| <b>DISEÑO DE CANALETAS DE RECOLECCIÓN DE AGUA SEDIMENTADA</b> |                   |          |
|---------------------------------------------------------------|-------------------|----------|
| Ancho canaleta longitudinal                                   | m                 | 0.35     |
| Longitud total de canaletas                                   | m                 | 12.55    |
| Numero de canaletas                                           | unidad            | 5        |
| Longitud de las canaletas transversales                       | m                 | 2.7      |
| Base del vertedero triangular                                 | m                 | 0.2      |
| Altura del vertedero triangular                               | m                 | 0.1      |
| Angulo del vertedero triangular                               | °                 | 90       |
| Espacio entre vertederos                                      | m                 | 0.3      |
| Numero de vertederos triangulares por cara de canaleta        | unidad            | 6        |
| Numero de vertederos por canaleta                             | unidad            | 12       |
| Numero total de vertederos                                    | unidad            | 60       |
| Caudal por vertedero                                          | l/s               | 0.314    |
|                                                               | m <sup>3</sup> /s | 0.000314 |
| Altura de lámina de agua sobre el vertedero                   | m                 | 0.035    |
| Caudal por canaleta recolectora                               | m <sup>3</sup> /s | 0.003764 |
| Ancho canaleta recolectora, b                                 | m                 | 0.2      |
| Altura de lámina en la canaleta recolectora                   | m                 | 0.057    |
| <b>DISEÑO DE LA CANAleta LONGITUDINAL DE RECOLECCIÓN</b>      |                   |          |
| Ancho de la canaleta                                          | m                 | 0.35     |
| Altura de lamina sobre la canaleta longitudinal               | m                 | 0.115    |
| Borde libre                                                   | m                 | 0.05     |
| Altura geométrica de la canaleta longitudinal                 | m                 | 0.41     |

El fondo del sedimentador debe perfilarse de tal forma que se conforme una pendiente transversal de 25% una pendiente longitudinal del 2%, con un canal transversal de 0,3 m por 0,3 m de sección y válvula de control de 8" al final del canal

**Cuadro 13.24. Evaluación hidráulica del sistema de drenaje.**

| DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE                                             |          |        |
|---------------------------------------------------------------------------|----------|--------|
| Diámetro del conducto de evacuación y lavado                              | pulgadas | 8      |
| Tiempo de vaciado del sedimentador<br>$T=2*A*h^{0,5}/(cd*Ao*(2*g)^{0,5})$ | segundos | 891.29 |
|                                                                           | minutos  | 14.85  |

### 12.8.6 Filtros

La optimización de los filtros consiste en el cambio del lecho filtrante, conservando los lechos mixtos de antracita y arena, pero con las especificaciones establecidas en el RAS, el cambio del sistema de drenaje por viguetas prefabricadas y el chequeo del funcionamiento hidráulico para las nuevas condiciones teniendo en cuenta la conservación de la infraestructura existente



**Cuadro 13.25. Información de entrada para la evaluación hidráulica del sistema de filtración**

| DISEÑOS HIDRÁULICOS                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |                    |                |           |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|----------------|-----------|-------------|--------|-------|--|-----------|-------|---------|---|-----|------|----------------------|----|-----|------|--------------------------------|--------------------|-----|------|----------------------------|------|-----|------|-----------|---|----|----|
| DATOS PARA EL CHEQUEO                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                    | UNIDAD         | MEDIDA    |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Caudal                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |                    | l/s            | 18.82     |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Numero de unidades                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                    |                | 4         |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Caudal por cada filtro                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |                    | l/s            | 4.705     |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Velocidad ascensional de lavado                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                    | m/min          | 0.6       |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| DIMENSIONES DE CADA FILTRO                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                    |                |           |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Largo                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                    | m              | 2.04      |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Ancho                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                    | m              | 2         |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Profundidad                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                    | m              | 4.6       |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Área de cada filtro                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |                    | m <sup>2</sup> | 4.08      |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| CARACTERÍSTICAS DEL LECHO FILTRANTE                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |                    |                |           |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Espesor lecho de antracita                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                    | m              | 0.4       |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Espesor del lecho de arena                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                    | m              | 0.25      |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Espesor del lecho de soporte                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |                    | m              | 0.3       |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Sistema de drenaje: viguetas prefabricadas                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                    |                |           |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PROPIEDADES</th><th rowspan="2">UNIDAD</th><th colspan="2">LECHO</th></tr> <tr> <th>ANTRACITA</th><th>ARENA</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Espesor</td><td>m</td><td>0,4</td><td>0,25</td></tr> <tr> <td>Tamaño efectivo (mm)</td><td>mm</td><td>0,8</td><td>0,50</td></tr> <tr> <td>Densidad (gr/cm<sup>3</sup>)</td><td>gr/cm<sup>3</sup></td><td>1,4</td><td>2,65</td></tr> <tr> <td>Coeficiente de uniformidad</td><td>adim</td><td>1,5</td><td>1,70</td></tr> <tr> <td>Porosidad</td><td>%</td><td>60</td><td>45</td></tr> </tbody> </table> |                    |                |           | PROPIEDADES | UNIDAD | LECHO |  | ANTRACITA | ARENA | Espesor | m | 0,4 | 0,25 | Tamaño efectivo (mm) | mm | 0,8 | 0,50 | Densidad (gr/cm <sup>3</sup> ) | gr/cm <sup>3</sup> | 1,4 | 2,65 | Coeficiente de uniformidad | adim | 1,5 | 1,70 | Porosidad | % | 60 | 45 |
| PROPIEDADES                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | UNIDAD             | LECHO          |           |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                    | ANTRACITA      | ARENA     |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Espesor                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | m                  | 0,4            | 0,25      |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Tamaño efectivo (mm)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | mm                 | 0,8            | 0,50      |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | gr/cm <sup>3</sup> | 1,4            | 2,65      |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Coeficiente de uniformidad                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | adim               | 1,5            | 1,70      |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Porosidad                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | %                  | 60             | 45        |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| CARACTERÍSTICAS DEL LECHO DE SOPORTE GRAVA                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                    |                |           |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Espesor del lecho                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |                    | m              | 0.3       |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Tamaño capa inferior fondo del filtro espesor 5 cm                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                    | mm             | 38 - 75   |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Tamaño segunda capa espesor 5 cm                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                    | mm             | 19 - 38   |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Tamaño tercera capa espesor 5 cm                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |                    | mm             | 12,7 - 19 |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Tamaño cuarta capa espesor 5 cm                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                    | mm             | 6,4 - 2,7 |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Tamaño quinta capa espesor 5 cm                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |                    | mm             | 3,2 - 6,4 |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |
| Tamaño sexta capa espesor 5 cm                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                    | mm             | 2,4 - 3,2 |             |        |       |  |           |       |         |   |     |      |                      |    |     |      |                                |                    |     |      |                            |      |     |      |           |   |    |    |

| DIMENSIONES DE LAS VIGUETAS                                      |                                     |            |
|------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|------------|
| Largo                                                            | m                                   | 2          |
| Ancho                                                            | m                                   | 0.36       |
| Altura                                                           | m                                   | 0.255      |
| Falso fondo                                                      | m                                   | 0.3        |
| Diámetro de los orificios                                        | pulgada                             | 1/2        |
| Separación de orificios                                          | m                                   | 0.15       |
| Valor del termino $\Sigma C_d \cdot P_i / D_i$ para la antracita | adim                                | 38500      |
| Valor del termino $\Sigma C_d \cdot P_i / D_i$ para la arena     | adim                                | 49500      |
| Viscosidad cinemática para T=15°                                 | m <sup>2</sup> /s                   | 0.00001141 |
| Factor de forma para el grano de antracita $\alpha/\beta$        | adim                                | 6.9        |
| Factor de forma para el grano de arena $\alpha/\beta$            | adim                                | 6          |
| Válvula de paso de cámara de filtración a canal común            | pulgada                             | 8          |
| Ancho del vertedero de control                                   | m                                   | 0.4        |
| CÁLCULOS                                                         |                                     |            |
| Numero de filtros según cálculos                                 | unidades                            | 1.79       |
| Por ser sistema de filtro autolavantes se tienen                 | unidades                            | 4          |
| Tasa de filtración                                               | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia | 99.64      |
| Numero de viguetas                                               | unidades                            | 6          |
| Orificios por cara de vigueta prefabricada                       | unidades                            | 13         |
| Total orificios por vigueta                                      | unidades                            | 26         |
| Total orificios por filtro                                       | unidades                            | 144        |
| Área por orificio                                                | m <sup>2</sup>                      | 0.000127   |
| Área total orificios                                             | m <sup>2</sup>                      | 0.018298   |

**Cuadro 13.26. Evaluación hidráulica del sistema de filtración**

| HIDRÁULICA DE FILTRACIÓN                                                                                           |     |             |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|-------------|
| CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA LECHO FILTRANTE                                                                   |     |             |
| $h = 0,178 \times l \times V^2 / (g \times e^4) \times \alpha / \beta \times \Sigma C \times D_i \times P_i / D_i$ |     |             |
| Pérdida de carga en antracita                                                                                      | m   | 0.0198      |
| Pérdida de carga en arena                                                                                          | m   | 0.0437      |
| Perdida de carga en el lecho de soporte $h = l \cdot v / 3$                                                        | m   | 0.0001      |
| Pérdida de carga en falso fondo                                                                                    | m   | 0.3000      |
| Pérdida de carga en orificios                                                                                      | m   | 0.0094      |
| Velocidad de paso válvula de comunicación cámara de agua filtrada a canal común                                    | m/s | 0.1451      |
| Perdidas en la válvula de paso $k = 0,25$                                                                          | m   | 0.0003      |
| <b>Total de pérdidas durante filtrado</b>                                                                          |     | <b>0.37</b> |

**Cuadro 13.27. Evaluación hidráulica del sistema de lavado.**

| <b>HIDRÁULICA DE LAVADO</b>                                                     |          |               |
|---------------------------------------------------------------------------------|----------|---------------|
| Perdidas en el lecho filtrante $h=l*(Ss-S)*(1-p)$                               |          |               |
| Caudal de lavado                                                                | l/s      | 18.82         |
| Velocidad de paso válvula de comunicación cámara de agua filtrada a canal común | m/s      | 0.580         |
| Pérdidas en el paso de canal común a filtros                                    | m        | 0.004         |
| Pérdidas en el falso fondo                                                      | m        | 0.3           |
| Perdidas en el lecho de soporte                                                 | m        | 0.001         |
| Pérdida en lecho filtrante, Arena                                               | m        | 0.226875      |
| Pérdida en lecho filtrante, Antracita                                           | m        | 0.064         |
| Pérdidas en el sistema de drenaje                                               | m        | 0.1499        |
| <b>Pérdidas durante lavado</b>                                                  | <b>m</b> | <b>0.7461</b> |
| <b>ACOTAMIENTO</b>                                                              |          |               |
| Altura lámina de agua sobre vertedero de control                                | m        | 0.087         |
| Cota corona de los muros de filtros                                             | msnm     | 1500.0        |
| Cota cresta del vertedero de control                                            | msnm     | 1498.58       |
| Cota nivel del agua en el canal común                                           | msnm     | 1498.67       |
| Cota del nivel mínimo en el filtro                                              | msnm     | 1499.04       |
| Cota nivel máximo del agua en el filtro                                         | msnm     | 1499.640      |
| Cota del vertedero canal de recolección agua de lavado                          | msnm     | 1497.4        |
| Altura de lamina sobre el vertedero de agua de lavado                           | m        | 0.015         |
| Cota del agua sobre el vertedero de aguas de lavado                             | msnm     | 1497.9207     |
| Cota cresta del vertedero de aguas de lavado                                    | msnm     | 1497.9059     |

### 12.8.7 Desinfección y diseño de tanque de contacto de cloro

Para la determinación de la dosis óptima de desinfectante debe emplearse el valor Ct-Concentración aplicada por tiempo de detención igual a K de acuerdo con la Tabla 13 "Parámetros de Desinfección por cloración" y Tabla 14 "Parámetros de Desinfección por cloración (1-2 UNT)" de la resolución 0330 de 2017 del MVCT. En el Cuadro 13.28 se presenta la demanda y dosificación de cloro.

**Cuadro 13.28. Datos de dosificación de cloro PTAP.**

| PARÁMETROS DE DISEÑO                          | UNIDADES | VALOR |
|-----------------------------------------------|----------|-------|
| Caudal                                        | l/s      | 18.82 |
| Demanda de cloro estimada                     | mg/l     | 3     |
| Índice de pureza del cloro gaseoso            | %        | 100%  |
| Duración de la solución de cloro              | días     | 1.00  |
| Cilindros de cloro llenos en reserva          | unidad   | 1     |
| <b>DOSIFICACIÓN DE CLORO GASEOSO</b>          |          |       |
| Consumo de la sustancia                       | kg/día   | 4.88  |
| Volumen del desinfectante puro a inyectar     | l/día    | 4.88  |
| Capacidad del dosificador                     | kg       | 4.88  |
| Capacidad de la bomba dosificadora            | lb/día   | 9.76  |
| Duración de un cilindro de 150 libras         | días     | 15.37 |
| Numero de cilindros de 150 libras disponibles | mes      | 2.00  |

También dado que la actual planta no cuenta con un tanque de contacto de cloro que garantice el sostenimiento de la concentración mínima requerida en el sistema de distribución, con el fin de proporcionar un tiempo de contacto mínimo de 20 minutos, que garantice la desinfección del agua, a continuación, en el Cuadro 13.27 se aprecia la evaluación hidráulica para el dimensionamiento de la cámara de contacto de cloro.

**Cuadro 13.29. Diseño de la cámara de contacto de cloro PTAP**

| TANQUE DE CONTACTO DE CLORO    |        |     |
|--------------------------------|--------|-----|
| DATOS PARA EL CHEQUEO          |        |     |
| Caudal de diseño               | 18.82  | l/s |
| Tiempo hidráulico de retención | 24.39  | min |
| Profundidad de la cámara       | 1.80   | m   |
| CÁLCULOS                       |        |     |
| Volumen de la cámara           | 27.54  | m3  |
| Largo                          | 5.10   | m   |
| Ancho                          | 3.00   | m   |
| Área superficial de la cámara  | 15.30  | m2  |
| TABIQUES EN Y (Flujo en y)     |        |     |
| Longitud del tanque            | 5.10   | m   |
| Ancho del tanque               | 3.00   | m   |
| E(muros)                       | 0.15   | m   |
| B(ancho libre)                 | 0.60   | m   |
| Numero de espacios             | 7      | un  |
| Numero de tabiques             | 6      | un  |
| Espacio Libre entre tabiques=  | 0.6    | m   |
| Longitud del tabique           | 2.40   | m   |
| Cálculo de tiempo de retención |        |     |
| Área de la sección             | 1.0800 | m2  |
| Velocidad                      | 0.0174 | m/s |
| Longitud de recorrido=         | 21.60  | m   |
| Tiempo hidráulico de retención | 20.66  | min |
| SE SELECCIONA TABIQUES EN Y    |        |     |
| VERTEDERO ENTRADA              |        |     |
| L=                             | 0.6000 | m   |
| H                              | 0.0663 | m   |
|                                | 6.63   | cm  |
| VERTEDERO SALIDA               |        |     |
| L=                             | 0.6000 | m   |
| H                              | 0.0663 | m   |
|                                | 6.63   | cm  |

Teniendo en cuenta el área disponible se elige con tabiques con flujo horizontal en y.

## 12.8.8 Lechos de secado de lodos

**Cuadro 13.30. Cálculos para la optimización de los lechos de secado**

| CRITERIOS Y PARÁMETROS DE DISEÑO                                                            |             |          |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|----------|
| PARÁMETRO                                                                                   | unidad      | valor    |
| Caudal de diseño                                                                            | l/s         | 18.82    |
|                                                                                             | m3/hora     | 67.752   |
|                                                                                             | m3/día      | 1626.048 |
| Dosis promedio de sulfato                                                                   | mg/litro    | 20       |
| Constante lodo producido $Al_2(SO_4)_3$                                                     | Adim        | 0.2624   |
| Valores medios de turbiedad                                                                 | UNT         | 100      |
| Relación entre SST (mg/l) y turbiedad agua cruda (UNT)                                      | Adim        | 1.3      |
| Densidad de lodos                                                                           | kg/m3       | 1600     |
| Concentración de lodos mínimo                                                               | %           | 5%       |
| Concentración de lodos máximo                                                               | %           | 10%      |
| Tiempo de descarga                                                                          | minutos     | 10       |
| Tiempo entre descargas                                                                      | minutos     | 120      |
| Altura de lodos en lechos de secado                                                         | m           | 0.2      |
| Tiempo de secado de lodos                                                                   | días        | 2        |
| CÁLCULOS                                                                                    |             |          |
| Lodos generados $PL = \text{dosis} * \text{constante} / \text{turbiedad} * \text{relación}$ | g/m3        | 135.248  |
| Lodos generados por día = $Q * PL / 1000$                                                   | kg/día      | 219.92   |
| Caudal de lodos máximo = $(\text{Lodos/día}) / (p\%)$                                       | m3/día      | 2.75     |
| Caudal de lodos mínimo                                                                      | m3/día      | 1.374    |
| Numero de ciclos por día = $60 * 24 / (t_{\text{descarga}} + t_{\text{espacio}})$           | ciclos/día  | 11.08    |
| Tiempo total de descarga al día = $T_{\text{entre descargas}} * N_{\text{ciclos}}$          | minutos/día | 110.77   |
| Tiempo total de descarga al día = $T_{\text{entre descargas}} * N_{\text{ciclos}}$          | horas/día   | 1.85     |
| Caudal de descarga de lodos para concentración del 5%                                       | l/s         | 0.41     |
| Área requerida lechos de secado $A = \text{Lodos min} / \text{Alt lechos}$                  | m2/día      | 13.74    |
| Área total lechos de secado                                                                 | m2          | 27.49    |
| Numero de celdas de secado                                                                  | unidad      | 3        |
| Área por cada celda                                                                         | m2          | 9.16     |
| Dimensiones de la celda                                                                     |             |          |
| Largo                                                                                       | m           | 2.5      |
| Ancho                                                                                       | m           | 3.67     |

Los valores de turbiedad y dosis media de coagulante deben ser calculados de los registros suministrados por el operador

## 12.9 OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO.

Como se definió en la etapa de diagnóstico, el sistema tiene un déficit de almacenamiento de 245 m<sup>3</sup>, por lo anterior se debe proyectar el sistema de almacenamiento para abastecer el volumen restante.

### 12.9.1 Localización.

Teniendo en cuenta el análisis de alternativas se proyecta un tanque de almacenamiento en concreto reforzado.

Debido a las condiciones de espacio y ocupación predial el tanque se proyecta implantarlo sobre el tanque existente N°4, el cual está construido en concreto ciclópeo, para esta actividad se debe demoler la placa superior y una de las paredes del tanque existente y utilizar las otras tres paredes como formaleta al igual la placa inferior sirva como cimentación para el nuevo tanque.

El tanque está proyectado en el sector contiguo al tanque N°3 (Pira), en la Figura 13.36, se presenta la localización del tanque de almacenamiento.

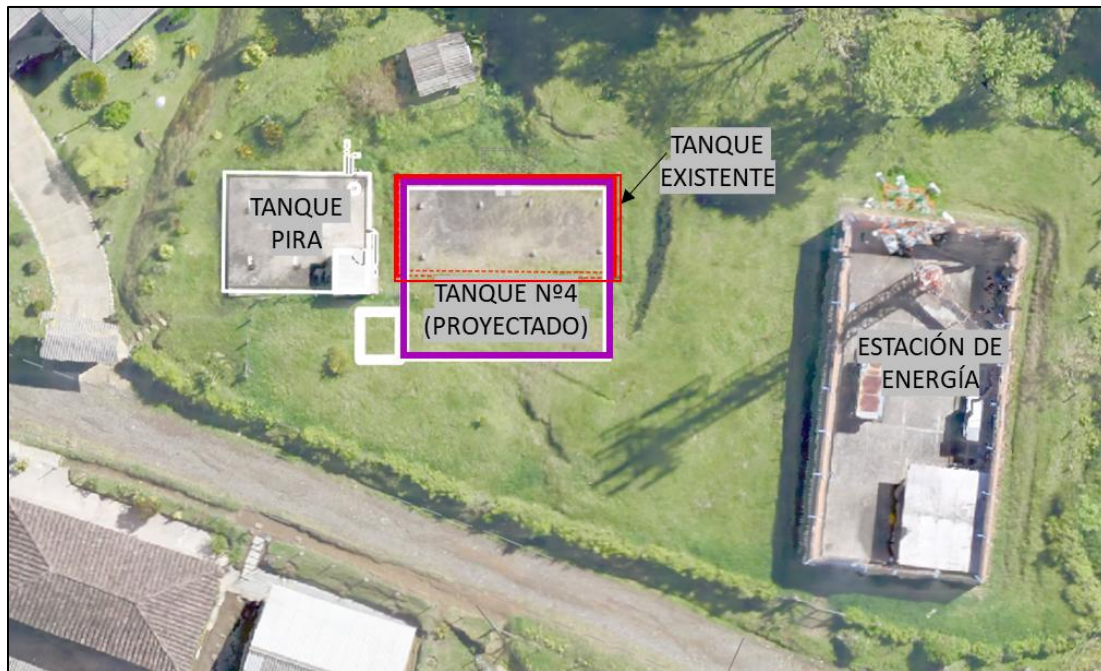


Figura 13.36. Localización tanque de almacenamiento proyectado



## 12.9.2 Dimensionamiento del tanque proyectado.

El predimensionamiento del tanque de almacenamiento, se hace con la fórmula empírica propuesta en el libro: "Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados" de Ricardo Alfredo López Cualla, 2ª edición (página 275):

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

En donde:      h= profundidad útil en (m)  
                     V= capacidad en (cientos de m³)  
                     K= constante en función de la capacidad (1.5 m)

Con lo cual se pretende obtener una optimización de costos por la geometría del tanque, para una capacidad mínima de 245 m³.

$$H = 2.45/3 + 1.50$$

$$h = 2.30$$

|                                |                     |
|--------------------------------|---------------------|
| Largo libre                    | 11.30 m             |
| Ancho libre                    | 9.5 m               |
| Altura útil                    | 2.30 m              |
| Borde libre                    | 0.30 m              |
| Altura total                   | 2.60m               |
| Volumen útil                   | 247 m³              |
| <b>Nivel de lámina de agua</b> | <b>1923.60 msnm</b> |

- Este tanque contará con los siguientes elementos:
- Válvula de control de nivel a la entrada
- Sistema FIFO
- Salida de fondo
- Rebose
- Caja de válvulas de salida y lavado
- Sistema de aireadores con su respectivo control de contaminantes y animales

En los planos DS-TQ-01 y DS-TQ-02, se presenta la implantación y detalles de este tanque proyectado.

## 12.10 DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE PIRA (PTAP)

Comprende el diseño, construcción y puesta en marcha de una planta que permita la eliminación de las partículas responsables de la turbiedad, por medios físicos, mediante el paso consecutivo por lechos filtrantes de diferentes especificaciones y en dirección descendente - ascendente en forma alternada.

La fuente de abastecimiento proviene de la quebrada La Cabaña, la cobertura vegetal y la ausencia de actividades antrópicas son factores importantes para determinar que las aguas son de buena calidad. El resultado del análisis fisicoquímico del agua cruda así lo confirma. Los picos de turbiedad y color que demanden procesos de tratamiento completos no son muy frecuentes y cuando se presentan pasan rápidamente. Esta característica de la fuente de abastecimiento abre el panorama para la aplicación de un sistema de tratamiento de tipo compacto de filtración directa, con bajos consumos de sustancias químicas y labores simplificadas de operación y mantenimiento. Teniendo en cuenta estas consideraciones, la demanda del sector y la disponibilidad de espacio, se decide por parte del consultor localizar la PTAP compacta sobre el tanque a reconstruir en el sector Pira.

Se concluye parcialmente que solo se necesita de Filtración Lenta o Filtración Directa y de Desinfección y Estabilización

La filtración directa es un proceso de tratamiento de agua superficial que se caracteriza por no incluir entre sus componentes la etapa de sedimentación, a diferencia del ciclo completo. Puede ser:

- Directa en línea: Cuando incluye coagulación, mezcla rápida y filtración.
- Directa con floculación. Cuando se incluye el proceso de floculación

### 12.10.1 Parámetros de diseño de filtración directa

|                         |                                                               |
|-------------------------|---------------------------------------------------------------|
| TURBIEDAD:              | Que el 90% del tiempo sea < a 10 UNT (Preferiblemente =5 UNT) |
| COLOR VERDADERO:        | El 90% del tiempo sea <10 U.P.C.                              |
| HIERRO Y MANGANESO:     | Que sea < 3 mg/L                                              |
| CONCENTRACIÓN DE ALGAS: | Máximo 500 ASU/ML, Normal: 200 ASU/ ML                        |

### Caudal de diseño

El caudal de diseño de esta planta será el determinado para el caudal máximo diario disponible en esta fuente, para el horizonte del proyecto (2039), más un caudal de uso interno en la planta equivalente al 10% de este caudal.

$$Q_{\text{diseño planta}} = 2.39 + 0.10 \times 2.39 = 2.63 \text{ lit/seg}$$

Este tipo de PTAP compacta están disponibles en el mercado para un caudal mínimo de 5 l/s.

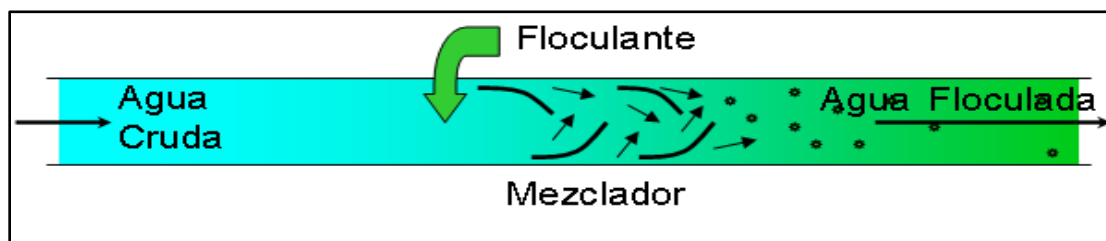
El sistema de tratamiento se basa en los procesos de coagulación y floculación con la tecnología modular Filtrado Rápido Ascendente - Descendente. El sistema de filtración, con gravas y antracita en lecho profundo ha sido diseñado para retener sólidos suspendidos, típicamente material orgánico y color, algas, arena y otras impurezas que se manifiestan como turbiedad o color en el agua. Los filtros han sido concebidos para lograr carreras típicas de 24 a 48 horas.

Este tipo de filtros de lecho mixto son ideales para filtrar agua con soluciones coloidales de contaminantes orgánicos e inorgánicos. El filtro atrapa y retiene grandes cantidades de contaminantes debido a la naturaleza tridimensional de la cama del filtro.

### Descripción de los procesos

- Coagulación y mezcla rápida.

**Figura 1. Inyección de coagulante y mezcla rápida PTAP**



El coagulante neutraliza las partículas que vienen en el agua para que se aglomeren entre sí y se adhieran a los granos del lecho ascendente. Desestabiliza la solución coloidal y en cantidades adecuadas, permite que el lecho filtrante actúe como un clarificador por adsorción.

La dosis de coagulante se determina por una prueba de jarras, que deberá repetirse periódicamente durante las diversas épocas del año. El coagulante se inyecta mediante sistema hidráulico para dosificación de químicos, de flujo variable.

## Floculación

El tanque contiene un lecho de gravas gruesas las cuales distribuyen el flujo y promueven una mezcla lenta donde el agua coagulada empieza a producir pequeñas aglomeraciones de sólidos llamados *flocs* los cuales van creciendo en tamaño a medida que nuevos *flocs* se forman y se adhieren a los existentes.

## Filtración

En la filtración directa es frecuente el uso de lechos de arena y antracita más profundos y más gruesos que los convencionales para conseguir carreras más largas e incrementar la productividad. Al aumentar la porosidad y la profundidad del lecho se incrementa la capacidad para almacenar sólidos, lo que permite tratar aguas con cargas más elevadas.

## Cloración

El último proceso en la planta es la cloración, que consiste en la inyección de cloro gaseoso. La finalidad de esta cloración es la desinfección y conservación del agua tratada. La dosificación de cloro se hace con una concentración de 2 ppm.

La calidad del agua tratada debe cumplir con las normas y parámetros establecidos en el decreto 1551 y la resolución 2115 del año 2007.

## 12.10.2Diseño hidráulico Planta de Tratamiento de Agua Potable PTAP

Conociendo los siguientes datos de entrada se diseña la planta de filtración rápida.

### Diseño de los Clarificadores

**Cuadro 13.31. Parámetros hidráulicos de entrada para realización de los cálculos hidráulicos del mezclador estático.**

| CALCULOS HIDRAULICOS MEZCLADOR ESTATICO              |                                     | CAPACIDAD    |
|------------------------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| PARAMETROS DE DISEÑO                                 | UNIDADES                            | DE LA PLANTA |
| Caudal de diseño                                     | l/s                                 | 5.17         |
| Factor de friccion (f)                               |                                     | 0.75         |
| Aceleracion de la gravedad (g)                       | m/s <sup>2</sup>                    | 9.81         |
| Largo del mezclador estatico (L)                     | m                                   | 0.6          |
| Diametro nominal (D)                                 | m                                   | 0.075        |
| Peso especifico (γ)                                  | N/m <sup>3</sup>                    | 9807         |
| Viscosidad absoluta (μ)                              | kg/m*s                              | 0.001308     |
| Viscosidad cinematica (ν)                            | m <sup>2</sup> /s                   | 0.00000114   |
| Tasa de aplicacion en clarificadores y filtros       | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia | 300          |
| Velocidad de lavado en clarificadores y filtros      | m/min                               | 0.63         |
| <b>ESPECIFICACIONES DE LOS LECHOS CLARIFICADORES</b> |                                     |              |
| <b>GRAVAS</b>                                        |                                     |              |
| Tamano efectivo                                      | mm                                  | 9.53         |
| Porosidad                                            | %                                   | 30%          |
| Espesor del lecho                                    | m                                   | 0.25         |
| Coeficiente de esfericidad                           | %                                   | 65%          |
| <b>GRAVAS FINAS</b>                                  |                                     |              |
| Tamano efectivo                                      | mm                                  | 4.76         |
| Porosidad                                            | %                                   | 30%          |
| Espesor del lecho                                    | m                                   | 0.35         |
| Coeficiente de esfericidad                           | %                                   | 65%          |
| <b>ARENAS</b>                                        |                                     |              |
| Tamano efectivo                                      | mm                                  | 2            |
| Porosidad                                            | %                                   | 40%          |
| Espesor del lecho                                    | m                                   | 0.75         |
| Coeficiente de esfericidad                           | %                                   | 68%          |

**Cuadro 13.32. Resultados de los cálculos hidráulicos para el diseño del mezclador estático.**

| CALCULOS HIDRAULICOS MEZCLADOR ESTATICO                                                      |                       |         |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|---------|
| <b>CALCULOS</b>                                                                              |                       |         |
| Velocidad promedio (v)                                                                       | m/s                   | 1.17    |
| <b>CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA</b>                                                        |                       |         |
| Se calcula con la formula de Darcy Weisbach                                                  |                       |         |
| $\Delta h = f \cdot L / D \cdot v^2 / 2 \cdot g$                                             | m                     | 0.42    |
| <b>CALCULO DEL GRADIENTE DE VELOCIDAD</b>                                                    |                       |         |
| $G = (P / \mu)^{0.5}$                                                                        |                       |         |
| <b>CALCULO DE LA POTENCIA DISIPADA</b>                                                       |                       |         |
| $P = \gamma \cdot v \cdot \Delta h / L$                                                      | N/m <sup>3</sup> *m/s | 8010.72 |
| Gradiente de mezcla rapida                                                                   | s <sup>-1</sup>       | 2474.75 |
| <b>DISEÑO DE LOS CLARIFICADORES POR ADSORCION ASCENDENTE</b>                                 |                       |         |
| Area de clarificadores                                                                       | m <sup>2</sup>        | 1.49    |
| Numero de clarificadores                                                                     | unidad                | 2.00    |
| Area por clarificador                                                                        | m <sup>2</sup>        | 0.74    |
| Diametro del clarificador                                                                    | m                     | 0.97    |
| Velocidad de operacion                                                                       | m/s                   | 0.00347 |
| <b>CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA EN OPERACION</b>                                           |                       |         |
| <b>PERDIDA DE CARGA EN LA GRAVA</b>                                                          |                       |         |
| $\Delta h = 180 \cdot v \cdot L / g \cdot \text{viscocidad} \cdot (1-f)^2 / (f^3 \cdot d^2)$ | m                     | 0.0036  |
| <b>PERDIDA DE CARGA EN LA GRAVA FINA</b>                                                     | m                     | 0.020   |
| <b>PERDIDA DE CARGA EN LA ARENA</b>                                                          | m                     | 0.077   |
| <b>TOTAL PERDIDA DE CARGA CLARIFICADOR EN OPERACION</b>                                      | m                     | 0.10    |
| <b>CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA EN LAVADO</b>                                              |                       |         |
| <b>PERDIDA DE CARGA EN LA GRAVA</b>                                                          |                       |         |
| $\Delta h = 180 \cdot v \cdot L / g \cdot \text{viscocidad} \cdot (1-f)^2 / (f^3 \cdot d^2)$ | m                     | 0.0110  |
| <b>PERDIDA DE CARGA EN LA GRAVA FINA</b>                                                     | m                     | 0.0616  |
| <b>PERDIDA DE CARGA EN LA ARENA</b>                                                          | m                     | 0.2316  |
| <b>TOTAL PERDIDA DE CARGA CLARIFICADOR EN LAVADO</b>                                         | m                     | 0.3042  |

**Cuadro 13.33. Parámetros de entrada para la realización de los diseños hidráulicos de los filtros**

| CALCULOS HIDRAULICOS FILTROS DESCENDENTES       |                                     | CAPACIDAD DE |
|-------------------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| PARAMETROS DE DISEÑO                            | UNIDADES                            | LA PLANTA    |
| Caudal                                          | l/s                                 | 5.17         |
| Aceleracion de la gravedad (g)                  | m/S <sup>2</sup>                    | 9.81         |
| Peso especifico (γ)                             | N/m <sup>3</sup>                    | 9807         |
| Viscosidad absoluta (μ)                         | kg/m*s                              | 0.001308     |
| Viscosidad cinematica (κ)                       | m <sup>2</sup> /s                   | 0.000001308  |
| Tasa de aplicacion en clarificadores y filtros  | m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia | 300          |
| Velocidad de lavado en clarificadores y filtros | m/min                               | 0.63         |



**Cuadro 13.34. Resultados de los cálculos hidráulicos para el diseño de los Filtros**

| ESPECIFICACIONES DE LOS LECHOS FILTROS DESCENDENTES |    |       |
|-----------------------------------------------------|----|-------|
| GRAVAS                                              |    |       |
| Tamano efectivo                                     | mm | 9.53  |
| Porosidad                                           | %  | 30%   |
| Espesor del lecho                                   | m  | 0.1   |
| Coeficiente de esfericidad                          | %  | 65%   |
| TRANSICION 1                                        |    |       |
| Tamano efectivo                                     | mm | 7.14  |
| Porosidad                                           | %  | 15%   |
| Espesor del lecho                                   | m  | 0.1   |
| Coeficiente de esfericidad                          | %  | 65%   |
| GRAVAS FINAS                                        |    |       |
| Tamano efectivo                                     | mm | 4.76  |
| Porosidad                                           | %  | 30%   |
| Espesor del lecho                                   | m  | 0.1   |
| Coeficiente de esfericidad                          | %  | 65%   |
| TRANSICION 2                                        |    |       |
| Tamano efectivo                                     | mm | 3.38  |
| Porosidad                                           | %  | 16%   |
| Espesor del lecho                                   | m  | 0.100 |
| Coeficiente de esfericidad                          | %  | 66.5% |
| ARENAS                                              |    |       |
| Tamano efectivo                                     | mm | 2     |
| Porosidad                                           | %  | 40%   |
| Espesor del lecho                                   | m  | 0.1   |
| Coeficiente de esfericidad                          | %  | 68%   |
| TRANSICION 3                                        |    |       |
| Tamano efectivo                                     | mm | 1.6   |
| Porosidad                                           | %  | 14%   |
| Espesor del lecho                                   | m  | 0.1   |
| Coeficiente de esfericidad                          | %  | 54%   |
| ANTRACITA                                           |    |       |
| Tamano efectivo                                     | mm | 1.2   |
| Porosidad                                           | %  | 40%   |
| Espesor del lecho                                   | m  | 0.6   |
| Coeficiente de esfericidad                          | %  | 40%   |

**Cuadro 13.35. Resultados de los cálculos hidráulicos para el diseño de los Filtros**

| <b>DISEÑO DE LOS FILTROS ASCENDENTES</b>                |        |         |
|---------------------------------------------------------|--------|---------|
| Area requerida de filtracion                            | m2     | 1.48896 |
| Numero de filtros                                       | unidad | 2       |
| Area por filtro                                         | m2     | 0.74448 |
| Diametro del filtro                                     | m      | 0.974   |
| <b>CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA EN OPERACION</b>      |        |         |
| GRAVAS                                                  | m      | 0.0017  |
| TRANSICION 1                                            | m      | 0.0350  |
| GRAVAS FINAS                                            | m      | 0.0067  |
| TRANSICION 2                                            | m      | 0.1257  |
| ARENAS                                                  | m      | 0.0117  |
| TRANSICION 3                                            | m      | 0.8774  |
| ANTRACITA                                               | m      | 0.1953  |
| TOTAL PERDIDA DE CARGA EN OPERACION FILTROS             | m      | 1.2534  |
| <b>CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA EN LAVADO FILTROS</b> |        |         |
| GRAVAS                                                  | m      | 0.0050  |
| TRANSICION 1                                            | m      | 0.1058  |
| GRAVAS FINAS                                            | m      | 0.0202  |
| TRANSICION 2                                            | m      | 0.3800  |
| ARENAS                                                  | m      | 0.0354  |
| TRANSICION 3                                            | m      | 2.6532  |
| ANTRACITA                                               | m      | 0.5906  |
| TOTAL PERDIDA DE CARGA EN LAVADO DE FILTROS             | m      | 3.7903  |

**Cuadro 13.36. Dosificación de sulfato de aluminio**

| <b>PARAMETROS DE DISEÑO</b>            | <b>UNIDADES</b> | <b>CAPACIDAD DE LA PLANTA</b> |
|----------------------------------------|-----------------|-------------------------------|
| Caudal a tratar                        | l/s             | 5.17                          |
| Dosis de coagulante (prueba de jarras) | mg/l            | 12                            |
| Dilucion del coagulante                | %               | 10%                           |
| Duracion de la solucion preparada      | días            | 4.630                         |
| <b>CALCULOS</b>                        |                 |                               |
| Volumen de agua tratada                | m3/dia          | 446.688                       |
| Peso del coagulante consumido          | kg/dia          | 5.36                          |
| Volumen de solucion a inyectar         | l/dia           | 53.60256                      |
| Volumen del tanque de solucion         | litros          | 248.16                        |
| Capacidad de la bomba dosificadora     | l/hora          | 3.45                          |
| Capacidad de la bomba dosificadora     | GPD             | 22.06                         |

**Cuadro 13.37. Dosificación de cloro líquido (Hipoclorito de sodio)**

| PARAMETROS DE DISEÑO                          | UNIDADES | CAPACIDAD DE LA PLANTA |
|-----------------------------------------------|----------|------------------------|
| Caudal                                        | l/s      | 5.17                   |
| Demanda de cloro (laboratorio)                | mg/l     | 4                      |
| Indice de pureza del hipoclorio de sodio      | %        | 13%                    |
| Indice de pureza del cloro gaseoso            | %        | 100%                   |
| Dilucion para preparar la solucion            | %        | 20%                    |
| Duracion de la solucion de cloro              | dias     | 3.76                   |
| Cilindros de cloro llenos en reserva          | unidad   | 2                      |
| <b>CALCULOS</b>                               |          |                        |
| Consumo de la sustancia                       | kg/dia   | 1.79                   |
| Volumen de desinfectante a inyectar           | l/dia    | 13.74                  |
| Volumen de la solucion a inyectar             | l/dia    | 68.72                  |
| Capacidad del tanque para la solucion         | litros   | 258.39                 |
| Capacidad de la bomba dosificadora            | l/hora   | 2.86                   |
| Capacidad de la bomba dosificadora            | GPD      | 18.33                  |
| <b>DOSIFICACION DE CLORO GASEOSO</b>          |          |                        |
| Consumo de la sustancia                       | kg/dia   | 1.79                   |
| Volumen del desinfectante puro a inyectar     | l/dia    | 1.79                   |
| Capacidad del dosificador                     | kg/dia   | 6.48                   |
| Capacidad de la bomba dosificadora            | lb/dia   | 14.26                  |
| Duracion de un cilindro de 150 libras         | dias     | 10.52                  |
| Numero de cilindros de 150 libras disponibles | mes      | 3.00                   |

#### Resumen de obras a realizar PTAP

- Empalme entre conducción de llegada y planta de tratamiento.
- Construcción de placa de cimentación PTAP, sobre el tanque Pira a reconstruir.
- Sistema de desagüe de la planta de tratamiento
- Empalme PTAP a tanque de almacenamiento a reconstruir.
- Cerramiento de seguridad en malla eslabonada
- Instalación planta empaquetada
- Caseta de operario

## 12.11 OPTIMIZACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Como se estableció en el diagnóstico, es necesario realizar la optimización del sistema de distribución de agua potable mediante un diseño de zonificación, y sectorización, (RAS 2017, ARTICULO 58 “Sectorización Hidráulica: Todas las redes deben estar sectorizadas, con el fin de lograr la racionalización del servicio” también se debe contar con equipos de medición de caudal en todas las entradas de cada zona”).

Además, con el objeto de disponer de las presiones de operación adecuadas (RAS 2017: ARTÍCULO 61. Presiones de servicio mínimas en la red de distribución 10m.c.a. y ARTÍCULO 62. Presiones de servicio máximas en la red de distribución 50 m.c.a.) y de las condiciones de aislamientos para operación y mantenimiento.

### 12.11.1 Zonificación.

El objetivo general de la zonificación es contar con áreas independientes de servicio de distribución, con tal objeto se puede dividir el Municipio en áreas de servicio, dependiendo de la fuente de suministro, que para el Municipio de Guática depende de la localización de los tanques de almacenamiento, con la zonificación se puede cuantificar el volumen suministrado y a su vez optimizar el funcionamiento hidráulico de la red de distribución de agua potable.

Teniendo en cuenta la localización de los cuatro tanques, las cotas de prestación de servicio, la capacidad de almacenamiento de almacenamiento, la distribución de caudales, la distribución geográfica del municipio y las condiciones de la demanda existente y proyectada, se decide proyectar tres zonas de servicio, como se describen a continuación:

**Zona Alta N°1:** Corresponde a la zona alta y próxima a la PTAP al centro y los barrios San José Popular y Humberto Agudelo que corresponden a la zona alta del Municipio, esta zona se abastecerá del tanque N°1 de almacenamiento principal y el tanque N°2 existente localizados en el sector de la PTAP.

Para la zona N°1 se proyecta la conexión del tanque N°2 (hospital) a la red de distribución.

**Zona Alta N°2:** Corresponde a la zona media del Municipio en cuales estala parte baja del centro y el barrio Gamonrrá, esta zona se abastecerá del tanque de almacenamiento existente N°3 (Pira).

En la Figura 13.37 se presenta la localización de la zonificación propuesta para el Municipio de Guática, En el Plano DS-DIS-01 se presenta lo localización de la conformación de las zonas de servicio.

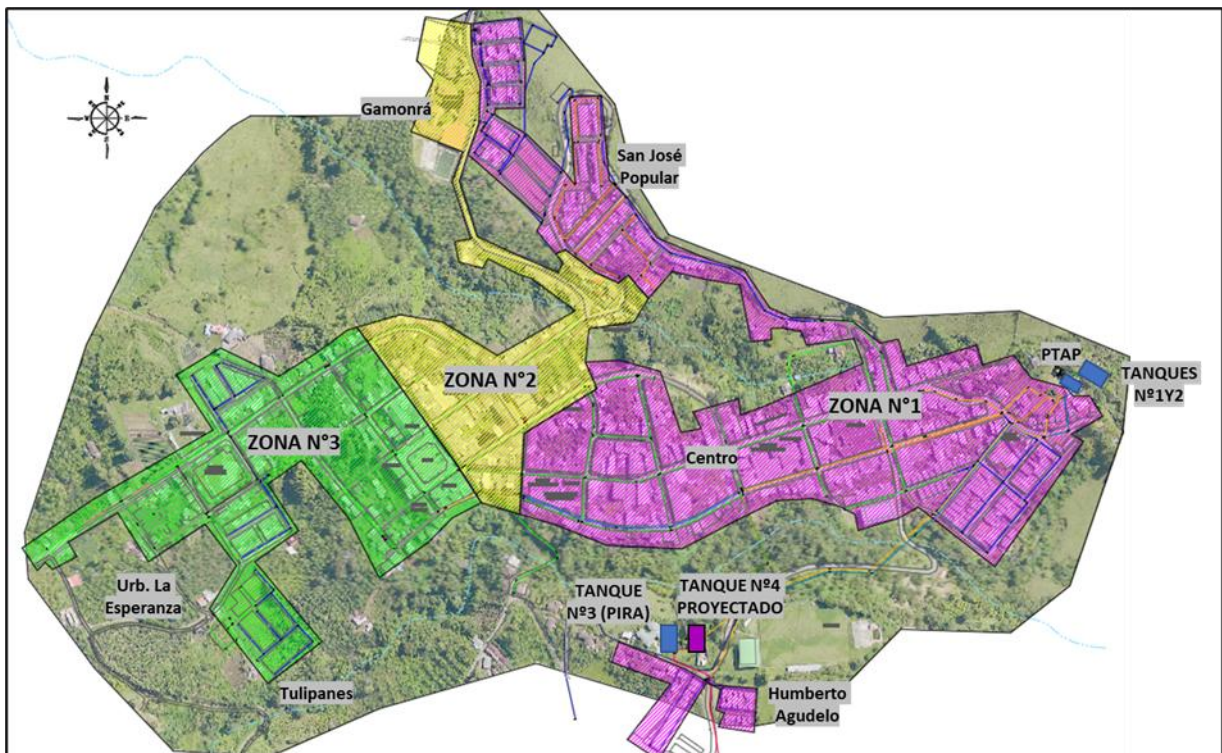


Figura 13.37. Localización de las zonas de servicio

#### 12.11.1.1 Asignación de caudales por zona

De acuerdo a la zonificación conformada se proyectan los caudales para cada zona teniendo en cuenta la capacidad de almacenamiento de cada tanque, a continuación, se presenta los caudales medios diarios (qmd) para cada zona:

##### Zona N°1:

Tanque N°1 (Principal) y Tanque N°2 (Hospital)

Caudal asignado para el Tanque N°1: 5.56 L/s

Caudal asignado para el Tanque N°2: 1.29 L/s

Total Caudal asignado para la Zona N°1: 6.85 L/s

##### Zona N°2:

Tanque N°2 (Pira)

Caudal asignado para el Tanque N°2: 2.38 L/s

Total, Caudal asignado para la Zona N°2: 2.38 L/s

##### Zona N°3:

Tanque N°3 (Proyectado)

Caudal asignado para el Tanque N°3: 5.25 L/s

Total Caudal asignado para la Zona N°3: 5.25 L/s

A continuación se presenta el resumen de caudales por zonas:

**Zona N°1**

Caudal medio diario (qmd): 6.85 L/s

Caudal Máximo Horario (QMH): 14.25 L/s

**Zona N°2**

Caudal medio diario (qmd): 2.38 L/s

Caudal Máximo Horario (QMH): 4.95 L/s

**Zona N°3**

Caudal medio diario (qmd): 5.25 L/s

Caudal Máximo Horario (QMH): 10.92 L/s

**Total Caudal para las tres zonas:**

Caudal medio diario (qmd): 14.48 L/s

Caudal Máximo Horario (QMH): 30.12 L/s

**12.11.1.2 Selección del sistema de Medición de Caudal total**

**12.11.1.3 Sistema de Macromedición**

Para cada una de las tres (3) zonas se proyecta un sistema de macromedición, de acuerdo al caudal proyectado

- **Zona 1:** Estación de Macromedición de caudal (EMQ-01)

De acuerdo con el Caudal Máximo Horario (QMH) para cada una de las zonas que abastece los tanques para el horizonte de 25 años

Se define el macromedidor con las siguientes características:

- Tipo velocidad de paso total de agua fría
- Instalación horizontal

- Para la estabilización del flujo se requiere un tramo de tubería recta a la entrada cuya longitud sea por lo menos unas diez veces el diámetro.
- A la salida del contador se requiere una tubería recta con una longitud de 2 a 5 veces el diámetro de la misma.

- **Zona 1:** Estaciones de Macromedición de caudal (EMQ-01 y EMQ-02)

#### **Estación de Macromedición Tanque N°1 (Principal)**

Caudal QMH=11.59 L/s – 41.70m<sup>3</sup>/h

- Diámetro nominal: 3" (75 mm)
- Q nominal: 40 m<sup>3</sup>/hr
- Q máximo permisible por corto tiempo: 80 m<sup>3</sup>/h

#### **Estación de Macromedición Tanque N°2 (Hospital)**

Caudal QMH=4.96 L/s – 9.70m<sup>3</sup>/h

- Diámetro nominal: 1 1/2" (37.5mm)
- Q nominal: 10 m<sup>3</sup>/hr
- Q máximo permisible por corto tiempo: 20 m<sup>3</sup>/h

La estación de macro medición EMQ-01 y EMQ-02 estarán localizadas a la salida del tanque N°1 y N°2 respectivamente, en el predio de la PTAP, la caja para estas nuevas estaciones será en concreto reforzado y tendrá 6.0 m x 2.0 m de dimensiones internas, como se presenta en los planos DS-DIS-01 y el detalle constructivo en DS-DIS-DET-01.

- **Zona 2:** Estación de Macromedición de caudal (EMQ-03)

#### **Estación de Macromedición Tanque N°3 (Pira)**

Caudal QMH=4.96 L/s – 17.80m<sup>3</sup>/h

- Diámetro nominal: 2 1/2" (62.5mm)
- Q nominal: 25 m<sup>3</sup>/hr
- Q máximo permisible por corto tiempo: 50 m<sup>3</sup>/h

La estación de macromedición EMQ -03 estará localizada a la salida del tanque N°3, en el lote del tanque, la caja para esta nueva estación será en concreto reforzado y tendrá 4.8 m x 2.0 m de



dimensiones internas, como se presenta en los planos DS-DIS-01, el detalle constructivo en el plano DS-DIS-DET-01.

- **Zona 3:** Estación de Macromedición de caudal (EMQ-04)

#### **Estación de Macromedición Tanque N°41 (Proyectado)**

Caudal QMH=10.91 L/s – 39.30m<sup>3</sup>/h

- Diámetro nominal: 3" (75mm)
- Q nominal: 40 m<sup>3</sup>/hr
- Q máximo permisible por corto tiempo: 80 m<sup>3</sup>/h

La estación de macro medición EMQ -03 estará localizada a la salida del tanque N°3, en el lote del tanque, la caja para esta nueva estación será en concreto reforzado y tendrá 6.00 m x 2.0 m de dimensiones internas, como se presenta en los planos DS-DIS-01, el detalle constructivo en el plano DS-DIS-DET-01.

#### **12.11.2 Simulación hidráulica.**

Una vez definida la optimización de la red de acueducto en el casco urbano del municipio, se actualiza el modelo hidráulico que se creó para el diagnóstico en el software EPANET. Para la actualización del modelo se implementa la renovación de las tuberías relacionadas anteriormente.

Para la actualización de este modelo se contempló los empalmes y válvula de reducción de presión proyectada, con el fin de determinar el comportamiento hidráulico de la red de distribución y en especial los sectores hidráulicos. La curva de modulación obtenida de la jornada de caracterización de aguas residuales arrojó valores inadecuados para la implementación del diseño pues se espera que una vez optimizada la red de acueducto se controle el consumo de agua y se minimicen las pérdidas técnicas. Por lo anteriormente expuesto, se tomarán los factores de mayoración K1 = 1.3 y K2 = 1.6 estipulados en el artículo 47 del RAS 2017.

En la Figura 13.38 se presenta el esquema gráfico de los nodos y mapa de isolíneas de presión para el Caudal Máximo Horario (QMH) establecido según la proyección de consumo para el año proyectado.



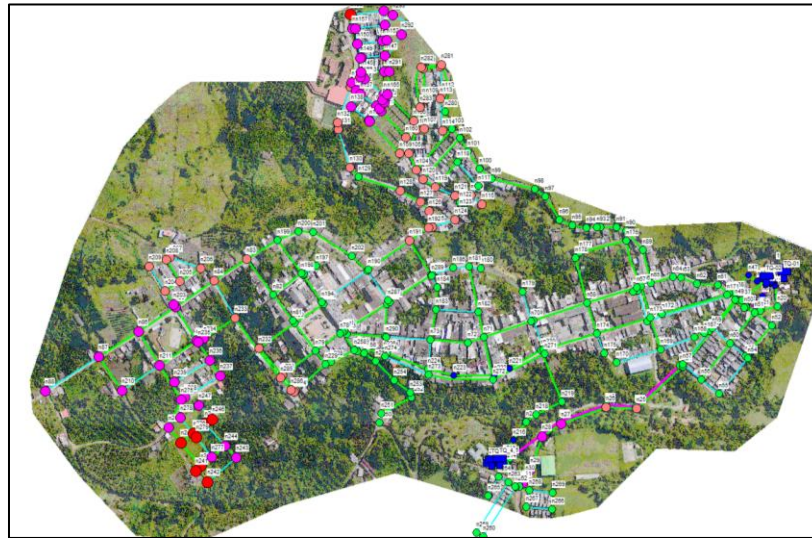


Figura 13.38. Estado de presiones en la red simulada con el QMH

En la Figura 13.39 se presenta el mapa de isolíneas de presión para el Caudal Máximo Horario (QMH) establecido según en la zonificación y la proyección de consumo para el año proyectado.

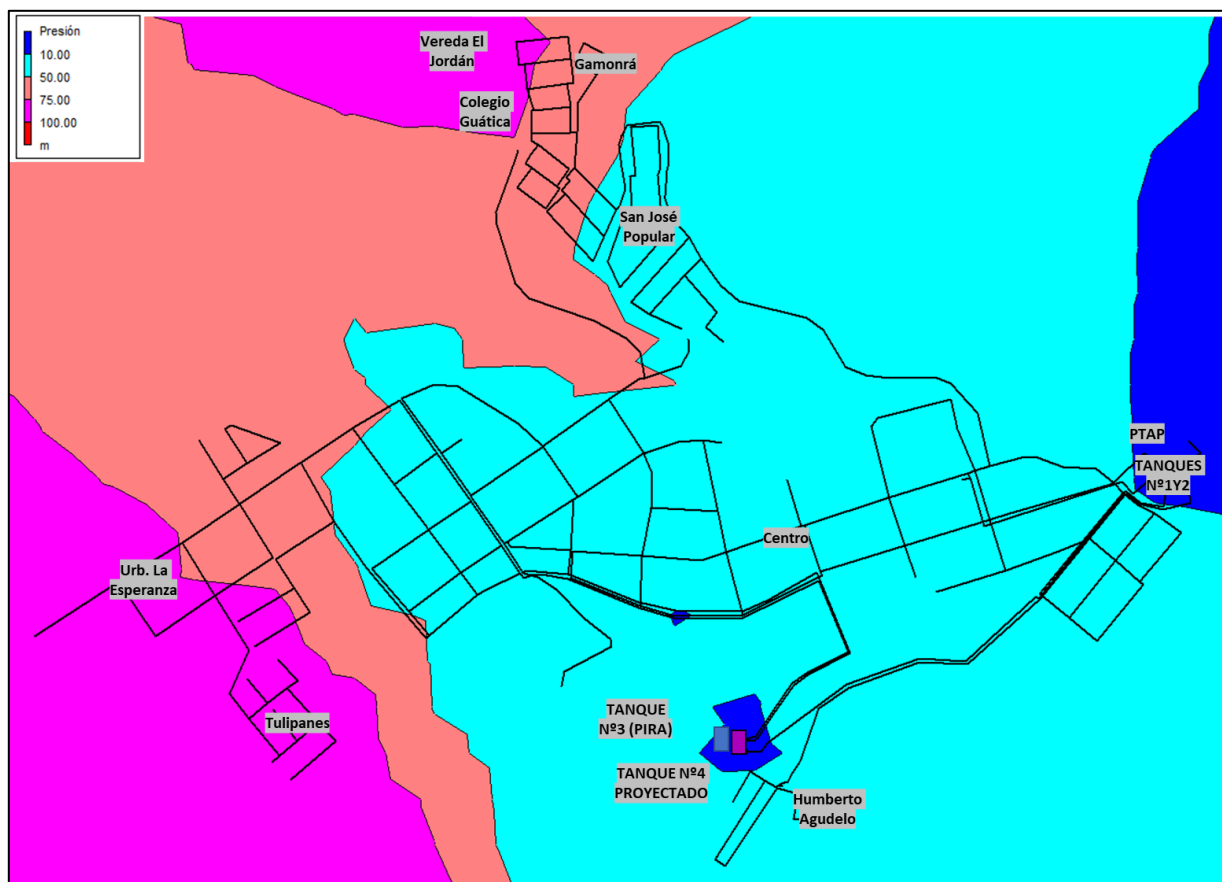


Figura 13.39. Mapa de isolíneas de la red para el QMH

En el Cuadro 13.38 se presenta el resumen de las distribuciones de presiones en la red simulada con el Caudal Máximo Horario (QMH)

**Cuadro 13.38. Distribución de presiones en la red simulada con el QMH**

| PRESIÓN      | CANTIDAD NODOS | % DE NODOS  |
|--------------|----------------|-------------|
| m.c.a        | UNID           | **          |
| <10          | 29             | 9%          |
| 10-50        | 172            | 56%         |
| 51-75        | 51             | 17%         |
| 75-100       | 56             | 18%         |
| >100         | 0              | 0%          |
| <b>TOTAL</b> | <b>308</b>     | <b>100%</b> |

De acuerdo al análisis de presiones del resultado de la simulación hidráulica y del Cuadro 13.38 se tiene que el 35% del área servida presenta presiones mayores a las de operación estipuladas por el RAS 2017, las cuales se presentan para la Zona N°1 en el barrio Gamonrá, para la Zona N°2 se presentan en el sector Instituto Guática y entrada a la vereda el Jordán y para la Zona N°3 en los barrios Tulipanes y La Esperanza, por lo anterior se debe implementar una sectorización de acuerdo al rango de presiones establecidas en el reglamento.

Los resultados en detalle de esta modelación se presentan en el Anexo E “*Simulaciones hidráulicas de acueducto*”.

### 12.11.3 Sectorización.

Según la zonificación, la distribución de presiones, la conformación de la distribución geográfica y la geomorfología del corregimiento, se conforma el sistema con tres (4) sectores hidráulicos de presiones.

#### 12.11.3.1 Sectores hidráulicos para la Zona N°1

Para la Zona N°1 se conforman dos sectores hidráulicos:

- El sector hidráulico N°1 (SH-01 no regulado) el cual está conformado por el sector centro parte alta hasta la calle 10 y los barrios San José Popular y Humberto Agudelo en los cuales se presentan presiones optimas de funcionamiento.

- El sector hidráulico N°2 (SH-02 regulado) el cual está conformado por el barrio Gamonrá, teniendo en cuenta las presiones disponibles se debe instalar una estación de regulación de presión (ERP N°1), la cual se proyecta instalar al inicio del sector hidráulico, localizada en la parte alta sobre la calle 13.

#### **12.11.3.2 Sectores hidráulicos para la Zona N°2**

Para la Zona N°2 se conforman dos sectores hidráulicos:

- El sector hidráulico N°3 (SH-03 no regulado) el cual está conformado por el sector centro parte baja hasta la calle 9 en el cual se presentan presiones optimas de funcionamiento.
- El sector hidráulico N°4 (SH-04 regulado) el cual está conformado por el sector Instituto Guática y entrada a la vereda el Jordán, teniendo en cuenta las presiones disponibles se debe instalar una estación de regulación de presión (ERP N°2), la cual se proyecta instalar al inicio del sector hidráulico, localizada sobre el inicio de vía que conduce a Santana, calle 12 .

#### **12.11.3.3 Sectores hidráulicos para la Zona N°3**

Para la Zona N°3 se conforman por un sector hidráulico.

- El sector hidráulico N°5 (SH-05 no regulado) el cual está conformado por el sector centro desde la calle 9 hasta la calle 7 en el cual se presentan presiones optimas de funcionamiento.
- El sector hidráulico N°6 (SH-06 regulado) el cual está conformado desde la calle 7 hasta llegar a los barrios La Esperanza y Tulipanes, las presiones registradas por la simulación son superiores a las estipuladas, por lo anterior y teniendo en cuenta que existe una estación de regulación localizada sobre la calle 7 con carrera la cual se puede aplicar para regular este sector por lo cual se proyecta la rehabilitación de esta estación.

En la Figura 13.40 y en el Planos DS-DIST-02 se presentan la conformación proyectada para los sectores hidráulicos de presión.

Se proyectan en total trece (13) obras de empalmes y tuberías a suspender además de redes proyectadas para la zonificación y sectorización de la red de distribución, la localización y detalles constructivos se presentan en los planos DS-DIS-01 y DS-DIS-02.

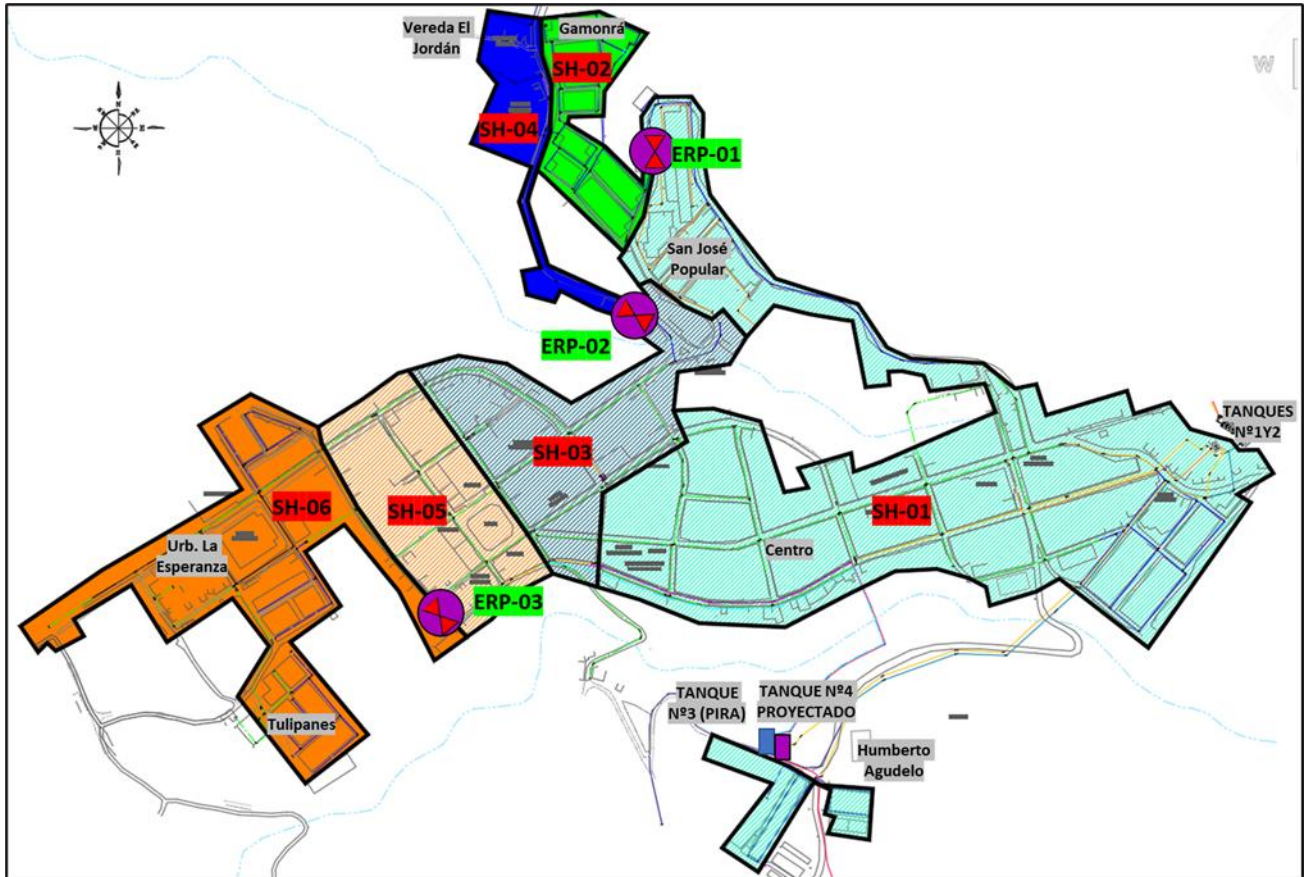


Figura 13.40. Conformación proyectada para la sectorización de presiones de servicio.

#### 12.11.3.4 Simulación hidráulica con la red sectorizada.

Para realizar el análisis de presiones con el sistema de red distribuciones con la sectorización proyectada se establecieron el rango de presiones a regular para cada sector.

En la Figura 13.41 se presenta el esquema gráfico de los nodos y mapa de isolíneas de presión para la red sectorizada con el Caudal Máximo Horario (QMH).

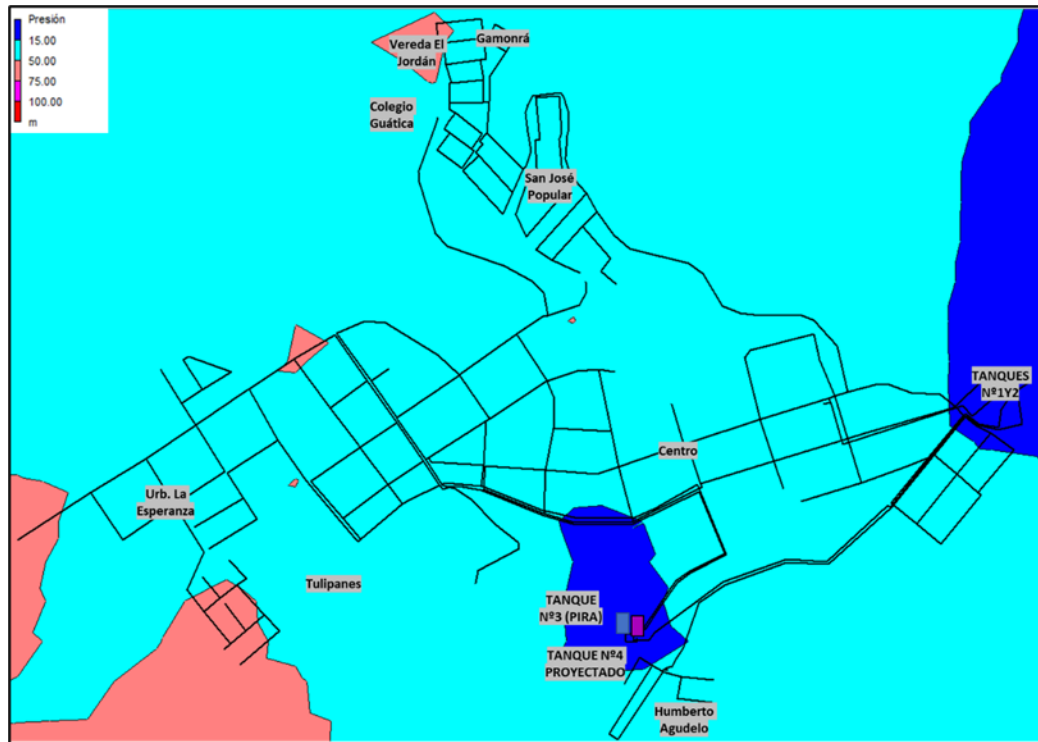


**Figura 13.41. Estado de presiones en la red sectorizada con el QMH**

En el Cuadro 13.38 se presenta el resumen de las distribuciones de presiones en la red simulada con el Caudal Máximo Horario (QMH).

**Cuadro 13.39. Distribución de presiones en la red simulada con el QMH.**

| PRESIÓN      | CANTIDAD NODOS | % DE NODOS  |
|--------------|----------------|-------------|
| m.c.a        | UNID           | **          |
| <15          | 48             | 15%         |
| 15-50        | 236            | 76%         |
| 51-55        | 24             | 8%          |
| >55          | 2              | 1%          |
| <b>TOTAL</b> | <b>310</b>     | <b>100%</b> |

De acuerdo al análisis de presiones con la sectorización proyectada y el cuadro anterior se tiene que el 9% del área servida presenta presiones mayores a de operación estipuladas por el RAS 2017.

### 12.11.3.5 Selección de las válvulas de regulación de presión (ERP) para el sistema de distribución

De acuerdo a la sectorización, la simulación hidráulica y al análisis de presiones de la red de distribución se deben instalar tres estaciones de regulación.

A continuación, se realiza el análisis por cavitación de la válvula reductora de presión especialmente por cavitación.

En la Figura 13.42 se presenta la gráfica para los estados de cavitación para los rangos de entrada y salida de presión.

#### Datos de entrada:

##### Estación ERP-01

Presión de entrada: 42 m.c.a (59.7 psi)  
Presión de salida: 15 m.c.a (21.30 psi)  
Caudal Máximo: 2.12 L/s

##### Estación ERP-02

Presión de entrada: 56 m.c.a (79.7 psi)  
Presión de salida: 15 m.c.a (21.30 psi)  
Caudal Máximo: 0.71 L/s

##### Estación ERP-03

Presión de entrada: 48 m.c.a (68.30 psi)  
Presión de salida: 15 m.c.a (21.30 psi)  
Caudal Máximo: 7.64 L/s



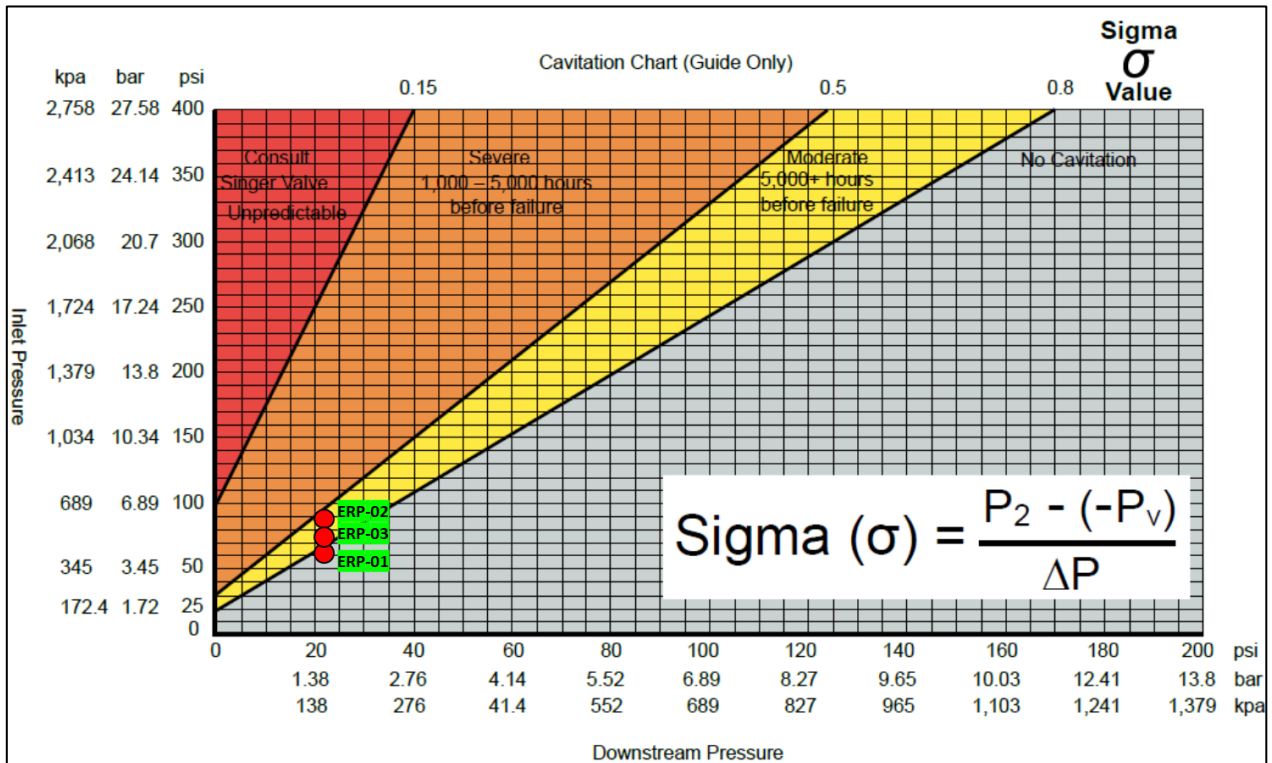


**Figura 13.42. Estados de cavitación (Fuente: Catalogo Singer)**

De la figura anterior se concluye que las válvulas ERP-02 y ERP-03 se encuentran en la zona de cavitación moderada, por lo cual se debe instalar con un sistema anticavitación incorporada, la localización de la estación de regulación de presión se puede observar en el plano DS-DIS-01 y DS-DIST-02, y los detalles constructivos en el plano DS-DET-01.

Las válvulas reductoras de presión seleccionadas deben contar con los siguientes parámetros mínimos para su óptimo funcionamiento:

#### **Estación ERP-01**

Diámetro Nominal= 25 mm (1")  
Caudal Máximo: 3.50 L/s

#### **Estación ERP-02**

Diámetro Nominal= 25 mm (1")  
Caudal Máximo: 3.50 L/s

#### **Estación ERP-03 (Existente)**

Diámetro Nominal= 40 mm (2")  
Caudal Máximo: 13.00 L/s

#### 12.11.4 Análisis y conclusiones de la zonificación y sectorización

- La zona que registra presiones por encima del 50 m.c.a., equivale al 9% del área total de cobertura del sistema de distribución, esta sección corresponde a la parte más bajas del sector regulado.
- Para la condición de diseño planteada en la condición de máximo consumo esperado (QMH) y consumo mínimo en el horizonte del proyecto, el 8% del área total de cobertura presenta presiones en los rangos entre 50 m.c.a a 55 m.c.a. las cuales son aceptables y tan solo el 1% esta por encima de los 55 m.c.a, cumpliendo con el **ARTÍCULO 62. Presiones de servicio máximas en la red de distribución**, en el cual hasta el 5%.
- De acuerdo con los análisis realizados en la simulación hidráulica de la red de distribución, se presenta un sector con alta presión, lo que origina mayores pérdidas en el sistema además de presentar mayores riesgos de roturas en la red. Por lo cual, el objeto es independizar y regular la presión de entrada al sector y de esta forma optimizar la red de distribución.
- Para la zonificación se cuenta con tres zonas de las cuales la Zona N°1 y N°2 son alimentadas desde el tanque de almacenamiento existente y una Zona N°3 es alimentada del Tanque N°4 proyectado.
- Para la medición de caudal se proyectan cuatro (4) estaciones, las cuales se encuentran localizadas a la salida de cada uno de los tanques de almacenamiento.
- Para la sectorización se proyectan seis (6) sectores de los cuales solo los sectores N°1, N°3 y N°5 no requiere regulación de presión, para los otros tres sectores se proyecta la estación de regulación de presión ERP-01, ERP-02 y ERP-03 esta última es existente, por lo cual se proyecta una optimización.
- La optimización y buen funcionamiento de la red de distribución dependen de la correcta instalación de la válvula de regulación y medición de caudal, además de realizar los empalmes y suspensión de tuberías propuestos.
- A medida que se implementen las medidas de sectorización, se deben hacer chequeos de presiones y medición de caudales con el fin garantizar que el óptimo funcionamiento de la red tal como se propone en el diseño; en caso que existan tuberías suspendidas, válvulas cerradas o conexiones no contempladas en el catastro de redes, estas deberán ser conformadas o ajustadas para el alcance del diseño.



## 13 ESTUDIO GEOTÉCNICO

En el municipio de Guática (Risaralda) se proyecta el “Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado (PMAA)” que consiste en construir un sistema que mejore las condiciones de saneamiento ambiental de la comunidad.

Dado que todas las estructuras que componen el sistema de acueducto deben estar en contacto directo con el terreno, bien sea suelo o roca, se debe garantizar que todos estos componentes estén en total estabilidad. Es sabido que tanto los suelos como las rocas hacen parte de un sistema complejo y dinámico que varía de un sitio a otro y que sirve de sustrato para cualquier tipo de estructura, y es la geotecnia la rama de la ingeniería y la geología encargada de caracterizar y analizar la competencia de estos materiales. Se torna de especial interés conocer la distribución estratigráfica de las formaciones, la influencia de la tectónica, el grado de meteorización que da origen al desarrollo de suelos, entre otros, que dan lugar a que cada uno de los materiales adquiera una serie de parámetros geomecánicos que condicionan las fundaciones de los elementos proyectados y que se tornan determinantes al momento de proponer un diseño geotécnico u otro.

La consultoría geotécnica detallada dará cuenta de cuáles y cuántos materiales aparecen en la zona de estudio, cuáles son sus propiedades geotécnicas y que cimentación se puede recomendar a partir de sus condiciones particulares.

La consultoría geotécnica se realiza acorde a los requerimientos del Título G del Reglamento Técnico de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS), específicamente a los numerales G.2.2, G.2.3, G.2.4, G.2.5 y G.2.6 adaptados a las necesidades específicas del PMAA que se llevará a cabo en el municipio de Guática (Risaralda).

El presente informe es una recopilación de las actividades de prospección geotécnica que se llevaron a cabo en el sitio de interés el día 24 de agosto de 2021. Este informe presenta la localización del muestreo realizado, sus coordenadas y registro fotográfico. Este informe NO representa el estudio geotécnico definitivo y se resume a un adelanto o informe preliminar de lo que se ha realizado hasta la fecha.

Se tomaron un total de 9 muestras en tubo shelby, distribuidas de la siguiente manera:

- 3 muestras distribuidas en PTAR.
- 2 muestras distribuidas en el viaducto 1.
- 2 muestras distribuidas en el viaducto 2 con las trincheras.
- 1 muestra para cada uno de los puntos críticos.

Como adicional se entrega en el ANEXO I “*Estudios Geotécnicos*” el informe de prospección geotécnica y los perfiles estratigráficos de la zona de estudio.

Todas las muestras fueron objeto de ensayos de granulometría por vía seca, límites de Atterberg y humedad, corte directo y resistencia a la compresión inconfiada. El muestreo fue desarrollado por geólogos y especialistas en geotecnia.

Se destaca que este informe NO es un estudio geotécnico ni tiene por alcance determinar capacidades portantes, calcular asentamientos, determinar la estabilidad de laderas, zonificar amenaza por movimiento en masa, proponer obras, ni dar ningún tipo de recomendación. Este informe solo contiene actividades de campo con descripciones y resultados de laboratorio. Las investigaciones y conclusiones consignadas en este informe se ciñen estrictamente a las características morfológicas del sitio en el momento del estudio, cualquier variación de las mismas se deberán informar.

Esta exploración geotécnica se deberá complementar cuando se termine de rectificar el diseño hidráulico

### 13.1 LOCALIZACIÓN

Guática es un municipio ubicado en la parte noroccidental del Departamento de Risaralda, localizado a 5° 18' latitud norte y 75° 45' longitud oeste, a 93 Km de la ciudad de Pereira, se encuentra a una altura entre 1440 y 1556 metros sobre el nivel del mar. Este municipio presenta una extensión de 100,67 Km<sup>2</sup> de las cuales el área urbana ocupa 0,70 Km<sup>2</sup>, limita al norte con el municipio de Riosucio del departamento de Caldas, al sur con los municipios de Belén de Umbría y Anserma este último perteneciente al Departamento de Caldas, al este con el municipio de Quinchía, al oeste con el municipio de Mistrató.



**Figura 15.1. Localización general del municipio de Guática en el departamento de Risaralda.**

El municipio se encuentra a temperaturas que oscilan entre los 15° y los 25°C, con una humedad relativa del 80%, y con una precipitación anual de 2082.8 mm; presenta pisos térmicos medios entre 1201 y 1800 msnm, y fríos entre 1801 y 2500 msnm. Cuenta con una población de 15.396 habitantes, de los cuales el 25,6 % pertenecen a la zona urbana y el 74,4% en la zona rural del municipio (Plan de Desarrollo Guática, 2016).

## 13.2 MARCO GEOLÓGICO

La información de la geología regional se obtuvo a partir de la cartografía realizada por el Servicio Geológico Colombiano (anterior Ingeominas), en los informes y Planchas correspondientes como:

- Geología de la Plancha 186 - Riosucio
- Geología de la Plancha 205- Chinchiná.

A continuación, se definen las unidades correspondientes teniendo en cuenta su edad, de la más antigua a la más reciente:

## 13.2.1 Geología regional

### 13.2.1.1 Unidades del Mesozoico

#### 13.2.1.1.1 Gabros de Anserma (kg)

Al este de la Ultramafita de Puente Umbría y cerca de la población de Anserma, aflora un cuerpo de gabro de forma tabular que se extiende 18 km en sentido norte – sur y 2 km en sentido este - oeste. Cuerpos menores se encuentran al oriente de Viterbo asociados con peridotitas serpentinizadas. El contacto oriental es fallado con rocas volcánicas de la Formación Barroso; al occidente el contacto con esta misma unidad parece ser fallado; el resto aparece cubierto por sedimentitas del Neógeno (Formación Combia). Buenos afloramientos se observan en las carreteras Anserma – Viterbo, Asia – Risaralda, Anserma – Río Opiramá y en las quebradas Cauyá y La Bendecida. Es una roca de color gris oscuro a negro o verde oscuro, masiva, de grano medio a fino. El Gabro de Anserma presenta una edad de  $71 \pm 2,7$  Ma, K/Ar en roca total (González & Londoño, 1998), que corresponde al intervalo Campaniano – Maastrichtiano. El significado de esta edad no es claro, pues podría representar un evento térmico que se registra en otras unidades litológicas en el área (Toussaint, 1996) y no la edad de cristalización del cuerpo. (SGC, 2001).

#### 13.2.1.1.2 Grupo Cañasgordas, Formación Barroso (Kvb)

Las rocas volcánicas básicas que afloran sobre el flanco occidental de la parte septentrional de la Cordillera Occidental han sido agrupadas en la Formación Barroso (Álvarez & González, 1978; Calle & González, 1980) como parte del Grupo Cañasgordas (Álvarez & González, 1978; González, 1997), localizado al occidente de la Falla Cauca – Almaguer. Corresponden a basaltos, diabasas, tobas y aglomerados con algunas intercalaciones de sedimentos silíceos (Klb). En el área cercana al municipio de Chinchiná, la Formación Barroso constituye dos franjas con características litológicas diferentes: una occidental, donde predominan tobas y aglomerados sobre los basaltos y diabasas, con intercalaciones de sedimentos silíceos, y una franja oriental con basaltos y diabasas donde no se encuentran rocas piroclásticas ni sedimentitas. Las características litológicas de la Formación Barroso, en el área de estudio, indican que la franja oriental es más afín con un vulcanismo generado en una dorsal meso – oceánica mientras que la occidental lo es más con un ambiente de arco de isla (SGC, 2001).

La recopilación de las edades isotópicas en las vulcanitas de esta formación (Maya, 1992) indica que ésta sería del Cretácico Superior, aunque teniendo en cuenta que son edades K/Ar, que el potasio en estas rocas es bajo y la alteración es por metamorfismo, es necesario tener precaución en la interpretación de la edad obtenida, pues ésta podría indicar más bien la edad del metamorfismo, que la de cristalización. Los basaltos de la franja occidental han dado edades  $40\text{Ar} / 39\text{Ar}$  de  $77 \pm 2$  y  $77$

+ 3 Ma (Estrada, 1995) que sugieren una edad del Cretácico tardío para estas rocas; sin embargo, sedimentitas asociadas con rocas volcánicas básicas de la Formación Barroso en la región de Buriticá – Peque, contienen fauna del Aptiano – Albiano hasta el Campaniano (Etayo et al., 1980; Etayo, 1989), lo cual sugiere que la edad del conjunto sea del Cretácico temprano tardío, que se extiende hasta el Cretácico tardío (SGC, 2001).

#### **13.2.1.1.3 Plutón de Mistrató (kcdgm)**

Se encuentra limitado al este por la falla Puente Umbría y al oeste por la falla Mistrató, presenta gran variedad litológica con facies tonalítica, diorítica y gabroide, con rocas masivas de grano medio a fino, de color gris medio moteado a gris oscuro que presenta un avanzado estado de alteración y meteorización.

Las tonalitas están constituidas por plagioclasa, cuarzo y hornblenda y como accesorios, magnetita, esfena y rutilo; los minerales de alteración más frecuentes son epidota, clorita, sericita y saussurita. Las dioritas están constituidas por plagioclasa y hornblenda, con cantidades menores de cuarzo, clinopiroxeno y como accesorios, magnetita y rutilo. Los gabros contienen plagioclasa ligeramente saussuritizada, augita, ortopiroxeno y anfíbol uralítico.

Al sur está en contacto intrusivo con la Formación Barroso, lo que indica un origen plutónico, considerado calco – alcalino, la roca fue datada con K/Ar dando edades de  $47 \pm 6$  Ma (González & Londoño, 1998). En este caso, el Plutón de Mistrató pudo haberse formado en el Cretácico tardío y la edad obtenida representaría un rejuvenecimiento isotópico relacionado con procesos tectónicos durante el Cretácico tardío – Paleógeno (SGC, 2001).

#### **13.2.1.2 Unidades del Cenozoico**

##### **13.2.1.2.1 Formación Amagá (Tos)**

Corresponde a una secuencia sedimentaria de ambiente continental constituida principalmente por arenitas, arenitas conglomeráticas y limolitas de color ocre que cubren un área de 25 km<sup>2</sup>, se encuentra en una dirección noreste con buzamientos al oeste donde los estratos están afectados localmente por fallas locales, se encuentra depositada sobre el Stock Monzonítico de Irra y son intruidas por los pórfidos andesíticos de Irra. Las arenitas se presentan en paquetes hasta de 6 m de espesor, separadas en capas medias, gruesas y muy gruesas, de color gris verdoso a crema, de grano fino a grueso, localmente conglomeráticas, con granos angulares a subangulares, compuestas principalmente por cuarzo, feldespato y líticos en una matriz arcillosa – silíceas. Los fragmentos líticos incluyen chert, rocas diabásicas, limolitas y cuarcitas. Las limolitas se encuentran con espesores

variables de hasta 10 m; en algunos lugares se observan láminas ricas en materia orgánica, que le dan una coloración negra a la secuencia, ocasionalmente se encuentran láminas de yeso.

La depositación de los sedimentos que conforman la Formación Amagá, se asocian con los movimientos del Sistema de Fallas Romeral, donde las cuencas fueron colmadas de material procedente de Cordillera Central, principalmente del Complejo Cajamarca y Quebradagrande. Por datos palinológicos Van Der Hammen, 1958 le atribuye una edad el Oligoceno tardío (SGC, 2001).

#### **13.2.1.2.2 Formación Combia (Tmc)**

La Formación Combia (Grosse, 1926, González, 1980) aflora en la parte norte en especial en los alrededores de Guática y al sur de Quinchía. Cubre unos 30 km<sup>2</sup> y los mejores afloramientos se observan en la quebrada Guática y en la carretera entre San Clemente y Anserma. El miembro sedimentario, está constituido por conglomerados, brechas sedimentarias, areniscas de grano medio a fino y arcillolitas intercaladas con material piroclástico. Los conglomerados y brechas están compuestos por fragmentos de basaltos, tobas, andesitas, diabasas, gabros, limolitas silíceas, chert y areniscas en una matriz arenosa; el tamaño de los fragmentos es variable entre guijo fino y bloque y, por lo general, se encuentran mal cementados. Las areniscas son de color gris claro y amarillo pálido a rojizas, se presentan en capas delgadas a gruesas y forman paquetes que alcanzan localmente varios metros de espesor. Las arcillolitas son de color ocre, deleznales y se presentan en capas delgadas a muy gruesas, con intercalaciones ocasionales de material piroclástico.

Grosse (1926) considera que el vulcanismo que originó el miembro volcánico de esta formación, se produjo en cuellos volcánicos ubicados cerca del área donde ella aflora y representados posiblemente por los cuerpos de composición andesítica, que afloran a lo largo del río Cauca entre Antioquia y la zona de La Virginia, cuyo emplazamiento estuvo controlado por el sistema tectónico del Cauca. El miembro sedimentario se formó a partir de la erosión de las rocas volcánicas de la base y de las rocas volcánicas y sedimentarias cretácicas ubicadas en los flancos occidental y oriental de las cordilleras Central y Occidental, respectivamente. La Formación Combia reposa discordantemente sobre la Formación Amagá del Oligoceno superior y es intruida por pórfidos andesíticos del Mioceno superior – Plioceno, posición estratigráfica que permite asignar una edad del Mioceno medio a tardío para esta formación (González, 1980). (En SGC, 2001).





rocas volcánicas de la Formación Barroso y producen localmente una foliación en los basaltos. Las estrías de falla sugieren un movimiento paralelo al buzamiento para el último desplazamiento.

La falla desaparece al noreste de Viterbo, donde es cubierta por flujos de escombros, en estos depósitos se presenta un cambio brusco en el patrón, pasando de una zona fuertemente disecada en la parte baja a una zona poco disecada en la parte alta, lo cual sugiere una posible actividad reciente de la falla (SGC, 2001).

### **13.2.3.2 Falla Patía**

Recibe esta denominación la estructura que pone en contacto al borde oriental del Gabro Anserma con rocas volcánicas de la Formación Barroso y que sería la prolongación del alineamiento que trae la Falla Patía desde el Valle del Cauca (Nivia et al., 1996). Sin embargo, en el trabajo de Bermúdez et al. (1985), la Falla Cali - Patía se incluyó como una falla cubierta y, por lo tanto, no hay una continuidad clara entre la zona del Valle y el área Anserma. Tiene una dirección NE paralela a la Falla de Sevilla y se prolonga hacia el sur donde está cubierta por los sedimentos recientes del río Risaralda; al oeste de Viterbo, sobre la traza de la falla se encuentran cuerpos pequeños de rocas máficas y ultramáficas plutónicas, probablemente relacionados con el Gabro Anserma (SGC, 2001).

## **13.3 MARCO GEOMORFOLÓGICO**

La geomorfología involucra y relaciona al paisaje con los procesos que le dieron origen y sus condiciones ambientales. Según esto, la interpretación de la geomorfología tiene por finalidad la descripción de las formas del terreno, y la explicación de su génesis (origen), evolución a través del tiempo geológico, la definición de la naturaleza de los materiales, la clasificación de los paisajes según el proceso o agente natural dominante, composición, edad, y la explicación de la magnitud de los agentes y procesos geomorfológicos modeladores (SGC, 2012).

Debido a que la escala de trabajo empleada en este estudio es detallada, se requiere hacer la jerarquización geomorfológica con la finalidad de homogenizar las unidades encontradas, en la cual el máximo nivel de detalle es el elemento geomorfológico concepto definido por los rasgos del relieve, la morfometría detallada del terreno y los microrrelieves asociados con unas características litológicas del estudio, permitiendo el análisis de la evolución geomorfológica y geológica de la misma (Carvajal, 2011).

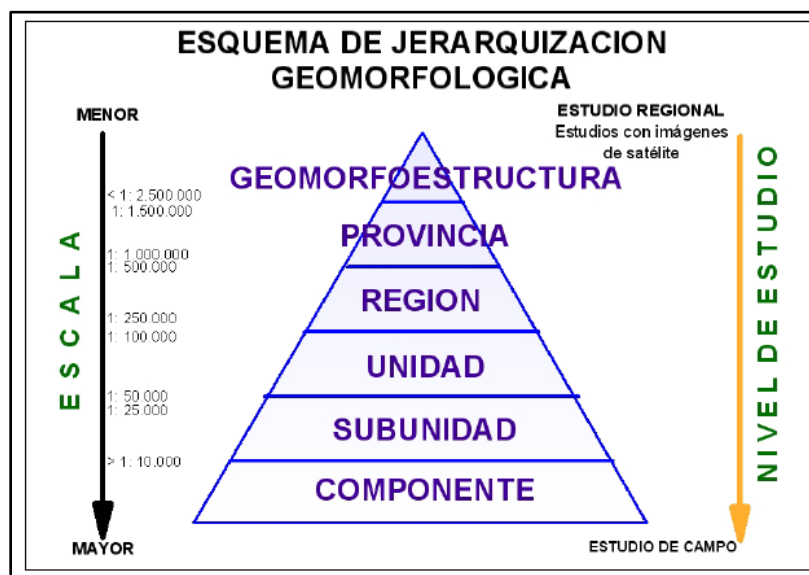


Figura 15.3. Jerarquización geomorfológica. Carvajal (2008).

A continuación, se describe el proceso de jerarquización geomorfológica empleado, sus descripciones y los resultados obtenidos en cada uno de ellos:

### 13.3.1 Geomorfoestructura

Se refiere a grandes áreas geográficas o amplios espacios continentales o intracontinentales caracterizados y definidos por estructuras geológicas y topográficas regionales que han tenido deformación o basculamiento y posiblemente metamorfismo o intrusión ígnea. El nombre propuesto para las Geomorfoestructuras es compuesto y consiste del término Sistema asociado a un término Morfológico de microrrelieves combinado con un nombre geográfico regional reconocido (Carvajal, 2008).

Por tal razón, el municipio de Guática se encuentra en la Geomorfoestructura denominada **Sistema Orgénico Andino**, teniendo en cuenta la manera como debe clasificarse y la ubicación geográfica del lugar.

### 13.3.2 Provincia Geomorfológica

Se diferencian y delimitan las formas del relieve tomando como base sus características geológicas, morfológicas y geográficas. Se definen en términos tales como; Cinturones Montañosos, Llanuras, Peneplanicies, Cordilleras, Serranías y están establecidas para escalas entre 1:1.000.000 – 1.500.000. El nombre propuesto para la Provincia Geomorfológica es compuesto y consiste de un

término morfológico de macro relieve, combinado con un nombre geográfico definido por el nombre del terreno geológico o región natural respectiva (Carvajal, 2008).

El área de estudio se encuentra en la Provincia Geomorfológica de la cadena montañosa de los Andes, específicamente en la **Cordillera Central**.

### 13.3.3 Región Geomorfológica

El nombre propuesto para las regiones geomorfológicas está definido por un término morfológico de meso relieve, asociado con el nombre del ambiente morfogenético correspondiente.

Teniendo en cuenta que la provincia geomorfológica del área de estudio es la Cordillera Central, se toma el nombre morfológico de sierra, ya que es la subdivisión correspondiente a Cordillera.

Ya que el ambiente morfogenético hace alusión a las condiciones físicas, químicas, bióticas y climáticas bajo las cuales se generaron las geoformas. Se determina con base en la interpretación de los procesos geomorfológicos registrados (origen tanto endógeno como exógeno), que dieron lugar a la formación, evolución y modificación de las mismas.

Los ambientes morfogenéticos se agrupan de manera general en: ambiente morfoestructural (S), ambiente volcánico (V), ambiente denudacional (D), ambiente fluvial y lagunar (F), ambiente marino y costero (M), ambiente glacial y periglacial (G), ambiente eólico (E), ambiente kárstico (K), ambiente antropogénico (A) (Carvajal, 2008).

Con las observaciones hechas en la fase de campo, las fotografías tomadas, las características topográficas encontradas en la información bibliográfica y el uso de la plataforma Google Earth, es posible interpretar el ambiente correspondiente para el área de trabajo. Endógenamente, el municipio y la región en general están asentadas en geoformas producto de la subducción de una placa oceánica (Nazca) por debajo de una placa continental (Suramericana) que originan cadenas orogénicas representadas por las cordilleras. Debido al intenso tectonismo de la zona se han generado estructuras como fallas y plegamientos que controlan la morfología de la región.

En ese orden de ideas el ambiente geomorfológico principal es el correspondiente a morfoestructural (S), el cual es definido por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) (2008) como “geoformas generadas por la dinámica interna de la Tierra, especialmente asociadas a fallamientos y plegamientos”.

Dado que la morfología de mesorrelieve correspondiente es la de sierra y el ambiente geomorfológico principal es el morfoestructural, se considera que la región geomorfológica es **Sierra Estructural**.

### 13.3.4 Unidad Geomorfológica

Es la unidad básica de la cartografía geomorfológica. El término unidad geomorfológica se define como una geoforma individual genéticamente homogénea, generada por un proceso geomórfico de acumulación o erosión, típico de un ambiente morfogenético dado. Está determinada con criterios genéticos, morfológicos y geométricos en función de la escala de trabajo propuesta de 1: 50.000 a 1:100.000 (Carvajal, 2008).

A partir de la fotointerpretación se observó la asimetría de las geoformas, por lo que se considera la morfología de cuesta la cual es definida como “sierra asimétrica elongada y amplia de morfología colinada o alomada” (SGC, 2012). De esta manera la unidad geomorfológica estructural es la **Cuesta Estructural**.

### 13.3.5 Subunidad geomorfológica

Es una subdivisión de las unidades geomorfológicas; está determinada fundamentalmente por los contrastes morfológicos y morfométricos, que relacionan el tipo de material o la disposición estructural de los mismos, con la correspondiente topografía del terreno. Igualmente está definida por el contraste dado por las formaciones superficiales asociadas a procesos morfodinámicos actuales de meteorización, erosión, transporte y acumulación bien definidos o determinados (Carvajal, 2008).

Las cuestas se componen de laderas, por lo tanto, se considera como subunidades geomorfológicas estructurales a las laderas que por pertenecer a un ambiente estructural reciben el nombre de **ladera estructural**.

## 13.4 PROSPECCIÓN GEOTÉCNICA

El método utilizado para la extracción de muestras se basó en la realización de trincheras manuales con pala operada por un obrero y perforaciones con barrena motorizada. Se extrajeron muestras en tubos de pared delgada (shelby) para ser ensayadas en laboratorio. Los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Clasificación:
  - Granulometría por lavado (pasante Tamiz # 200).
  - Límites de Atterberg.

- Propiedades físicas:
  - Humedad Natural.
- Peso Unitario:
  - Húmedo.
  - Seco.
- Propiedades Mecánicas:
  - Resistencia a la Compresión Inconfinada.
  - Corte directo consolidado no drenado (CU).

**Cuadro 15.1. Ensayos a realizar por cada muestra**

|                                    | Clasificación | Humedad | Compresión<br>inconfinada | Peso<br>Unitario | Corte<br>Directo | Compresión<br>roca |
|------------------------------------|---------------|---------|---------------------------|------------------|------------------|--------------------|
| Perforación PTAR 1                 | SI            | SI      | SI                        | SI               | SI               |                    |
| Perforación PTAR 2                 | SI            | SI      | SI                        | SI               | SI               |                    |
| Perforación PTAR 3                 | SI            | SI      | SI                        | SI               | SI               |                    |
| Viaducto 1 perforación 1           | SI            | SI      | SI                        | SI               | SI               |                    |
| Viaducto 1 perforación 2           | SI            | SI      | SI                        | SI               |                  |                    |
| Viaducto 2 muestra 1               | SI            | SI      | SI                        | SI               |                  |                    |
| Viaducto 2 muestra 2               | SI            | SI      | SI                        | SI               | SI               |                    |
| Punto crítico 1                    | SI            | SI      | SI                        | SI               | SI               |                    |
| Punto crítico 1 muestra de<br>mano |               |         |                           |                  |                  | SI                 |
| Punto crítico 2 perforación 1      | SI            | SI      | SI                        | SI               | SI               |                    |

Teniendo en cuenta la tabla anterior, se debe tener en cuenta que al tener tipos de suelos similares no se hace necesario realizar todos los ensayos en cada una de las muestras, pues ya se contaría con la información suficiente para ello.

## 13.5 DESCRIPCIÓN DE LOS SONDEOS EXPLORATORIOS

### 13.5.1 Perforación PTAR 1.

Se realiza en Guática, Risaralda el día 24 de agosto de 2021, en las coordenadas 5.318046N y 75.802752W.

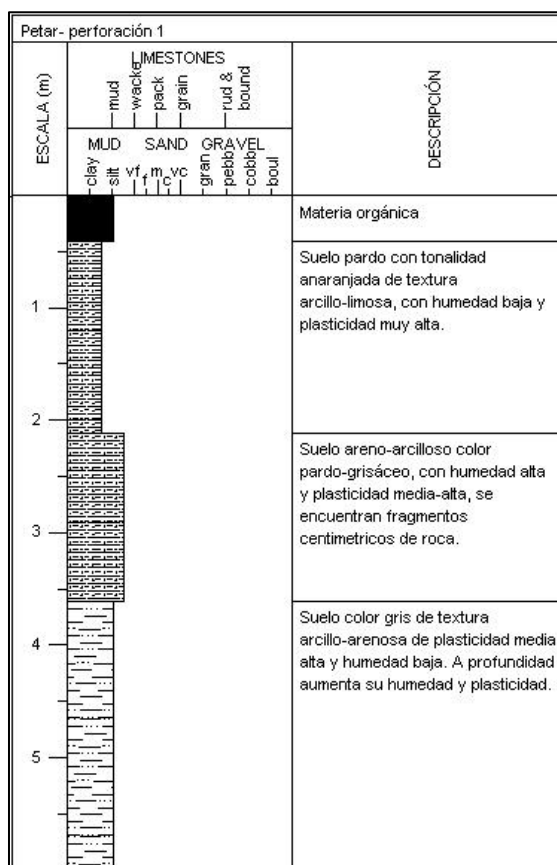


**Figura 15.4. Perfil perforación PTAR 1**

Se correlaciona el suelo encontrado con suelo transportado de origen coluvial; el cual tiene las siguientes características destacables: De manera general el espesor del perfil estratigráfico es aproximadamente de 6m, en donde el primer estrato corresponde a materia orgánica, de color café oscuro con espesor es de 0,4 m, seguido a este estrato se halla un suelo pardo con tonalidad anaranjada de espesor de 1.7 m, arcillo-limoso, con humedad baja y plasticidad muy alta, se toma muestra inalterada (Shelby) Guática-PTAR-P1-M1-1,8m, seguido a este se encuentra un suelo areno-arcilloso de color pardo-grisáceo de 1,5 m de espesor, con humedad alta y plasticidad media-alta, en el cual se encuentran fragmentos centimétricos de diferentes líticos, se toma muestra inalterada (Shelby) Guática-PTAR-P2-M1-2.8m, finalmente, se encuentra un suelo de color gris de textura arcillo-arenosa de plasticidad media alta y humedad baja con un espesor de 2,4 m. A medida



que aumenta la profundidad se hace más húmedo y la plasticidad se vuelve muy alta. No se encontró nivel de aguas freáticas.



**Figura 15.5. Perforación punto PTAR 1**



**Figura 15.6. Material encontrado**

### **13.5.2 Perforación PTAR 2**

Se realiza en Guática, Risaralda el día 24 de agosto de 2021, en las coordenadas 5.317986"N y 75.802875"W.



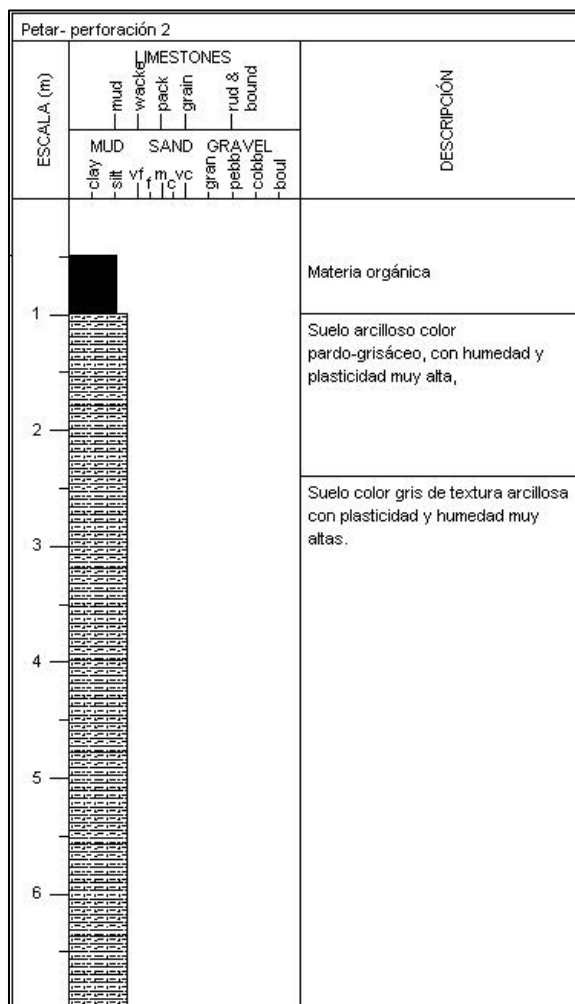


**Figura 15.7. Perfil punto PTAR 2**

Se correlaciona el suelo encontrado con suelo transportado de origen coluvial; el cual tiene las siguientes características destacables: De manera general el espesor del perfil estratigráfico es aproximadamente de 6 m, en donde el primer estrato corresponde a materia orgánica, de color café oscuro con espesor es de 0,6 m, seguido a este estrato se halla un suelo pardo-grisáceo de espesor de 1.4 m, textura arcillosa, con humedad y plasticidad muy alta muy alta, se toma muestra inalterada (Shelby) Guática-PTAR-P2-M1-1,8m, seguido a este se encuentra un suelo de color gris de textura arcillosa de plasticidad y humedad muy alta con un espesor de 4,6 m. El nivel de agua freática se encontró a 2 m de profundidad.



**Figura 15.8. Perforación punto PTAR 2**



**Figura 15.9. Material encontrado**

### **13.5.3 Perforación PTAR 3**

Se realiza en Guática, Risaralda el día 24 de agosto de 2021, en las coordenadas 5.317930N y 75.802796"W.

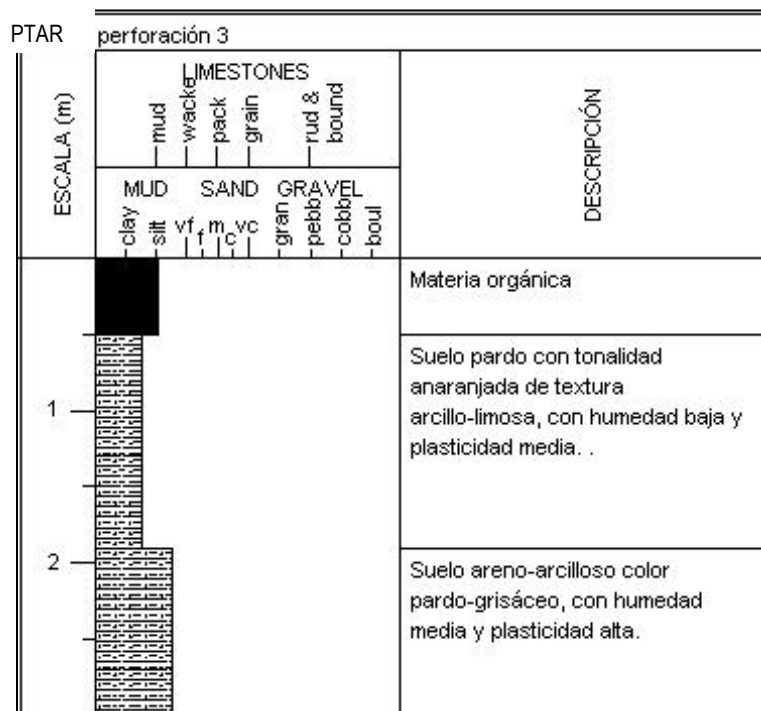


**Figura 15.10. Perfil perforación PTAR 3**

Se correlaciona el suelo encontrado con suelo transportado de origen coluvial; el cual tiene las siguientes características destacables: De manera general el espesor del perfil estratigráfico es aproximadamente de 3m, en donde el primer estrato corresponde a materia orgánica, de color café oscuro con espesor es de 0,5 m, seguido a este estrato se halla un suelo pardo con tonalidad anaranjada de espesor de 1.4 m, arcillo-limoso, con humedad baja y plasticidad media, finalmente se encuentra un suelo areno-arcilloso de color pardo- grisáceo de 1,1 m de espesor, con humedad media y plasticidad alta. No se encontró nivel de aguas freáticas.



**Figura 15.11. Perforación PTAR punto 3**



**Figura 15.12. Material encontrado**

#### **13.5.4 Viaducto 1**

Referido al viaducto que se localiza cerca de la zona de la PTAR

##### **Perforación 1**

Se realiza en Guática, Risaralda el día 24 de agosto de 2021, en las coordenadas 5.316868N y 75.810359W.

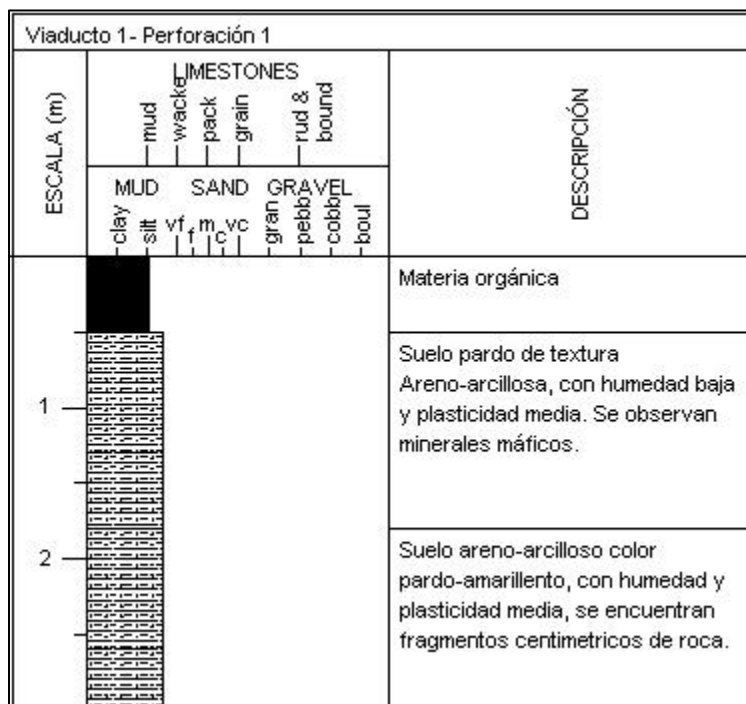


**Figura 15.13. Perfil perforación 1 viaducto 1**

Se correlaciona el suelo encontrado con suelo residual de la Formación Combia; el cual tiene las siguientes características destacables: De manera general el espesor del perfil estratigráfico es aproximadamente de 3 m, en donde el primer estrato corresponde a materia orgánica, de color café oscuro con espesor es de 0,5 m, seguido a este estrato se halla un suelo pardo de espesor 1.3 m, de textura areno-arcillosa, con humedad baja y plasticidad media-alta, en el cual se pueden observar minerales máficos, seguido a este se encuentra un suelo areno-arcilloso de color pardo-amarillento de 1,2 m de espesor, con humedad y plasticidad media, en el cual se encuentran fragmentos centimetricos de roca, se toma muestra inalterada (Shelby) Guática-Viaducto-P1-M1-2m . A medida que aumenta la profundidad el tamaño de los fragmentos de roca aumenta lo que impide seguir con la perforación. No se encontró nivel de aguas freáticas.





**Figura 15.14. Perforación punto 1 viaducto 1**



**Figura 15.15. Material encontrado**

## **Perforación 2**

Se realiza en Guática, Risaralda el día 24 de agosto de 2021, en las coordenadas 5.317013N y 75.810747"W.

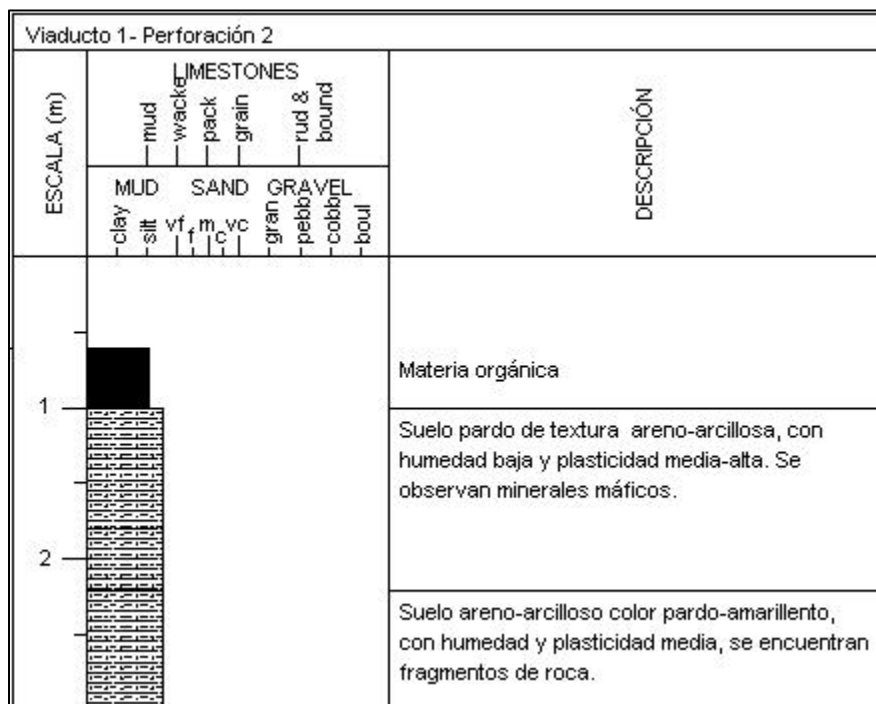


**Figura 15.16. Perfil perforación 2 punto 1**

Se correlaciona el suelo encontrado con suelo residual de la Formación Combia; el cual tiene las siguientes características destacables: De manera general el espesor del perfil estratigráfico es aproximadamente de 2,4 m, en donde el primer estrato corresponde a materia orgánica, de color café oscuro con espesor es de 0,4 m, seguido a este estrato se halla un suelo pardo de espesor 1.2 m, de textura areno-arcillosa, con humedad baja y plasticidad media-alta, en el cual se pueden observar minerales máficos, se toma muestra inalterada (Shelby) Guática-Viaducto-P2-M1-1m, seguido a este se encuentra un suelo areno-arcilloso de color pardo-amarillento de 0,8 m de espesor, con humedad y plasticidad media, en el cual se encuentran múltiples fragmentos de roca. A medida que aumenta la profundidad el tamaño de los fragmentos de roca aumenta lo que impide seguir con la perforación. No se encontró nivel de aguas freáticas.





**Figura 15.17. Perforación punto 2 viaducto 1**



**Figura 15.18. Material encontrado**

### **13.5.5 Viaducto 2**

Referido a uno de los viaductos que se localizará sobre la quebrada El Pueblo, el más occidental.

#### **Trinchera**

Se realiza en Guática, Risaralda, en las coordenadas 5.314588N y 75.799790W.

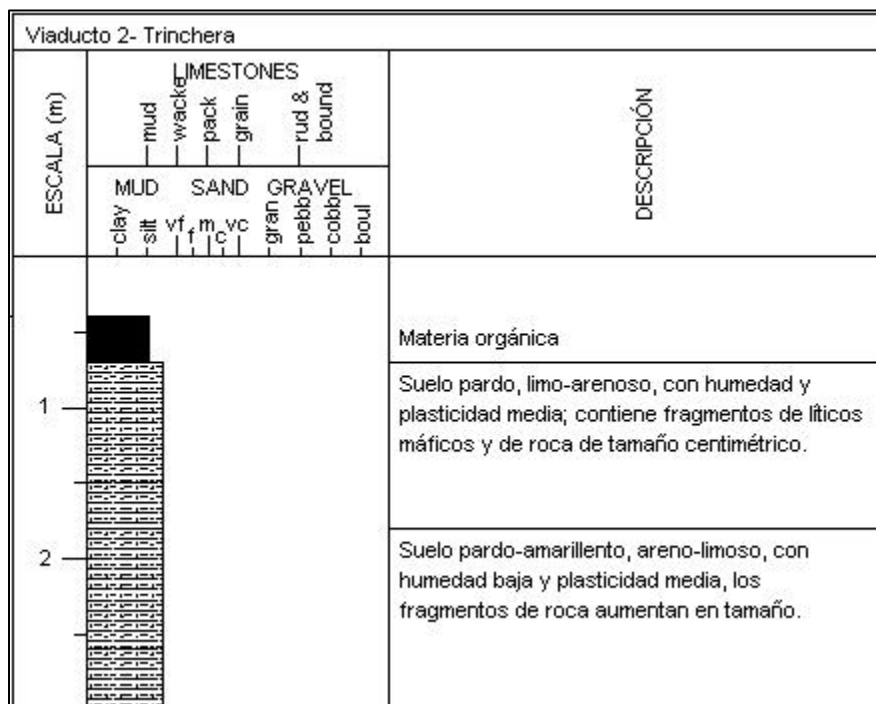


**Figura 15.19. Perfil viaducto 2**

Se correlaciona el suelo encontrado con suelo residual de la Formación Combia, en este punto se aprovechó el hecho de que el cauce de la quebrada generó el descubrimiento de las vertientes del valle y a partir de esto, se complementó el perfil de la trinchera con la remoción del material más superficial con la ayuda de pala y así para cada uno de los lados del cauce, sobre cada uno se extrajo muestra inalterada (Shelby) a 1.0 m y 2.20 m respectivamente. El espesor del perfil estratigráfico observado está comprendido por: el primer estrato correspondiente a materia orgánica, de color café oscuro, con un espesor de 20 cm, seguido de este estrato se encuentran 1.1 m de un suelo pardo con algunos fragmentos rojizos, limo-arenoso, con humedad y plasticidad media; contiene fragmentos de líticos máficos y de roca de tamaño centimétrico; el perfil continuó con 1.2 m de estrato de suelo pardo-amarillento, areno-limoso, con humedad baja y plasticidad media, los fragmentos de roca aumentan en tamaño, este estrato presenta continuidad hasta finalizar la trinchera.



**Figura 15.20. Perforación viaducto 2**



**Figura 15.21. Material encontrado**

### **13.5.6 Punto crítico 1**

Se realiza en Guática, Risaralda, en las coordenadas 5.314788N y 75.797622W. Este punto está en la base de un talud donde previamente se intentó canalizar la quebrada y donde actualmente hay una vivienda en riesgo.

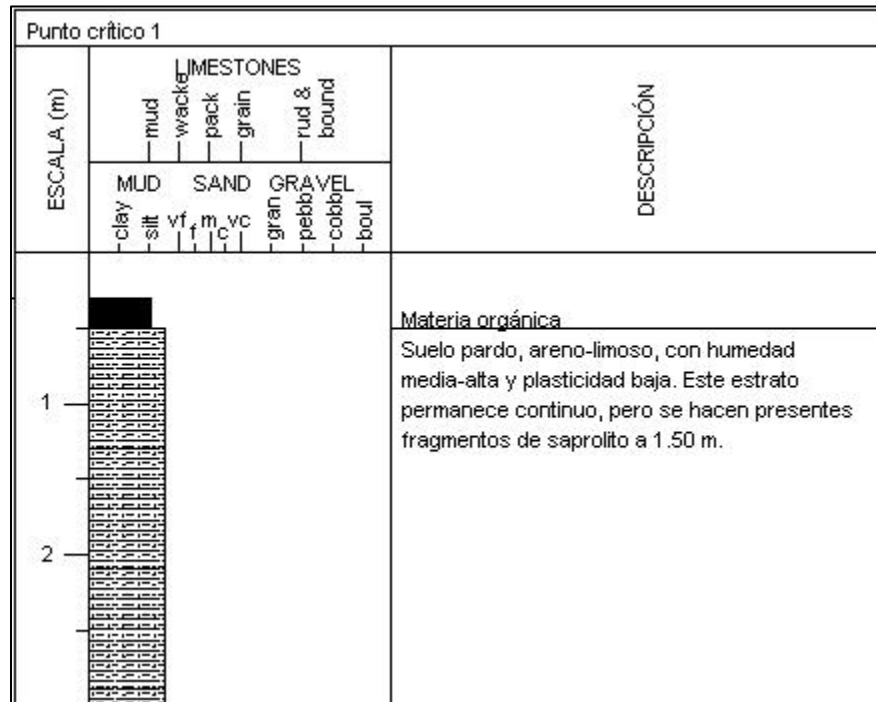


**Figura 15.22. Perfil punto crítico 1**

Se correlaciona el suelo encontrado con suelo transportado de origen aluvial combinado con material coluvial que se ha desprendido del movimiento en masa contiguo. El espesor del perfil estratigráfico observado está comprendido por: el primer estrato correspondiente a materia orgánica, de color café oscuro, con un espesor de 5 cm, seguido de este estrato se encuentran 1.5 m de un suelo pardo, areno-limoso, con humedad media-alta y plasticidad baja, se toma muestra inalterada (Shelby) Guática-P1-M1-1,0m; este estrato permanece continuo pero se hacen presentes fragmentos de saprolito a 1.50 m, dando rechazo a una profundidad de 2.5 m por presencia de fragmentos de roca de tamaño considerable. Adicional se toma muestra de mano de la roca encontrada sobre el lecho de la quebrada.





**Figura 15.23. Perforación punto crítico 1**



**Figura 15.24. Material encontrado**

### **13.5.7 Punto crítico 2**

Se realiza en Guática, Risaralda, en las coordenadas 5.317331N y 75.800258W. Este punto está localizado muy cerca de unos cultivos de café en donde se han manifestado inconvenientes producto de potenciales movimientos en masa.

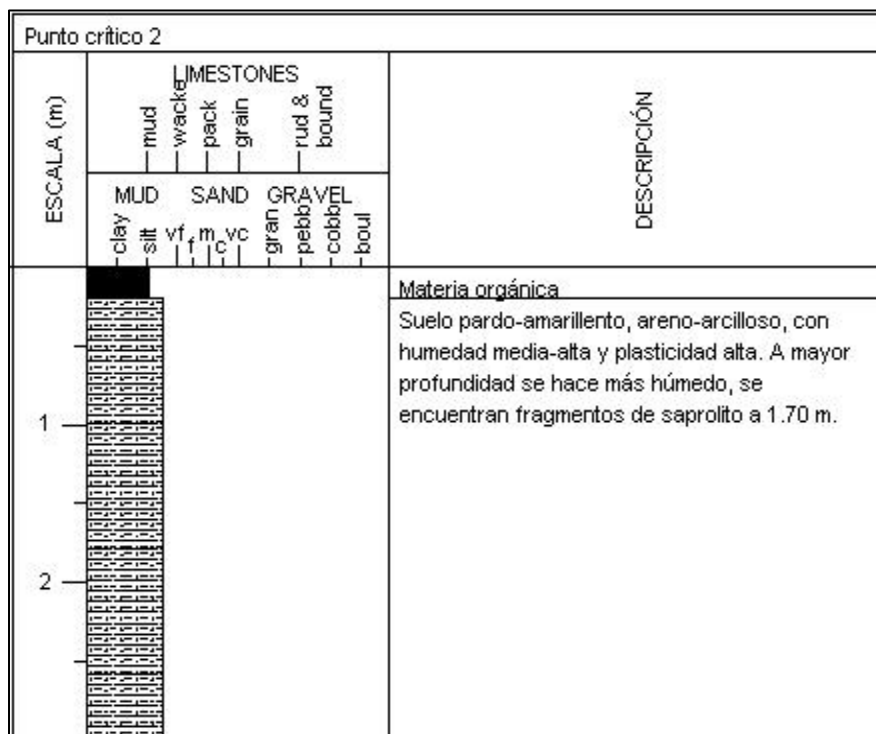


**Figura 15.25. Perfil punto crítico 2**

Se correlaciona el suelo encontrado con suelo residual de la Formación Combia. El espesor del perfil estratigráfico observado está comprendido por: el primer estrato correspondiente a materia orgánica, de color café oscuro, con un espesor de 20 cm, seguido de este estrato se encuentran 2.80 m de un suelo pardo-amarillento, areno-arcilloso, con humedad media-alta y plasticidad alta, se toma muestra inalterada (Shelby) Guática-P3-M1-1,0m; este estrato permanece continuo pero a mayor profundidad se hace más húmedo y además se encuentran fragmentos de saprolito a 1.70 m, se toma muestra en bolsa del suelo presente; se obtiene una profundidad final de 3.0 m.



**Figura 15.26. Perforación punto crítico 2**



**Figura 15.27. Material encontrado**



## 13.6 CONCLUSIONES

- Todos los sitios de exploración coinciden litológicamente con la Formación Combia, no obstante, supra yaciendo a esta unidad se encuentran suelos aluviales y coluviales que dan lugar a que haya variaciones en la secuencia estratigráfica.
- Los suelos no presentaron características geotécnicas especiales como el ser expansivos, colapsables, dispersivos, compresibles o tixotrópicos.
- Esta campaña se realiza de tal modo que se abarque la totalidad del sistema de acueducto y alcantarillado acorde a las exigencias del título G del RAS, no obstante, se debe terminar de rectificar el diseño hidráulico para definir el trazado final y con base en esto, complementar la exploración.
- La información presentada en este informe es preliminar y este NO simboliza el estudio geotécnico definitivo.

