

**PROPUESTA DE DISEÑO PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LA PLANTA DE  
POTABILIZACIÓN DEL MUNICIPIO DE PITALITO (HUILA)**

**JUAN SEBASTIAN VALENCIANO PERDOMO**

**UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**ÁREA: HIDROTÉCNIA**

**BOGOTÁ, D.C**

**2016**

**PROPUESTA DE DISEÑO PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LA PLANTA DE  
POTABILIZACIÓN DEL MUNICIPIO DE PITALITO (HUILA)**

**TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

**ASESOR DISCIPLINAR:**

**ING. HÉCTOR FABIO ARCILA TORRES**

**ASESOR METODOLÓGICO:**

**LIC. BIBIANA CAROLINA GÓMEZ SALGADO**

**UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**ÁREA: HIDROTÉCNIA**

**BOGOTÁ, D.C**

**2016**

## **GENERALIDADES**

### **TÍTULO DEL PROYECTO**

Propuesta de diseño para la optimización de la Planta de Potabilización del Municipio de Pitalito (Huila).

### **NOMBRE DEL INVESTIGADOR**

Juan Sebastián Valenciano Perdomo

### **AREA DE CONOCIMIENTO**

Hidrotecnia – Hidrosostenible

### **LÍNEA DE INVESTIGACIÓN**

Hidrotecnia para el desarrollo sostenible y el bienestar de la comunidad.

### **ASESOR DISCIPLINAR**

Ing. Héctor Fabio Arcila Torres

### **ASESORA METODOLOGÍA**

Lic. Bibiana Carolina Gómez Salgado.

## TABLA DE CONTENIDO

Pág.

|       |                                                                                   |    |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1     | PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....                                                   | 19 |
| 2     | JUSTIFICACIÓN .....                                                               | 20 |
| 3     | OBJETIVOS.....                                                                    | 21 |
| 3.1   | OBJETIVO GENERAL.....                                                             | 21 |
| 3.2   | OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....                                                        | 21 |
| 4     | ANTECEDENTES .....                                                                | 22 |
| 5     | MARCO DE REFERENCIA.....                                                          | 26 |
| 5.1   | MARCO GEOGRAFICO .....                                                            | 26 |
| 5.2   | MARCO CONCEPTUAL .....                                                            | 27 |
| 5.2.1 | Planta de tratamiento para la Potabilización del agua .....                       | 27 |
| 5.2.2 | Características físicas del agua.....                                             | 28 |
| 5.2.3 | Características químicas del agua .....                                           | 29 |
| 5.2.4 | Características Microbiológicas del agua .....                                    | 31 |
| 5.2.5 | Plantas convencionales .....                                                      | 33 |
| 5.3   | MARCO LEGAL.....                                                                  | 39 |
| 6     | DISEÑO METODOLÓGICO.....                                                          | 40 |
| 6.1   | Enfoque de la Investigación .....                                                 | 40 |
| 6.2   | Tipo de Investigación .....                                                       | 40 |
| 6.3   | Muestra y tipo de muestreo .....                                                  | 40 |
| 6.4   | Fases de la Investigación.....                                                    | 41 |
| 6.4.1 | FASE 1: Descripción.....                                                          | 41 |
| 6.4.2 | FASE 2: Evaluación y Diagnóstico.....                                             | 42 |
| 6.4.3 | FASE 3: Diseño y Optimización.....                                                | 42 |
| 6.5   | Instrumentos y Técnicas de recolección de Información .....                       | 43 |
| 7     | RESULTADOS Y DISCUSION .....                                                      | 43 |
| 7.1   | DESCRIPCION DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN DEL MUNICIPIO DE PITALITO (HUILA)..... | 43 |
| 7.1.1 | Fuente de Abastecimiento .....                                                    | 43 |
| 7.1.2 | Sistema de Captación.....                                                         | 45 |

|       |                                                                                                                              |     |
|-------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 7.1.3 | Aducción.....                                                                                                                | 55  |
| 7.1.4 | Desarenadores .....                                                                                                          | 57  |
| 7.1.5 | Conducción.....                                                                                                              | 73  |
| 7.1.6 | Planta de Potabilización Guaitipan. ....                                                                                     | 74  |
| 7.1.7 | Desinfección.....                                                                                                            | 101 |
| 7.1.8 | Tanques de Almacenamiento .....                                                                                              | 105 |
| 7.2   | EVALUACIÓN DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN DEL MUNICIPIO DE PITALITO (HUILA)<br>107                                           |     |
| 7.2.1 | Coagulación y mezcla rápida.....                                                                                             | 107 |
| 7.2.2 | Floculación Planta Convencional N° 1 (180 L/s).....                                                                          | 113 |
| 7.2.3 | Sedimentador Planta Convencional N° 1 (180 L/s). ....                                                                        | 119 |
| 7.2.4 | Filtración Planta Convencional N°1 (180 L/s).....                                                                            | 123 |
| 7.2.5 | Floculación Planta Convencional N° 2 (70 L/s). ....                                                                          | 125 |
| 7.2.6 | Sedimentador Planta Convencional N° 2 (70 L/s). ....                                                                         | 130 |
| 7.2.7 | Filtración Planta Convencional N°2 (70 L/s).....                                                                             | 134 |
| 7.2.8 | Resultado de las características físico-químicas para el análisis del agua .....                                             | 137 |
| 7.3   | PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN PARA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LA<br>POTABILIZACIÓN DEL AGUA DEL MUNICIPIO DE PITALITO HUILA..... | 139 |
| 7.3.1 | Determinación del nivel de complejidad del sistema y proyección de población..                                               | 139 |
| 7.3.2 | Diseño de la Canaleta Parshall. ....                                                                                         | 150 |
| 7.3.3 | Diseño Floculador. ....                                                                                                      | 162 |
| 7.3.4 | Diseño Sedimentador.....                                                                                                     | 169 |
| 7.3.5 | Diseño de filtros. ....                                                                                                      | 174 |
| 8     | CONCLUSIONES.....                                                                                                            | 203 |
| 9     | RECOMENDACIONES.....                                                                                                         | 205 |
| 10    | BIBLIOGRAFÍA.....                                                                                                            | 206 |

## LISTA DE TABLAS

|                                                                                                                                                        |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 1. Clasificación de los filtros por tipo de material. ....                                                                                       | 37  |
| Tabla 2. Decretos y leyes utilizados en el proyecto .....                                                                                              | 39  |
| Tabla 3. Volumen Tanques de Almacenamiento. ....                                                                                                       | 105 |
| Tabla 4. Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm). (Tomado de Azevedo Netto). ....                                                               | 109 |
| Tabla 5. Valores del exponente n y del coeficiente K. ....                                                                                             | 110 |
| Tabla 6. Dimensiones floculador planta convencional N°1. ....                                                                                          | 114 |
| Tabla 7. Granulometría de la arena usada en el lecho mixto de los filtros de la planta convencional N°1. ....                                          | 124 |
| Tabla 8. Granulometría típica para un lecho mixto. ....                                                                                                | 125 |
| Tabla 9. Dimensiones floculador planta convencional N°2. ....                                                                                          | 126 |
| Tabla 10. Granulometría de la arena usada en el lecho mixto de los filtros de la planta convencional N°2. ....                                         | 136 |
| Tabla 11. Granulometría típica para un lecho mixto. ....                                                                                               | 137 |
| Tabla 12. Resultados de laboratorio análisis de agua a la entrada de la planta. ....                                                                   | 137 |
| Tabla 13. Resultados de laboratorio análisis de agua tratada. ....                                                                                     | 138 |
| Tabla 14. Comparación entre resultados arrojados por el análisis de agua tratada y los valores máximos permitidos por la resolución 2115 de 2007. .... | 138 |
| Tabla 15. Asignación del nivel de complejidad del sistema. ....                                                                                        | 139 |
| Tabla 16. Periodo de diseño máximo expresado en años. ....                                                                                             | 140 |
| Tabla 17. Censos poblacionales correspondientes a la cabecera del municipio de Pitalito Huila. ....                                                    | 140 |
| Tabla 18. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad del sistema. ....                                                                | 140 |
| Tabla 19. Tasa de crecimiento método aritmético. ....                                                                                                  | 141 |
| Tabla 20. Tasa De crecimiento método geométrico. ....                                                                                                  | 142 |
| Tabla 21. Tasa de crecimiento método exponencial. ....                                                                                                 | 143 |
| Tabla 22. Proyección de la población de Pitalito para el año 2046. ....                                                                                | 144 |
| Tabla 23. Población de diseño con el aumento de la población flotante. ....                                                                            | 145 |
| Tabla 24. Dotación neta máxima según el nivel de complejidad del sistema y la temperatura. ....                                                        | 146 |
| Tabla 25. Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas. ....                                                                                    | 147 |
| Tabla 26. Coeficiente de consumo maximo diario, k1, según el nivel de complejidad del sistema. ....                                                    | 148 |
| Tabla 27. Coeficiente de consumo maximo horario, k2, según el nivel de complejidad del sistema y el tipo de red de distribución. ....                  | 149 |
| Tabla 28. Calculo de dotaciones (neta y bruta) y caudales de diseño Qmd, QMD y QMH. ....                                                               | 150 |
| Tabla 29. Determinación del ancho de la garganta W en función del caudal. ....                                                                         | 151 |
| Tabla 30. Dimensiones cámaras de la unidad de floculación. ....                                                                                        | 163 |
| Tabla 31. Viscosidad cinemática del agua a diferentes temperaturas. ....                                                                               | 171 |
| Tabla 32. Combinaciones de lechos de arena-antracita que se comportan bien en el lavado y producen adecuada intermezcla. ....                          | 178 |
| Tabla 33. Valores del coeficiente C. ....                                                                                                              | 179 |
| Tabla 34. Características para la grava de soporte. ....                                                                                               | 181 |
| Tabla 36. Resumen cálculo de la expansión del lecho de arena. ....                                                                                     | 183 |

|                                                                           |     |
|---------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 37. Valores de $\alpha$ y $m$ .....                                 | 185 |
| Tabla 38. Valores de $\beta$ y $\theta$ .....                             | 186 |
| Tabla 39. Resumen cálculo de la expansión del lecho de antracita.....     | 187 |
| Tabla 40. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la arena.....      | 197 |
| Tabla 41. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la antracita. .... | 197 |

## LISTA DE FIGURAS

|                                                                                                                                                          |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 1. Localización geográfica del Municipio de Pitalito a nivel nacional y departamental. ....                                                       | 26  |
| Figura 2. Proceso en una planta de tratamiento para la potabilización del agua (Coagulación, Floculación, Sedimentación, Filtración y Desinfección)..... | 36  |
| Figura 3. Proceso de filtración. ....                                                                                                                    | 38  |
| Figura 4. Sistema de Captación, canal de derivación y Estructura de captación.....                                                                       | 44  |
| Figura 5. Captación sobre el Río Guachicos vista en planta y corte B-B. ....                                                                             | 48  |
| Figura 6. Localización de la estructura de captación sobre el Río Guachicos.....                                                                         | 49  |
| Figura 7. Esquema General de la estructura de captación. ....                                                                                            | 51  |
| Figura 8. Esquema Rejilla de fondo con dimensiones.....                                                                                                  | 53  |
| Figura 9. Cámara de aquietamiento en la estructura de captación. ....                                                                                    | 54  |
| Figura 10. Esquema Tramo de aducción Municipio de Pitalito. ....                                                                                         | 56  |
| Figura 11. Vista en planta de la localización general de los desarenadores existentes. ....                                                              | 58  |
| Figura 12. Zonas de un desarenador (Planta). ....                                                                                                        | 59  |
| Figura 13. Zonas de un Desarenador (Planta).....                                                                                                         | 60  |
| Figura 14. Desarenador N°1 (Vista en Planta). ....                                                                                                       | 62  |
| Figura 15. Desarenador N°1 (Corte Longitudinal).....                                                                                                     | 63  |
| Figura 16. Desarenador N°2 (Vista en Planta). ....                                                                                                       | 66  |
| Figura 17. Desarenador N°2 (Corte Longitudinal).....                                                                                                     | 67  |
| Figura 18. Desarenador N°3 (Vista en Planta). ....                                                                                                       | 70  |
| Figura 19. Desarenador N°2 (Corte Longitudinal).....                                                                                                     | 71  |
| Figura 20. Perfil línea de conducción. ....                                                                                                              | 73  |
| Figura 21. Planta de Tratamiento de Agua Potable Guaitipan (Esquema General).....                                                                        | 74  |
| Figura 22. Modelo de Canaleta Parshall. ....                                                                                                             | 77  |
| Figura 23. Esquema cámara de llegada, canaleta parshall y cámara de agua guagulada. ....                                                                 | 78  |
| Figura 24. Esquema Floculador Planta de Potabilización N°1 (Corte longitudinal). ....                                                                    | 84  |
| Figura 25. Esquema Sedimentador Planta de Potabilización N°1. (Corte longitudinal). ....                                                                 | 86  |
| Figura 26. Esquema Filtros Planta de Potabilización N°1 (Corte longitudinal). ....                                                                       | 89  |
| Figura 27. Esquema Floculador Planta de Potabilización N°2 (Corte longitudinal). ....                                                                    | 94  |
| Figura 28. Esquema Sedimentador Planta de Potabilización N°2 (Corte longitudinal). ....                                                                  | 97  |
| Figura 29. Esquema Filtro Planta de Potabilización N° 2.....                                                                                             | 100 |
| Figura 30. Dimensiones de canaleta Parshall. ....                                                                                                        | 108 |



## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

|                                                                                                          |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Fotografía 1. Imagen satelital de la planta para la potabilización del agua. ....                        | 27  |
| Fotografía 2. Canal de desviación del Río Guachicos.....                                                 | 45  |
| Fotografía 3. Canal de desviación Río Guachicos y estructura de captación. ....                          | 47  |
| Fotografía 4. Canal de desviación, retorno del flujo al Río Guachicos. ....                              | 47  |
| Fotografía 5 .Rejilla de captación existente sobre el Río Guachicos. ....                                | 52  |
| Fotografía 6.Desarenador N°1. ....                                                                       | 64  |
| Fotografía 7. Desarenador N°2. ....                                                                      | 68  |
| Fotografía 8. Desarenador N°3 ....                                                                       | 72  |
| Fotografía 9. Cámara de llegada. ....                                                                    | 75  |
| Fotografía 10. Cámara de excesos en la cámara de llegada. ....                                           | 76  |
| Fotografía 11. Dosificadores automáticos de Coagulante (Hidroxiclورو de Aluminio). ....                  | 79  |
| Fotografía 12. Tanques de almacenamiento del coagulante (Hidroxiclورو de Aluminio).....                  | 79  |
| Fotografía 13. Adición de Coagulante (Hidroxiclورو de Aluminio).....                                     | 80  |
| Fotografía 14. Canal de entrada y repartición a floculadores de la Planta de Potabilización N°1. ..      | 83  |
| Fotografía 15. Floculadores Planta de Potabilización N°1. ....                                           | 83  |
| Fotografía 16. Sedimentadores Planta Convencional N°1.....                                               | 85  |
| Fotografía 17. Canal de agua sedimentada y canal de distribución de agua sedimentada a filtros. 87       |     |
| Fotografía 18. Filtros Planta de Potabilización N°1.....                                                 | 88  |
| Fotografía 19. Entrada de agua coagulada a Floculadores Planta de Potabilización N°2.....                | 93  |
| Fotografía 20. Floculadores Planta de Potabilización N°2. ....                                           | 93  |
| Fotografía 21. Sedimentadores Planta Convencional N°2.....                                               | 96  |
| Fotografía 22. Sedimentadores Planta Convencional N°2. ....                                              | 96  |
| Fotografía 23. Filtro Planta Convencional N°2.....                                                       | 99  |
| Fotografía 24. Filtro Planta Convencional N°2.....                                                       | 99  |
| Fotografía 25. Cámara de Cloración (Recepción de caudales de ambas plantas). ....                        | 102 |
| Fotografía 26. Caseta de aplicación de la cloración (Derecha) y punto de aplicación (Izquierda). 102     |     |
| Fotografía 27. Tanques de Almacenamiento de Cloro. ....                                                  | 103 |
| Fotografía 28. Conexión de Tanques de Almacenamiento a Dosificadores del desinfectante (Cloro).<br>..... | 103 |
| Fotografía 29. Sensor y Extractor del Gas en caso de Escape.....                                         | 104 |
| Fotografía 30. Equipos y Parámetros para el manejo del Cloro en caso de emergencia. ....                 | 104 |
| Fotografía 31. Tanque de Almacenamiento de agua # 1. ....                                                | 106 |
| Fotografía 32. Tanque de Almacenamiento de agua # 2. ....                                                | 106 |
| Fotografía 33. Tanque de Almacenamiento de agua # 3. ....                                                | 106 |

## LISTA DE GRAFICAS

|                                                                              |     |
|------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Gráfica 1. Longitud del resalto en terminos de la altura $h_2$ . .....       | 154 |
| Gráfica 2. Características granulométricas del lecho de arena escogido. .... | 179 |
| Gráfica 3. Características de los lechos escogidos. ....                     | 180 |

## LISTA DE DIAGRAMAS

|                                                                                                          |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Diagrama 1. Sistema Planta de tratamiento para la potabilización del agua del municipio de Pitalito..... | 34 |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|

## **LISTA DE ANEXOS**

|                                                                    |     |
|--------------------------------------------------------------------|-----|
| Anexo 1. Planos actuales Planta de potabilización de Pitalito..... | 210 |
| Anexo 2. Planos actuales Bocatoma.....                             | 211 |
| Anexo 3. Planos actuales desarenadores.....                        | 212 |
| Anexo 4. Resultados de análisis físico-químico del agua.....       | 213 |
| Anexo 5. Planos diseño Canaleta Parshall.....                      | 214 |
| Anexo 6. Planos diseño Floculador.....                             | 215 |
| Anexo 7. Planos diseño Sedimentador.....                           | 216 |
| Anexo 8. Planos diseño Filtro.....                                 | 217 |

## **GLOSARIO<sup>1</sup>**

**AFLUENTE:** Agua residual o cualquier otro líquido que ingrese a algún proceso de tratamiento.

**AGUA CRUDA:** Agua que no ha sido sometida a proceso de tratamiento.

**AGUA POTABLE:** Agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos, en las condiciones señaladas en el Decreto 475 de 1998, puede ser consumida por la población humana sin producir efectos adversos a la salud.

**ALCALINIDAD:** Capacidad del agua para neutralizar ácidos o aceptar protones. La alcalinidad del agua se determina por el contenido de carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos.

**ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO DEL AGUA:** Pruebas de laboratorio que se efectúan a una muestra para determinar sus características físicas, químicas o ambas.

**ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO DEL AGUA:** Pruebas de laboratorio que se efectúan a una muestra para determinar la presencia o ausencia, tipo y cantidad de microorganismos.

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

**BOCATOMA:** Estructura hidráulica destinada a captar el agua de un afluente para ser utilizada en un sistema de acueducto determinado.

**CAPTACIÓN:** Punto o puntos de origen de las aguas para un abastecimiento, así como las obras de diferente naturaleza que deben realizarse para su recogida.

**CALIDAD DEL AGUA:** Conjunto de características organolépticas, físicas, químicas y microbiológicas propias del agua.

**CANALETA PARSHALL:** Elemento hidráulico primario con una amplia gama de aplicaciones para medir el caudal en canales abiertos.

---

<sup>1</sup> Ministerio de desarrollo económico. Dirección de agua potable y saneamiento básico. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS 2000) Títulos A, B y C. Bogotá, D.C. Noviembre de 2000.

**CARGA SUPERFICIAL:** Relación entre el caudal y el área superficial de una determinada estructura hidráulica ( $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{día}$ ).

**CARBONO ORGANICO TOTAL (COT):** Cantidad de carbono unido a un compuesto orgánico y se usa como indicador no específico de calidad del agua.

**CAUDAL:** Cantidad de fluido, medido en volumen que se mueve en una unidad de tiempo por un afluente.

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

**CAUDAL MEDIO DIARIO (Qmd):** Es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un periodo de un año.

**CAUDAL MAXIMO DIARIO (QMD):** Corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un periodo de un año.

**CAUDAL MAXIMO HORARIO (QMH):** Consumo máximo registrado durante una hora en un periodo de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio.

**COAGULANTE:** En el caso del tratamiento del agua es una sustancia química que permite desestabilizar partículas contaminantes y agruparlas para su extracción.

**COAGULACIÓN:** Aglutinación de las partículas suspendidas y coloidales presentes en el agua mediante la adición de coagulantes.

**CLORO:** Elemento químico de símbolo Cl y número atómico 17. Es un elemento usado como desinfectante para la depuración del agua. En el cuerpo humano participa en el mantenimiento del equilibrio ácido-base.

**CLORACIÓN:** Aplicación de cloro al agua, generalmente para desinfectar o para oxidar compuestos indeseables.

**CONDUCCIÓN:** Conjunto de tuberías dispuestas para transportar un fluido.

**CORTOCIRCUITO:** Condición que ocurre en los tanques cuando parte del agua pasa a una velocidad mayor que el resto del fluido, disminuyendo el tiempo de residencia medio de la masa líquida en el reactor.

**DESINFECCIÓN:** Proceso físico o químico que permite la eliminación o destrucción de los organismos patógenos presentes en el agua.

**DESARENADOR:** Componente destinado a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación.

**DOSIS ÓPTIMA:** Concentración que produce la mayor eficiencia de reacción en un proceso químico.

**DOTACIÓN BRUTA:** Cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante o población.

**ENSAYO DE JARRAS:** Ensayo de laboratorio en el que se simula las condiciones que se realizan los procesos de oxidación química, coagulación, floculación y sedimentación en una planta de tratamiento.

**FLOCULACIÓN:** Aglutinación de partículas inducida por una agitación lenta de la suspensión coagulada.

**FILTRACIÓN:** Proceso mediante el cual se remueve las partículas suspendidas y coloidales del agua al hacerlas pasar a través de un medio poroso.

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

**GRANULOMETRÍA:** Medición y gradación que se lleva a cabo de los granos de una formación sedimentaria.

**LÍNEA DE ADUCCIÓN:** Tramo de tubería destinado a conducir los caudales de agua desde la obra de captación hasta el depósito regulador o la planta de tratamiento.

**LECHO FILTRANTE:** Estructura compuesta por grava arena y antracita utilizado para retener y permitir la percolación de sedimentos del agua.

MEZCLA RAPIDA: Agitación acelerada la cual produce dispersión instantánea de un producto químico en una masa de agua.

NUMERO DE FROUDE: Relación entre las fuerzas inerciales y la fuerza de gravedad.

$$Fr = v^2 / (L * g)$$

Donde V es la velocidad, L la longitud y g la constante de aceleración de la gravedad.

OPTIMIZACIÓN: Se dice que es la acción de mejorar los procesos de operación para así obtener la mejor calidad del agua.

PERIODO DE DISEÑO: Tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes del mismo, en el cual su capacidad permite atender la demanda proyectada para este tiempo determinado.

PLANTA DE POTABILIZACIÓN: Conjunto de obras, equipos y materiales necesarios para efectuar los procesos que permitan cumplir con las normas de calidad del agua potable.

POROSIDAD: Relación entre el volumen de los poros formados dentro de un medio filtrante y el volumen total del mismo.

POBLACIÓN FLOTANTE: Cantidad de personas de alguna localidad que no reside permanentemente en ella y que la habita por un tiempo corto ya sea por razones de trabajo, turismo o alguna actividad temporal.

pH: Logaritmo con signo negativo el cual brinda la concentración de iones de hidrogeno en moles por litro.

RESALTO HIDRÁULICO: Discontinuidad de la superficie del agua en la cual el flujo pasa de una manera abrupta de un régimen rápido (supercrítico) a un régimen tranquilo (subcritico) y depende del número de Froude.

SEDIMENTACIÓN: Proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad.



**SISTEMA DE POTABILIZACIÓN:** Proceso al que se es sometida el agua para que sea apta para el consumo humano.

**TURBIEDAD:** Propiedad óptica del agua basada en la medida de luz reflejada por las partículas en suspensión.

**TIEMPO DE RETENCION:** Tiempo medio teórico que se demoran las partículas de agua en un proceso de tratamiento, se expresa como la razón entre caudal y volumen útil.

**TANQUE DE ALMACENAMIENTO:** Depósito destinado a mantener agua para su uso posterior.

## INTRODUCCIÓN

El tratamiento del agua para consumo humano es un tema al que actualmente se le apuesta mucho, puesto que los problemas como diarrea, malaria, paludismo, fiebre tifoidea, entre otras, son muy comunes en poblaciones que no cuentan con estructuras adecuadas para el tratamiento de este preciado líquido.

Las plantas de tratamiento para la potabilización del agua, son estructuras diseñadas para realizar procesos de purificación del agua para consumo humano. Las más utilizadas actualmente en la mayoría de partes del mundo son las plantas de tipo convencional, ya que éstas son las que se componen de procesos más completos a la hora de potabilizar el agua, en estas plantas, inicialmente el agua es captada de una fuente de abastecimiento confiable, posteriormente el agua es conducida a otra estructura que se encarga de remover parte de las partículas de arena y lodo provenientes de la fuente, seguido de esto el agua es llevada a la planta donde se realizan los procesos de adición del coagulante en la canaleta parshall, seguidamente el agua pasa por las fases de floculación, sedimentación y filtración, para finalmente ser almacenada en tanques, de donde será repartida a la población que requiera el servicio.

La optimización en plantas de tratamiento para la potabilización del agua, se realiza cuando ya se cumple el periodo (años) de diseño para el que fue diseñada o cuando las estructuras que componen la planta no están cumpliendo con los estándares establecidos por la normatividad vigente para la prestación adecuada del servicio. Usualmente los periodos de diseño varían entre 25 y 30 años, dependiendo del nivel de complejidad en el que se encuentre la población.

Para el caso del municipio de Pitalito en el departamento del Huila, la planta fue puesta en marcha hace 25 años y hasta la fecha no se han efectuado estudios que verifiquen el estado actual de la unidad de tratamiento de agua, debido a esto, esta investigación busca realizar un estudio y posterior propuesta de optimización en cada uno de los procesos de la planta, contribuyendo a que se preste un buen servicio al casco urbano del municipio en aras de que la estructura funcione adecuadamente cumpliendo con los parámetros y requerimientos exigidos por los entes reguladores.

## **1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La población del municipio de Pitalito, cuenta con una planta de potabilización de tipo convencional, la cual tiene como función purificar el agua proveniente de la fuente principal de abastecimiento del municipio que es el río Guachicos.

Desde el año 1991 no se ha realizado ningún estudio de verificación y evaluación de los componentes de la planta de tratamiento y para ello se requiere un nuevo cálculo de proyección de la población con el propósito de saber cómo se encuentran las estructuras de la misma tanto actualmente como en el año al que se realiza la proyección, para así garantizar un servicio de agua potable eficiente, oportuno y que cumpla con los estándares de calidad exigidos por las normas vigentes.

Para la presente investigación se debió verificar el estado físico, las condiciones hidráulicas, físicas, químicas y microbiológicas, que presentaba la planta de potabilización del municipio de Pitalito, y adicional a esto, la calidad del agua suministrada no ha sido analizada y se desconoce si cumple con los parámetros fisicoquímicos establecidos.

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, es importante realizar la optimización de cada una de las estructuras que no están cumpliendo con la normatividad vigente, por lo que se requirió realizar un diagnóstico y una evaluación para conocer el estado actual de operación y servicio de la planta de potabilización.

El municipio de Pitalito cuenta con una población en el casco urbano cercana a los 100000 habitantes, quienes por derecho deben recibir un agua de buena calidad para satisfacer sus necesidades básicas y sin contratiempos, como también reducir la probabilidad de que contraigan enfermedades por la ingesta de agua que no se encuentre en condiciones óptimas para su consumo.

Por tanto, la pregunta de investigación del presente estudio es:

¿Cuál es el estado físico e hidráulico de cada uno de los componentes existentes en la planta de potabilización para realizar su optimización?

## 2 JUSTIFICACIÓN

En los temas relacionados con los sistemas de abastecimiento de agua potable y saneamiento básico, es de vital importancia realizar estudios técnicos y evaluaciones que permitan establecer si los elementos y estructuras cumplen o no, con las condiciones de operación y mantenimiento, para la prestación del servicio a la población de Pitalito que es la que se beneficia de ello. Además el proyecto se llevó a cabo porque con el paso del tiempo dichas estructuras se van desgastando lo que requiere generar soluciones que contribuyan a que los habitantes del municipio que utilizan este servicio mejoren su calidad de vida.

La presente investigación verificó y evaluó el estado hidráulico y operacional de la planta; para ello fue importante inspeccionar cada una de los componentes que la conforman, como son: coagulación, floculación, sedimentación y filtración, como también un análisis de calidad del agua a tratar (agua cruda) y el agua tratada en la planta (agua potable) obteniendo parámetros como: Alcalinidad, Dureza, Carbono orgánico total, Turbiedad y pH; De igual manera se determinó el periodo de diseño y la cobertura del sistema.

La Empresa de Servicios Públicos de Pitalito (EMPITALITO E.S.P), es la encargada de manejar los servicios públicos como Aseo, Acueducto y Alcantarillado y por ende es la encargada de la operación y mantenimiento de la Planta de Potabilización del municipio.

Con este proyecto de investigación se pretendió analizar si la planta de potabilización cumplía con los requerimientos técnicos vigentes y estipulados en el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000), el decreto 1575 de 2007, la resolución 2115 de 2007 en los cuales se establecieron los parámetros esenciales para brindar un buen servicio y con base en ellos, rediseñar las estructuras que se encuentren generando problemas en el proceso de potabilización, en aras de que la comunidad reciba un servicio confiable, sin contratiempos y bajo los mejores estándares de calidad.

Conforme a lo mencionado anteriormente, la realización de este trabajo de grado servirá para que la población del municipio reciba el preciado líquido de forma tal que no se genere enfermedades producto de la ingesta de agua en condiciones deficientes.

### **3 OBJETIVOS**

#### **3.1 OBJETIVO GENERAL**

Proponer una alternativa de diseño para cada una de las estructuras que no estén cumpliendo con los parámetros de funcionamiento requeridos, con el fin de contribuir a la optimización de la misma.

#### **3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Describir las condiciones físicas e hidráulicas que presenta actualmente la planta para la potabilización del agua del municipio de Pitalito Huila.
- Evaluar el funcionamiento de cada una de los componentes de la unidad de potabilización.
- Optimizar las estructuras existentes, que componen la planta de potabilización del municipio de Pitalito, Huila.

## 4 ANTECEDENTES

Para la realización de este proyecto de investigación se tomaron algunos antecedentes en los que mencionan el manejo del agua para consumo, en los cuales se exaltan proyectos de egresados de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad la Gran Colombia, en los que se exponen problemáticas y temas a abordar similares al caso de estudio, como son los siguientes:

El Estudio descriptivo de la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) en la cabecera Municipal de Timaná, en el Departamento del Huila.<sup>2</sup> Realizado por el Ingeniero Civil, Diego Felipe Vargas Silva, en el año 2013; en este documento se hace una recopilación de información de todos los aspectos tenidos en cuenta para la realización del proyecto de investigación, sobre la operación y funcionamiento de cada uno de las estructuras que componen la planta para la potabilización del agua. Durante el proceso de esta evaluación el autor realizó una valoración preliminar para posteriormente realizar un planteamiento conceptual generando conclusiones y recomendaciones prácticas con el fin de mejorar los procesos al interior de la planta para y asegurar una mejor producción de agua potable para el Municipio de Timaná.

Así mismo, al final del trabajo concluye que la planta presenta varias falencias en cuanto a la señalización, protección y vías de acceso a cada uno de los componentes de la misma. También hace mención a la cobertura que tiene el sistema de acueducto, la cual corresponde al 100% de la totalidad del casco urbano del municipio, resaltando de igual manera que en ocasiones se presentan cortes en el suministro, lo cual se debe al constante mantenimiento que se le hace a los dispositivos de la misma.

Posterior a ello, Vargas Silva, presenta la comparación de los resultados de la calidad del agua tomados en campo con la normativa, encontrando que la planta actualmente cumple con los requisitos de ley, entregando así un agua de buena calidad.

Finalmente el autor menciona que la prestación del servicio satisface las necesidades básicas de los habitantes del municipio de Timaná y al momento de hacer la proyección de dotación para una población mayor, a un periodo de diseño de 25 años, la planta sigue garantizando la continuidad, calidad y cobertura del servicio de agua potable.

---

<sup>2</sup>VARGAS SILVA, Diego Felipe. Estudio descriptivo de la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) en la cabecera Municipal de Timaná, en el Departamento del Huila. Año 2013. Biblioteca Universidad La Gran Colombia, Facultad de Ingeniería Civil. Bogotá, D.C.

Otro proyecto tenido en cuenta para el desarrollo del presente trabajo de grado, es el Estudio para la Optimización de los Diseños Existentes en la Planta de Tratamiento para la Potabilización del agua ubicada en el municipio de Arbeláez, Cundinamarca<sup>3</sup> llevado a cabo por los Ingenieros Civiles Christian Alberto Mesa García, Andrés Santiago Parra Daza y Cristian Adolfo Roldán Beltrán en el año 2015, en este documento se hace inicialmente una descripción de las condiciones físicas e hidráulicas que presentaba la planta al momento de realizar el proyecto, posteriormente realizaron una evaluación del funcionamiento de cada una de las estructuras que componen la planta de potabilización y finalmente efectuaron el diseño de las estructuras que presentaban problemas de funcionamiento para la adecuada prestación del servicio de agua potable.

Los autores en las conclusiones mencionan que el año de puesta en marcha la planta fue en 1940 y que a pesar de llevar tanto tiempo en funcionamiento, cuenta con los procesos adecuados para la potabilización del agua (desarenación, coagulación, sedimentación, filtración y desinfección), pero que el estado de las estructuras no está en óptimas condiciones, ya que durante las visitas efectuadas por parte de ellos, se hicieron notorias las grietas y filtraciones que no contribuyen a que los procesos realizados para potabilizar el agua sean de la mejor manera, produciendo la contaminación del agua tratada. Adicional a esto, la aplicación del coagulante, el desinfectante y el estabilizador de pH se ejecutan de manera muy rudimentaria, lo cual no es lo más apropiado ya que se puede cometer el error de llegar a no aplicar la dosis óptima para este proceso.

Posterior a la revisión hidráulica con la ayuda de cálculos matemáticos, los autores verificaron que la dosis de coagulante no es la adecuada y que no se está haciendo la aplicación en el lugar adecuado en la canaleta Parshall. Encontraron también que las condiciones en el proceso de floculación son deficientes; en la etapa de sedimentación no existe el manejo de lodos residuales, también, que las condiciones granulométricas para un lecho mixto no están cumpliendo el proceso de filtración. En lo referente a las características físicas y químicas registraron, que el agua analizada contiene un pH bajo y que la turbiedad es aceptable, según los resultados de laboratorio realizados por el laboratorio certificado para realizar estos procedimientos de calidad del agua, se llegó a determinar que la fuente de abastecimiento para el sistema se cataloga como aceptable.

Finalmente los autores parten de todos estos análisis y resultados previos, para desarrollar la optimización de la planta partiendo de las estructuras existentes en

---

<sup>3</sup>MESA GARCÍA Cristian Alberto, PARRA DAZA Andrés Santiago, ROLDÁN BELTRAN Cristian Adolfo. Estudio para la optimización de los diseños existentes en la Planta de Tratamiento para la potabilización del agua ubicada en el municipio de Arbeláez, Cundinamarca. Año 2013. Biblioteca Universidad la Gran Colombia, Facultad de Ingeniería Civil. Bogotá, D.C.

la planta, siendo estos los sedimentadores, floculadores, filtros y tanques de almacenamiento, con la finalidad de que la población del municipio reciba un servicio eficiente y de calidad.

Otras revisiones importantes tenidas en cuenta para el desarrollo del presente proyecto son las leyes, entidades e instituciones que se mencionan a continuación:

La Constitución Política de Colombia instauro como uno de los principales fines de la actividad del Estado, solucionar las necesidades básicas insatisfechas de los colombianos, entre las cuales se encuentran la prestación y acceso al servicio de agua potable, el cual es primordial para la subsistencia de la vida humana. La construcción de obras para el abastecimiento adecuado de agua de buena calidad para el consumo humano son necesarias para mitigar los casos de enfermedades como el cólera y la diarrea; dicho problema no solo radica en la calidad del agua, puesto que también es importante que la población tenga acceso a una cantidad mínima de agua potable diariamente. En promedio una persona debe consumir entre 1,5 y 2 litros de este recurso vital al día, de lo contrario se pueden presentar problemas en la salud. Por eso es importante que el servicio de acueducto no solo tenga una muy buena cobertura sino que también sea continuo.<sup>4</sup>

El Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, establece que el agua para consumo humano no debe tener presencia de microorganismos de carácter patógeno, ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud. Además, la calidad del agua no debe deteriorarse ni caer por debajo de los límites establecidos por la norma durante el periodo de tiempo para el cual se realizó el diseño del sistema de abastecimiento.

Aspectos como la salud de cada uno de los usuarios, la correcta ejecución de los procesos al interior de la planta y la eficiencia en la prestación del servicio son temas primordiales durante la ejecución del presente proyecto de investigación.

Según información obtenida para este trabajo de grado, en Colombia el suministro de agua potable y la solución de problemas de saneamiento básico en zonas apartadas del casco urbano de los municipios (zona rural) estuvieron a cargo de la Nación aproximadamente hasta la época de los ochenta donde posteriormente pasaron a ser responsabilidad exclusiva de las administraciones municipales producto de la descentralización político administrativa.

---

<sup>4</sup>PROCURADURIA GENERAL DE LA NACIÓN. (En línea). Fecha de investigación: (16 de abril de 2015) Disponible en: [http://www.procuraduria.gov.co/portal/media/file/descargas/publicaciones/parte3\\_agua.pdf](http://www.procuraduria.gov.co/portal/media/file/descargas/publicaciones/parte3_agua.pdf)



En lo referente a la calidad del agua, cerca del 58,8% de la población colombiana durante el año 2012 consumió agua potable. El Índice de Riesgo de Calidad del Agua (IRCA), promedio, en la zona urbana fue de 13,2%, correspondiente a nivel de riesgo bajo y en zona rural alcanzó 49,8% clasificado en nivel de riesgo alto. Esta circunstancia a nivel rural se mantuvo para el periodo 2007 a 2012, siendo necesario realizar intervenciones para mejorar la calidad de agua suministrada y mitigar los riesgos generados a la salud pública.<sup>5</sup>

En aquellas regiones del país donde el acceso al agua potable y al saneamiento básico son deficientes, el agua es reconocida como fuente de dispersión de enfermedades que afecta principalmente a los niños menores de 5 años, quienes son los más propensos a contraer enfermedades como la enfermedad diarreica aguda (EDA). En Colombia, para el periodo comprendido entre el 2005 y el 2011, la tasa de mortalidad por EDA (muertes en menores de 5 años por cada 100.000 nacidos vivos) en menores de 5 años registro una disminución del 72,1%.

El interés por realizar investigaciones que permitan evaluar el funcionamiento de las unidades de potabilización surge de una preocupación por los altos índices de enfermedades producidas por la ingesta de agua en condiciones deplorables, buscando que las plantas mejoren las condiciones de funcionamiento en las que se encuentran, para que el suministro de agua sea de la mejor calidad posible.

---

<sup>5</sup>CONSEJO NACIONAL DE POLÍTICA ECONÓMICA Y SOCIAL REPUBLICA DE COLOMBIA (CONPES) del 2014 «Política para el suministro de Agua Potable y Saneamiento Básico en la zona rural ». Consultado el 4 de abril de 2015, páginas 5-12.

## 5 MARCO DE REFERENCIA

### 5.1 MARCO GEOGRAFICO

El Municipio de Pitalito está ubicado al sur del Departamento del Huila, sobre el valle del Magdalena y en el vértice que forman las cordilleras central y oriental entre 1000 y 1800 metros sobre el nivel del mar; está a 188 kilómetros de Neiva, la capital del Departamento; limita al Norte con los municipios de Timaná, Elías y Saladoblanco, al Occidente con los municipios Isnos y San Agustín, al Sur con el municipio de Palestina y al Oriente con el Municipio de Acevedo; por tanto, su ubicación es considerada estratégica al permitir la comunicación directa con los departamentos del Cauca, Caquetá y Putumayo recibiendo así el nombre de la “Estrella Vial del Sur colombiano”<sup>6</sup>

*Figura 1. Localización geográfica del Municipio de Pitalito a nivel nacional y departamental.*

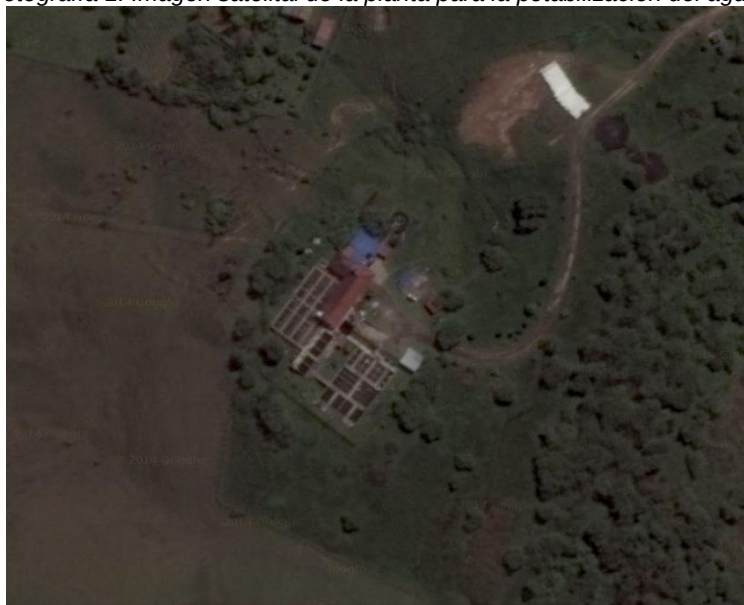


*Fuente: Plan Municipal de Gestión del Riesgo. Fecha de consulta: 21 de agosto de 2015.*

La planta para la potabilización del agua, se encuentra ubicada a las afueras del casco urbano del municipio, más exactamente en las coordenadas 1° 51' 14" N 76° 03' 05" O, como se observa en la fotografía 1.

<sup>6</sup> Plan Municipal de Gestión del Riesgo. Descripción general del municipio. Fecha de publicación: 15 de Diciembre de 2012. Disponible en: <http://cedir.gestiondelriesgo.gov.co/dvd/DVD%2004/Huila/2012%20Pitalito.pdf>. Fecha de consulta: 4 de Abril de 2015.

*Fotografía 1. Imagen satelital de la planta para la potabilización del agua.*



Fuente: Google Maps. Fecha de consulta: 21 de agosto de 2015.

## **5.2 MARCO CONCEPTUAL**

Algunos aspectos fundamentales de las plantas de potabilización del agua, son los siguientes:

### **5.2.1 Planta de tratamiento para la Potabilización del agua**

El propósito principal del tratamiento del agua proveniente de fuentes naturales es eliminar los microorganismos, sustancias químicas, caracteres físicos y radiológicos que sean nocivos para la salud de todo ser humano. El tratamiento del agua nace por el año 1800 como consecuencia del descubrimiento de que a través de ella pueden transmitirse enfermedades como el cólera y otras.

Habitualmente las fuentes de abastecimiento de agua para las plantas de potabilización son llamadas fuentes superficiales, las cuales pueden ser: ríos, lagos, lagunas, arroyos, entre otros, también se utilizan para abastecimiento de agua las fuentes subterráneas, en las que se encuentran: acuíferos, pozos y manantiales. El agua superficial tiene bastantes ventajas como fuente de agua para potabilizar, puesto que puede ser localizada de manera muy fácil, a diferencia del agua subterránea, la búsqueda del agua superficial no hace necesaria la intervención de un geólogo o hidrólogo. Normalmente las fuentes de agua superficial no están afectadas por la presencia de minerales que se encuentran en los estratos geológicos de la tierra. A pesar de que se hace mucho más fácil de

encontrar, el agua superficial también presenta algunas desventajas, ya que, éstas se pueden contaminar muy fácil con microorganismos que pueden producir enfermedades y por compuestos químicos provenientes del entorno en el que circunda la fuente de agua, ya sea a través de la escorrentía o por los vertimientos producidos aguas arriba de la cuenca. En su gran mayoría las fuentes superficiales son consideradas como contaminadas y por ello deben ser tratadas, puesto que la calidad del agua potable se mide en características físicas, químicas, biológicas y radiológicas<sup>7</sup>.

### 5.2.2 Características físicas del agua

- Turbiedad: Propiedad que ayuda a cuantificar la cantidad de luz que atraviesa una columna de agua con presencia de partículas orgánicas e inorgánicas dispersas, dicha dispersión de la luz aumenta con la carga de partículas en suspensión.

La turbiedad o turbidez es medida en Unidades Nefelométricas de Turbidez (NTU), también puede ser medida en Unidades de Turbidez de Jackson (JTU). La turbiedad juega un papel muy importante en los procesos de calidad del agua para el consumo humano, puesto que, una de las primeras impresiones que se perciben al momento de ingerir el líquido es la transparencia del mismo<sup>8</sup>.

- Color: El agua en su estado puro no presenta ningún color, pero al contacto con la naturaleza, esta se colorea por sustancias de carácter externo como lo son la materia orgánica del suelo, la vegetación, minerales y organismos acuáticos que normalmente están presentes en las fuentes de agua natural.
  - Color verdadero: Este se debe a los sólidos disueltos presentes luego de haber eliminado la materia orgánica en suspensión.
  - Color aparente: Es el que aporta la materia suspendida en el agua, cuando esta se encuentra en su estado natural, es decir es el color tal cual como se es encontrada en la fuente.

---

<sup>7</sup>BURCHARD SEÑORET, Lucas. Plantas de tratamiento de agua potable [En línea]; edición desconocida; Chile; junio 30 de 2008; Págs 2-7; <http://es.slideshare.net/lucasburchard/plantas-tratamiento-agua-potable>. Fecha de consulta: 09 de Septiembre de 2015

<sup>8</sup> SPELLMAN, Frank R. DRINAN, Joanne. The Drinking Water Handbook. Boca Raton, Florida: Editorial CRC Press, 2000. Págs. 138,139. Fecha de consulta: 10 de Septiembre de 2015.

- Sabor y Olor: Los problemas referentes al sabor y olor del agua son la primera señal de alarma de un posible riesgo para la salud, estos son importantes por razones estéticas, como medida de aceptación de la misma, con un impacto pequeño en la fiabilidad del agua y por ello no deben ser ignorados.

En general, los contaminantes del agua son atribuibles a la naturaleza o al uso humano, el sabor y el olor en el agua se deben a una gran variedad de sustancias, como son los minerales, metales y sales presentes en el suelo. Los olores a tierra y moho que usualmente se encuentran en algunos suministros de agua, son derivados de algunos procesos biológicos naturales.

Los inconvenientes de sabor y olor son mucho más frecuentes en aguas superficiales que en aguas subterráneas. En las aguas superficiales, los problemas de sabor y olor se deben a algas u otros microorganismos presentes, mientras que en las aguas subterráneas son ocasionados por la influencia del ser humano, en particular por el lixiviado que generan los vertederos para la disposición de basuras<sup>9</sup>.

- Temperatura: El agua tiene muchas cualidades térmicas importantes, normalmente la temperatura del agua fluctúa entre 10°C y 25°C, con variaciones de unos cuantos grados, esta se toma directamente de la fuente.

### 5.2.3 Características químicas del agua

- pH: Es un índice de la acidez o alcalinidad del agua, un pH <7.0 es considerado ácido, un pH =7.0 se considera neutro y un pH >7.0 es alcalino<sup>10</sup>.
- Alcalinidad: La capacidad ácido neutralizante de una solución. La alcalinidad indica la cantidad de cambio que ocurrirá en el pH con la adición de cantidades moderadas de ácido. Debido a que la alcalinidad de la mayoría de las aguas naturales está compuesta casi íntegramente de iones de bicarbonato y de carbonato, las determinaciones de alcalinidad pueden

---

<sup>9</sup> Ibíd., p. 135-137

<sup>10</sup> GOMEZ OTERO, Israel. Diseño de sistemas de acueducto y alcantarillado basados en la Norma Técnica Colombiana RAS-2000. Santiago de Cali, Valle del Cauca: Pontificia Universidad Javeriana de Cali, 2012. p. 15.

dar estimaciones exactas de las concentraciones de estos iones. Los iones de bicarbonato y de carbonato son algunos de los iones dominantes presentes en las aguas naturales; por lo tanto, las mediciones de alcalinidad proporcionan información sobre las relaciones de los iones principales y la evolución de la química del agua<sup>11</sup>.

- Dureza: Es la concentración de compuestos minerales que hay en una determinada cantidad de agua, en particular sales de calcio, magnesio y hierro (especialmente como sulfatos y carbonatos hidrogenados), y el grado de dureza es directamente proporcional a la concentración de sales alcalinas<sup>12</sup>.
- Sólidos disueltos: Entre los principales se encuentran las sustancias tóxicas, tales como:<sup>13</sup>
  - Cloro y Cloruros: Son sustancias que están presentes en el agua en estado natural, produce sabor desagradable y efectos laxantes.
  - Cobre: Presente en las aguas naturales, produce sabor desagradable. No es dañino en pequeñas cantidades.
  - Flúor: Es benéfico para la salud en cantidades moderadas. En dosis altas causa manchas en el esmalte dental y puede llegar a causar la muerte.
  - Hierro y Manganeseo: Son los principales causantes del color y sabor en el agua. Producen sabor y efectos laxantes.
  - Magnesio: Material abundante en estado natural, se encuentra como sales de magnesio. Produce sabor y efectos laxantes.
  - Sodio: Puede generar afectación a personas con que presenten problemas cardíacos y de hipertensión.
  - Sulfatos: Producen sabor y efectos laxantes.

---

<sup>11</sup> Aguamarket. Diccionario del Agua. Alcalinidad. [Citado 8 de septiembre., 2015]. Disponible en: <http://www.aguamarket.com/diccionario/terminos.asp?Id=153>

<sup>12</sup> Ecured. Conocimiento con todos y para todos. [Citado 10 de septiembre., 2015]. Disponible en: [http://www.ecured.cu/index.php/Dureza\\_del\\_agua](http://www.ecured.cu/index.php/Dureza_del_agua)

<sup>13</sup> GOMEZ OTERO, Israel. Diseño de sistemas de acueducto y alcantarillado basados en la Norma Técnica Colombiana RAS-2000. Santiago de Cali, Valle del Cauca: Pontificia Universidad Javeriana de Cali, 2012. p. 16.

- Nitratos: Son causantes de enfermedades en la sangre. Son agentes indicativos que detectan la presencia de excretas humanas en el agua.
- Plomo, arsénico y selenio: Son altamente tóxicos y acumulativos en el organismo.

#### 5.2.4 Características Microbiológicas del agua

Los siguientes microbios se transmiten por el agua:

- Vibrio cholerae: Del género *Vibrio* se desprenden varias especies que la conforman, todas ellas con relación a enfermedades gastrointestinales y en particular con enfermedades transmitidas por alimentos de origen marino. De todas las especies del género *Vibrio* la que merece especial atención es la *Vibrio cholerae*, responsable del Cólera epidémico, una enfermedad infecciosa con un cuadro clínico caracterizado por vómitos y diarrea intensa que puede llevar a la deshidratación intensa.

Dicha bacteria ingresa al organismo por medio del agua o por los alimentos contaminados.<sup>14</sup>

- Salmonella typhi: La *Salmonella typhi* es una bacteria que se transmite por medio de alimentos o agua contaminados con materia fecal y orina de personas portadoras. Es resistente a bajas temperaturas lo que le permite transmitirse a través de alimentos conservados a bajas temperaturas.

La fiebre tifoidea o fiebre entérica es causada por *Salmonella Typhi* de la que el ser humano es el único portador. Es una enfermedad infecciosa intestinal, grave y aguda que constituye un problema severo de salud pública en casi todo el mundo, aunque su incidencia ha disminuido en países con mejores niveles de higiene y saneamiento ambiental.<sup>15</sup>

- Shigella spp: La shigelosis es una colitis inflamatoria infecciosa aguda, la cual es producida por microorganismos integrantes del género *Shigella*.

<sup>14</sup><http://www.bvsops.org.uy/pdf/vibrio.pdf>. (En Línea). Fecha de consulta: 08 de Septiembre de 2015.

<sup>15</sup>[blogspot.com. Salmonella typhi](http://salmonellathypi.blogspot.com/). [En línea]; edición desconocida; Fecha de publicación: sábado 21 de abril de 2012; <http://salmonellathypi.blogspot.com/>. Fecha de consulta: 12 de Septiembre de 2015.

Aunque usualmente se alude a esta enfermedad como disentería bacilar, muchas personas enfermas por esta bacteria solo tienen una ligera diarrea acuosa, y nunca presentan síntomas disentéricos.<sup>16</sup>

- Virus hepatitis A: La hepatitis A es una enfermedad hepática causada por el virus de la hepatitis A (VHA). Éste se transmite principalmente cuando una persona no infectada (y no vacunada) come o bebe algo contaminado por heces de una persona infectada por ese virus. La enfermedad está estrechamente asociada a la falta de agua salubre, un saneamiento deficiente y una mala higiene personal.<sup>17</sup>
- Salmonella spp: La salmonelosis es una enfermedad provocada por la bacteria *Salmonella*. Generalmente se caracteriza por fiebre alta, dolor abdominal, diarrea, náusea y, a veces, vómitos.

Las personas contraen la salmonelosis a través del consumo de alimentos contaminados de origen animal (principalmente huevos, carne, aves y leche), aunque también otros alimentos se han vinculado a la transmisión, incluidas hortalizas contaminadas por estiércol.<sup>18</sup>

- Scherichia coli: *Escherichia coli* es una bacteria habitual en el intestino del ser humano y de otros animales de sangre caliente. La infección por *E. coli* se transmite generalmente por consumo de agua o alimentos contaminados, como productos cárnicos poco cocidos y leche cruda.

Los síntomas de la enfermedad incluyen cólicos y diarrea. También pueden aparecer fiebre y vómitos. La mayoría de los pacientes se recuperan en el término de 10 días, aunque en algunos casos la enfermedad puede causar la muerte.<sup>19</sup>

La calidad bacteriológica del agua se determina mediante la prueba de los coliformes. En agua, los coliformes se consideran indicadores de contaminación fecal.

---

<sup>16</sup>blogspot.com. Sguiguellaspp. [En línea]; edición desconocida; Fecha de publicación: viernes 23 de noviembre de 2007; <http://bacteria-shigella.blogspot.com/>. Fecha de consulta: 12 de Septiembre de 2015.

<sup>17</sup>Organización Mundial de la Salud. Hepatitis A. [En línea]; Fecha de publicación: julio de 2015; <http://www.who.int/mediacentre/factsheets/fs328/es/>. Fecha de consulta: 12 de Septiembre de 2015.

<sup>18</sup>Organización Mundial de la Salud. Salmonella (no tifoidea). [En línea]; Fecha de publicación: agosto de 2013; <http://www.who.int/mediacentre/factsheets/fs139/es/>. Fecha de consulta: 12 de Septiembre de 2015.

<sup>19</sup> Organización Mundial de la Salud. Temas de Salud. Scherichia coli. [En línea]; Fecha de publicación desconocida. Disponible en: [http://www.who.int/topics/escherichia\\_coli\\_infections/es/](http://www.who.int/topics/escherichia_coli_infections/es/). Fecha de consulta: 11 de Septiembre de 2015.



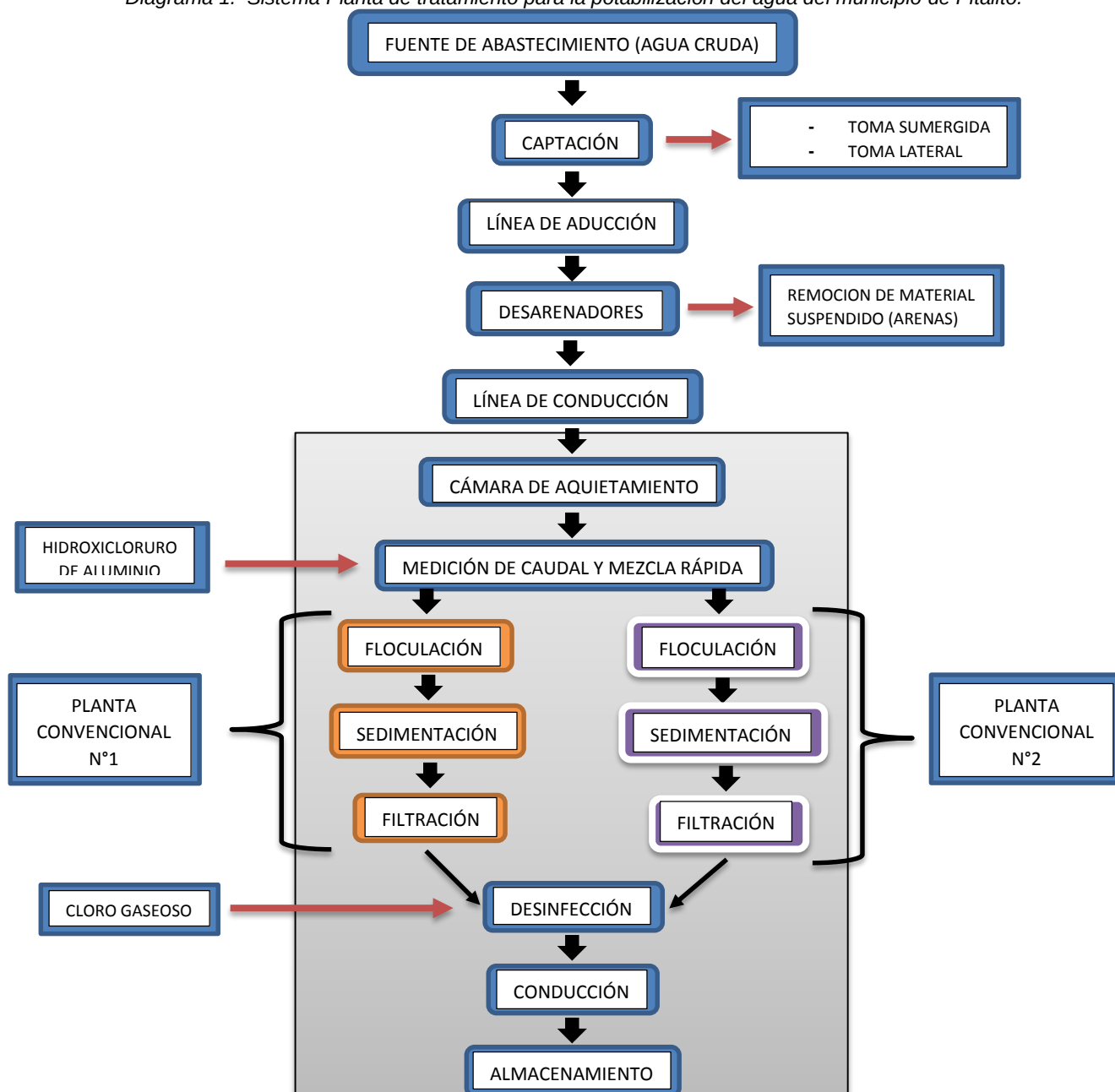
### **5.2.5 Plantas convencionales**

Para el diseño de una planta de potabilización del agua, es necesario conocer la composición química y física del agua que se va a tratar, para de este modo saber que elementos hay que retirar y cuales eventualmente adicionar<sup>20</sup>, a continuación se muestra gráficamente el proceso de potabilización del agua de la planta del municipio de Pitalito:

---

<sup>20</sup>BURCHARD SEÑORET, Lucas. Plantas de tratamiento de agua potable [En línea]; Chile; junio 30 de 2008; Pág. 37; <http://es.slideshare.net/lucasburchard/plantas-tratamiento-agua-potable>. Fecha de consulta: 11 de Septiembre de 2015.

Diagrama 1. Sistema Planta de tratamiento para la potabilización del agua del municipio de Pitalito.



Fuente: Tomado de Sistema de Acueducto Convencional, Empitalito ESP. Disponible en: <http://www.empitalito.gov.co/acueducto.html>. Fecha de consulta: 22 de Agosto de 2015.

### 5.2.5.1 Coagulación

Es un proceso que básicamente consiste en la adición de una sustancia química soluble o coagulante al agua, la cual transfiere sus iones a sustancias poco o no sedimentables o a sólidos coloidales (entendiéndose estas como partículas sólidas

de menos de 2 micrones de diámetro esférico, también identificadas como arcillas. Su remoción es asistida por aglomeración química), formando agregados o sólidos fácilmente sedimentables, la precipitación de los iones se presenta en condiciones adecuadas de pH y alcalinidad.

El proceso llamado coagulación-floculación consiste en transformar las impurezas que se encuentran en suspensión fina, en estado coloidal o en solución, en partículas de mayor tamaño llamadas flóculos, que posteriormente son removidas por sedimentación y filtración.<sup>21</sup>

#### **5.2.5.2 Floculación**

Trata de la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas, o sea es el proceso por el cual, una vez desestabilizados los coloides (alterar la estabilidad de la carga electrostática promoviendo la agrupación de los coloides), se provee una mezcla suave de las partículas para aumentar los encuentros o colisiones entre ellas sin romper los agregados preformados.

Al igual que la coagulación, la floculación está influenciada por fuerzas químicas y físicas tales como la carga eléctrica de las partículas, la capacidad de intercambio iónico, el tamaño y la concentración de floc, el pH y la temperatura del agua.

La influencia y magnitud del efecto de cada uno de los factores que participan en la floculación no está aún definida exactamente, es importante conocer el comportamiento del agua mediante ensayos de jarras o experiencias previas en plantas de tratamiento.<sup>22</sup>

---

<sup>21</sup> PÉREZ PARRA, Jorge Arturo. Manual de Potabilización del Agua. Medellín, Antioquia. Publicado por: Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. 1993. p. 51,55

<sup>22</sup> ROMERO ROJAS, Jairo A. Acuípurificación. Bogotá, D.C-Colombia. Publicado por: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 1993. p. 47

Figura 2. Proceso en una planta de tratamiento para la potabilización del agua (Coagulación, Floculación, Sedimentación, Filtración y Desinfección).



Fuente: <http://hernanrojasenriquez.blogspot.com/>. Fecha de Consulta: 13 de Agosto de 2015.

#### 5.2.5.3 Sedimentación

La sedimentación es la remoción de los sólidos en suspensión en un fluido por la fuerza de la gravedad. Los sólidos pueden estar presentes en el agua en la forma como se encuentran naturalmente, como son los limos y arenas, o en forma modificada de su estado natural, producto de la coagulación y floculación. Cualquiera que sea el origen de las partículas, si son mucho más densas que el agua la probabilidad de sedimentación aumenta, dando como resultado un líquido clarificado y en el fondo de los tanques, una suspensión más aglomerada, lo que significa que efectivamente ha sido separada del mismo.

Existen dos formas de sedimentación, las cuales dependen del tipo de partículas que se quieren separar del agua, como son: la sedimentación de partículas discretas o sedimentación simple y la sedimentación de partículas aglomerables o sedimentación inducida. El primer caso es el que ocurre en las unidades de sedimentación llamadas desarenadores, cuyo objetivo es reducir la concentración de partículas de cierto tamaño (arena de 0,015 a 0,15 mm de diámetro), sin añadir coagulantes o cualquier otro producto químico, y sin que ocurra cambio de densidad, tamaño o forma de las mismas al descender en el agua; el segundo caso, es el que ocurre en las plantas de tratamiento, en unidades llamadas decantadores, los cuales reciben el agua previamente coagulada y floculada. Con los procesos anteriores, se logra la unión de partículas coloidales y suspendidas con el propósito de formar partículas de mayor tamaño capaces de asentarse en el fluido, tomando en este caso particular el nombre de sedimentación floculenta, sedimentación inducida o simplemente decantación. Es importante aclarar que la

decantación está muy ligada a la floculación, ya que los sólidos desestabilizados al descender en el decantador se adhieren o aglutinan, aumentando el tamaño de los flóculos y originando un proceso muy complejo; en cambio en la sedimentación de partículas discretas como la arena, se asumen que cada una se mueve a través de la fase líquida sin ser alterada por las demás.<sup>23</sup>

#### 5.2.5.4 Filtración

La filtración es el proceso donde son removidas las partículas que no han sido retiradas por los procesos anteriores, esto se realiza por medio de filtros lentos también llamados británicos o filtros rápidos comúnmente conocidos como americanos, según el tipo de material los filtros se clasifican en:

*Tabla 1. Clasificación de los filtros por tipo de material.*

| <b>TIPO DE MATERIAL</b> | <b>COMPONENTES</b>                           |
|-------------------------|----------------------------------------------|
| Monomedio               | Arena o Antracita                            |
| Medio doble             | Arena + Antracita                            |
| Multimedio              | Arena + Antracita + Arena granate o ilmenita |

Fuente: <http://es.slideshare.net/lucasburchard/plantas-tratamiento-agua-potable>. Fecha de Consulta: 15 de Agosto de 2015

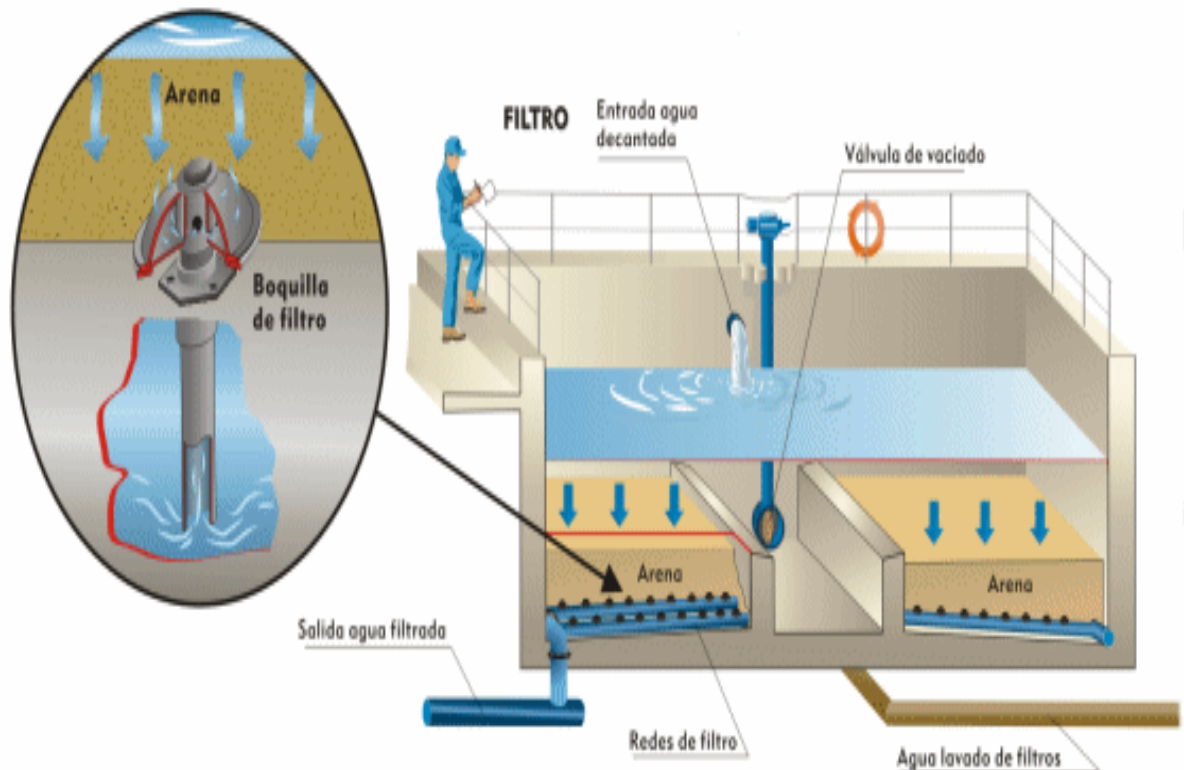
La producción de agua clarificada y cristalina es prerequisite para el suministro de agua segura y requiere de la filtración. A pesar de que cerca del 90% de la turbiedad y el color son removidos por la coagulación y la sedimentación, una cierta cantidad de floc pasa el tanque de sedimentación y requiere su remoción, por ello, para lograr la clarificación final se usa la filtración a través de medios porosos; generalmente dichos medios son arena o arena y antracita.

En la planta de purificación del agua, la filtración remueve el material suspendido, medido en la práctica como turbiedad, compuesto de floc, suelo, metales oxidados y microorganismo. La remoción de microorganismos es de gran importancia puesto que muchos de ellos son extremadamente resistentes a la desinfección, por lo tanto son removidos en la filtración.<sup>24</sup>

<sup>23</sup> PÉREZ PARRA, Jorge Arturo. Op. Cit., p. 168,169

<sup>24</sup> ROMERO ROJAS, Jairo A. Op. Cit., p. 111

Figura 3. Proceso de filtración.



Fuente: <http://www.elaguapotable.com/filtracion.htm>. Fecha de Consulta: 15 de Agosto de 2015.

El agua que ingresa a un filtro contiene una gran variedad de partículas en suspensión, cuyo tamaño varía desde flóculos relativamente grandes, del orden de algunos milímetros, hasta coloides, bacterias y virus con tamaños inferiores a  $10^{-3}$  mm.

La filtración es considerada como el resultado de dos mecanismos distintos pero complementarios: el transporte de las partículas dentro de los poros y la adherencia a los granos del medio.

### 5.3 MARCO LEGAL

Tabla 2. Decretos y leyes utilizados en el proyecto

| LEY O DECRETO                  | DESCRIPCION                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |
|--------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <u>DECRETO 1575 DE 2007</u>    | Por el cual se establece el Sistema para la Protección y Control de la Calidad del Agua para Consumo Humano.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |
| <u>RESOLUCIÓN 2115 DE 2007</u> | Por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano.                                                                                                                                                                                                                                                                                      |
| <u>DECRETO 302 DEL 2000</u>    | Por el cual se reglamenta la ley 142 de 1994, en materia de prestación de servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
| <u>LEY 142 DE 1994</u>         | Por la cual se establece el régimen de los servicios públicos domiciliarios y se dictan otras disposiciones.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |
| <u>LEY 286 DE 1996</u>         | Por la cual se modifican parcialmente las Leyes 142 y 143 de 1994, esta ley manifiesta que las empresas de servicios públicos deberán alcanzar progresivamente los límites establecidos en las leyes anteriormente descritas en materia de factores de contribución, tarifas y subsidios.                                                                                                                                                                  |
| <u>LEY 689 DE 2001</u>         | Por la cual se modifica parcialmente la Ley 142 de 1994. En esta Ley modifican el artículo 79 de la Ley 142 de 1994 el cual dispone que es función de la superintendencia de servicios públicos domiciliarios verificar la consistencia y la calidad de la información que sirve de base para efectuar la evaluación permanente de la gestión y resultados de las personas que presten servicios públicos sometidos a su control, inspección y vigilancia. |

Fuente: Autor.

## **6 DISEÑO METODOLÓGICO**

Para el estudio y optimización de la planta de potabilización del Municipio de Pitalito, se enmarcan las fases de la investigación y etapas importantes para la ejecución, determinación y cumplimiento de cada uno de los objetivos del presente proyecto.

### **6.1 Enfoque de la Investigación**

La investigación que se realizó en este proyecto fue de tipo mixto; por lo que se cuenta con variables numéricas o cuantificables como lo son, descripción, evaluación y optimización de la planta, se efectuó con la toma y análisis de datos durante las visitas de campo, para identificar el estado y funcionamiento de la planta de potabilización del agua y partiendo de ello, se procedió a la realización de los diseños respectivos a cada una de las unidades de la planta.

Y cuenta con variables cualitativas como son la descripción física de la planta y algunos de los análisis.

### **6.2 Tipo de Investigación**

El tipo de investigación del presente trabajo de grado es evaluativo, puesto que toda la investigación se concluye en una evaluación de las estructuras existentes en la planta, es decir verificar su estado actual, para su posterior optimización.

### **6.3 Muestra y tipo de muestreo**

La muestra a analizar en el presente proyecto, es cada uno de los elementos de la planta, como son: Coagulación, Floculación, Sedimentación, Filtración y Almacenamiento, puesto que cada uno de estos elementos son los que componen la planta e integran la misma para la realización de cada uno de los procesos de tratamiento del agua.



## 6.4 Fases de la Investigación

En las fases de la investigación se nombran las siguientes:

### 6.4.1 FASE 1: Descripción

- Descripción de cada uno de los componentes físicos que posee la planta para la potabilización del agua del municipio de Pitalito
- Ingreso a las instalaciones de la planta de tratamiento, por medio de autorización escrita remitida con anticipación a las Empresas Publicas del Municipio de Pitalito.
- Recolección de la información necesaria tomada directamente en las instalaciones de la planta, acerca del sistema actual en la parte física e hidráulica.
- Hacer un completo registro fotográfico de las instalaciones de la planta y diligenciar los formatos empleados para este fin.
- Iniciar la redacción de la descripción de la planta

#### **6.4.2 FASE 2: Evaluación y Diagnóstico**

- Evaluación de cada uno de los componentes de la planta.
- Realización de los chequeos pertinentes en cada una de las unidades que componen la planta para evaluar su funcionamiento hidráulico de acuerdo con la normatividad vigente.
- Comparación de la información recolectada con los parámetros requeridos para los diseños, que contribuyan al mejoramiento de la planta.
- Con la información obtenida en el paso anterior, se procederá a comparar los registros actuales con los requisitos de ley.

#### **6.4.3 FASE 3: Diseño y Optimización**

- Realización de los diseños pertinentes para las estructuras que no se encuentren funcionando adecuadamente
- Al tener los nuevos datos de proyección de población, dotación y continuidad, se procedió a realizar los diseños de las estructuras que no cumplieron con la normativa con miras a mejorar la prestación del servicio en el casco urbano.

## **6.5 Instrumentos y Técnicas de recolección de Información**

Los instrumentos y técnicas de recolección para este proyecto, se basan principalmente en visitas a la planta para la toma de registros fotográficos que evidencien el estado actual de cada uno de sus componentes, ensayos realizados a diario en el laboratorio de la unidad para corroborar la información obtenida.

## **7 RESULTADOS Y DISCUSION**

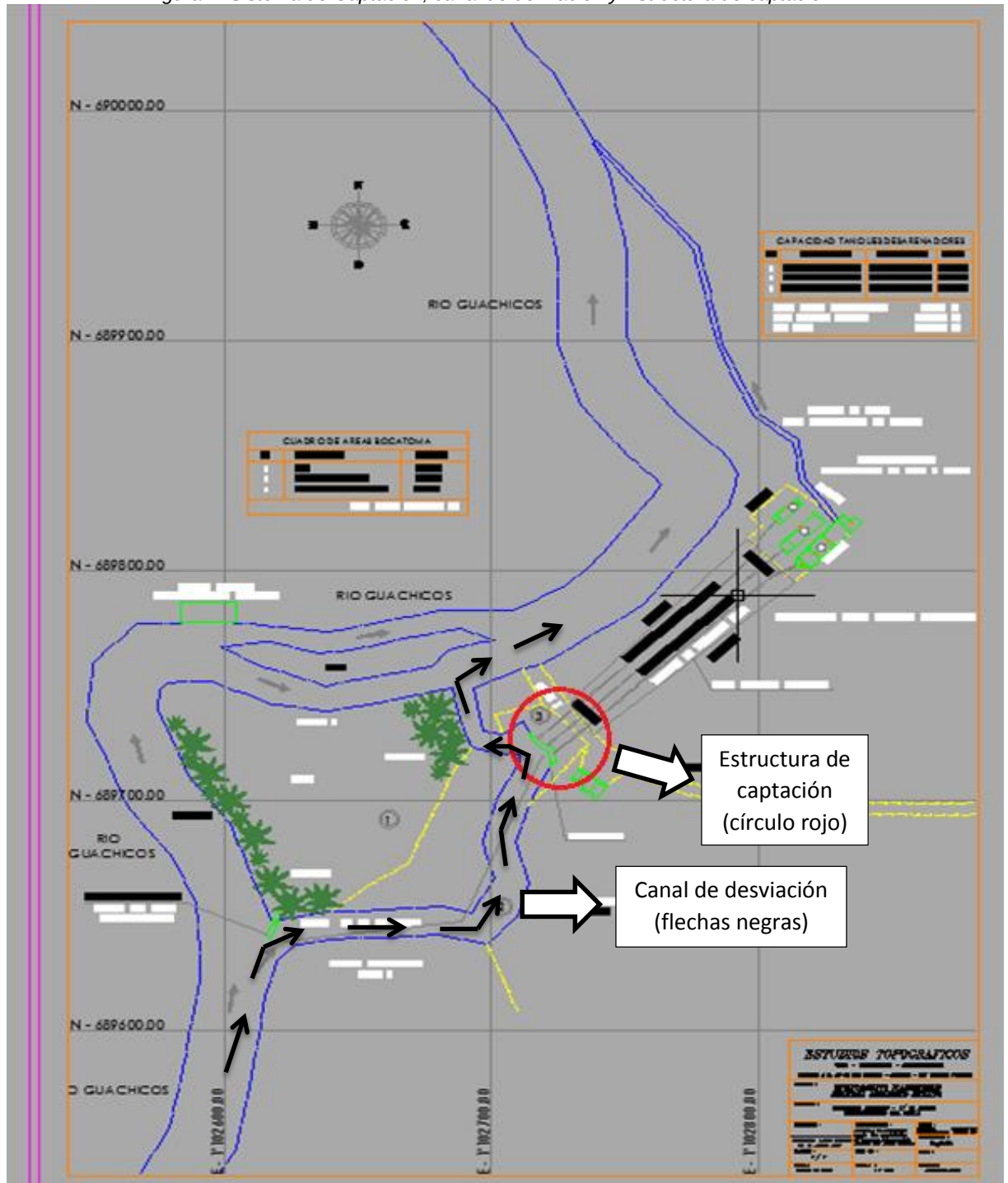
### **7.1 DESCRIPCION DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN DEL MUNICIPIO DE PITALITO (HUILA)**

Se inició a dar en conocimiento el estado actual de cada uno de los procesos por los cuales está dispuesto el sistema de potabilización de la planta de tratamiento en cuestión, en el municipio de Pitalito, de acuerdo con la experiencia de campo que se tuvo en la visita realizada, donde se tomaron medidas, verificación de condiciones físicas y de funcionamiento de las estructuras y registro fotográfico de la captación de agua; bocatoma y planta de tratamiento de agua cruda.

#### **7.1.1 Fuente de Abastecimiento**

La fuente de abastecimiento es el río Guachicos, efluente al Río Guarapas, de acuerdo con los reportes de la Oficina de Servicios públicos de Pitalito EMPITALITO ESP y a las visitas realizadas al lugar, se pudo evidenciar, tal como se muestra en la siguiente figura que fue construido un canal de derivación, con revestimiento natural para desviar parte del caudal de la fuente del río Guachicos hacia la estructura de captación, de acuerdo con EMPITALITO ESP, este canal tiene una longitud aproximada de 170 metros.

Figura 4. Sistema de Captación, canal de derivación y Estructura de captación.



Fuente: Planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito E.S.P). Fecha de Consulta: 4 de Septiembre de 2015.

A continuación en la fotografía, se puede apreciar el canal de desviación, que como se ve se encuentra con revestimiento natural.

*Fotografía 2. Canal de desviación del Río Guachicos.*



Fuente: Autor.

### **7.1.2 Sistema de Captación**

Una bocatoma es una estructura de captación localizada en zonas donde el suelo es estable y resistente a la erosión, procurando que la captación se haga en un sector recto del cauce<sup>25</sup>. Existen diferentes tipos de bocatoma, siendo el de interés para el presente proyecto, la captación de fondo y la captación lateral, los cuales son utilizados para el sistema del acueducto municipal de Pitalito.

La captación de fondo cuenta con una cámara de derivación en concreto de 2.38 m de longitud por 1.60 m de ancho y se encuentra en mal estado. Presenta una compuerta lateral metálica tipo guillotina de 0.3 m por 0.3 m con guías de ángulo, torre de manejo y vástago de extensión. De esta cámara sale un tubo de asbesto cemento de Ø10" hacia el desarenador 1.

---

<sup>25</sup> LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 2da edición. Bogotá, D.C-Colombia. Publicado por: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 2003. p. 87

La segunda cámara de derivación recibe el agua captada por la rejilla lateral más cercana a la captación de fondo. Las dimensiones de la rejilla lateral corresponden a 1.50 m de largo por 0.80 m de ancho (incluyendo el marco metálico) con ángulo de 2"x2"x3/16" y 30 varillas de Ø1" lisas separadas 2 cm cara a cara cada una. Esta cámara es de concreto con dimensiones internas de 1.81 m por 1.60 m y 2.64 m de profundidad, cuenta con una compuerta lateral metálica tipo guillotina de 0.35 m por 0.35 m con guías de ángulo, torre de manejo y vástago de extensión, de ésta sale la aducción de Ø12" de Asbesto Cemento que va hacia el desarenador 2.

La tercera cámara de derivación recibe el agua proveniente de dos rejillas laterales, la primera de 2.30 m de largo por 0.80 m de ancho, incluyendo el marco metálico en ángulo de 2"x2"x3/16" y 46 varillas de Ø3/4" corrugadas y separadas 3 cm cara a cara; y la segunda rejilla lateral cuenta con 0.90 m de largo por 0.80 m de ancho (incluyendo el marco metálico) en ángulo de 2"x2"x3/16" y 17 varillas de Ø1 1/4" corrugadas y separadas 2 cm cara a cara, el agua captada por esta rejilla entra a la cámara mediante un orificio de interconexión. Cuenta con una compuerta lateral metálica tipo guillotina de 0.45 m por 0.45 m con guías de ángulo torre de manejo y vástago de extensión, de esta cámara sale la aducción de Ø16" en Asbesto Cemento que va hacia el desarenador 3.

La cuarta y última cámara de derivación recibe el agua proveniente de la rejilla lateral descrita anteriormente correspondiente a la de menores dimensiones, y tal como se mencionó, se comunica con la tercera cámara de derivación mediante un orificio de interconexión de 0.35 m por 0.35m. Cuenta con las siguientes dimensiones internas: 1.22 m por 1.31 m. Esta se encuentra en regular estado.

En cuanto a la rejilla de fondo el orificio de captación, está dispuesto al ancho de la presa con una longitud de 5.88 metros y 1.00 metro de Ancho, sin embargo, en la actualidad el orificio descrito cuenta con una porción de rejilla, que cubre solo el 40 % de la totalidad del Orificio, la rejilla existente cuenta con las siguientes características:

- Largo: 2.35 m
- Ancho: 0.89 m

Adicionalmente cuenta con 35 varillas de Ø3/4", separadas a 0.06 m una de la otra, es importante mencionar que esta rejilla se encuentra en mal estado.



*Fotografía 3. Canal de desviación Río Guachicos y estructura de captación.*



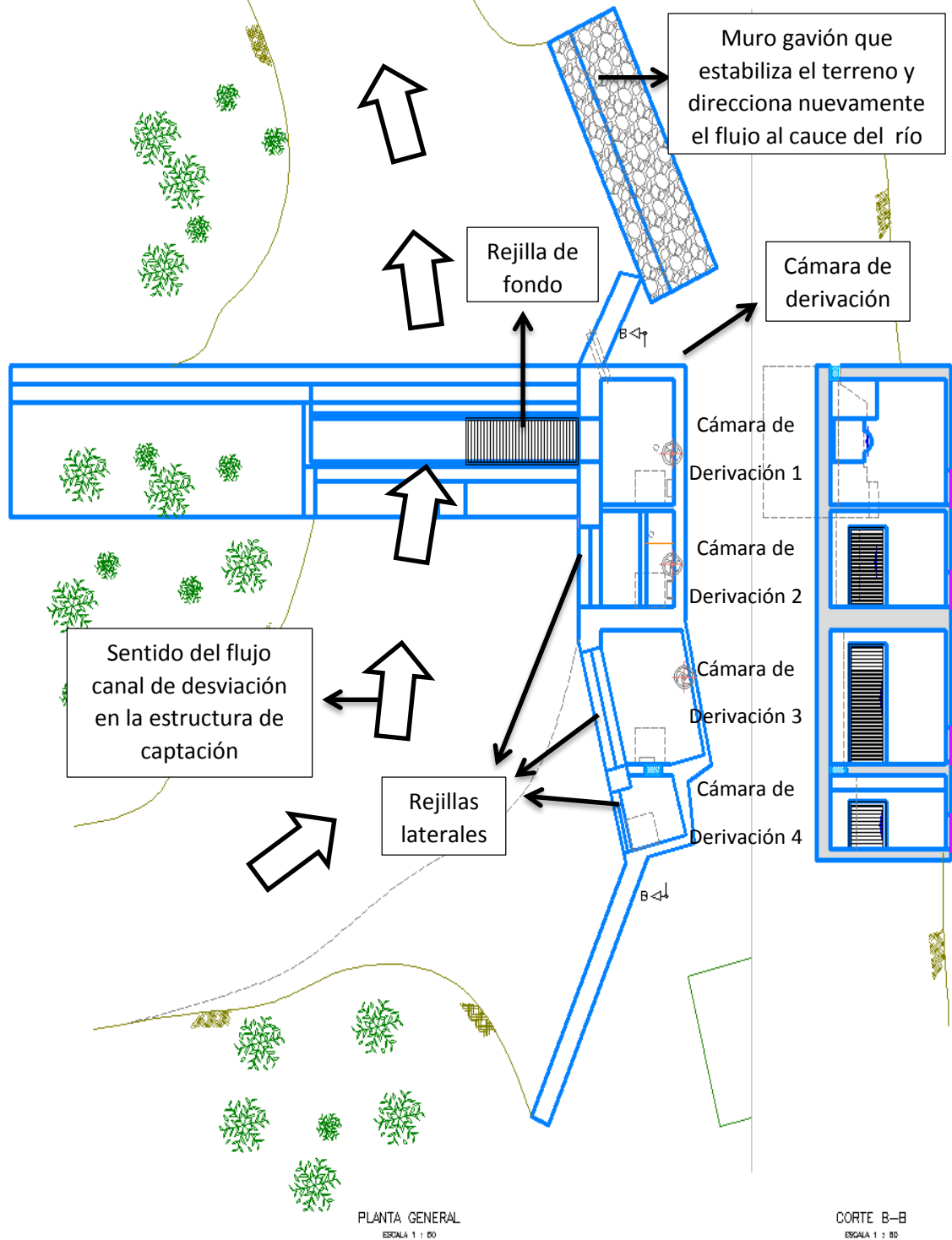
Fuente: Autor.

*Fotografía 4. Canal de desviación, retorno del flujo al Río Guachicos.*



Fuente: Autor.

Figura 5. Captación sobre el Río Guachicos vista en planta y corte B-B.



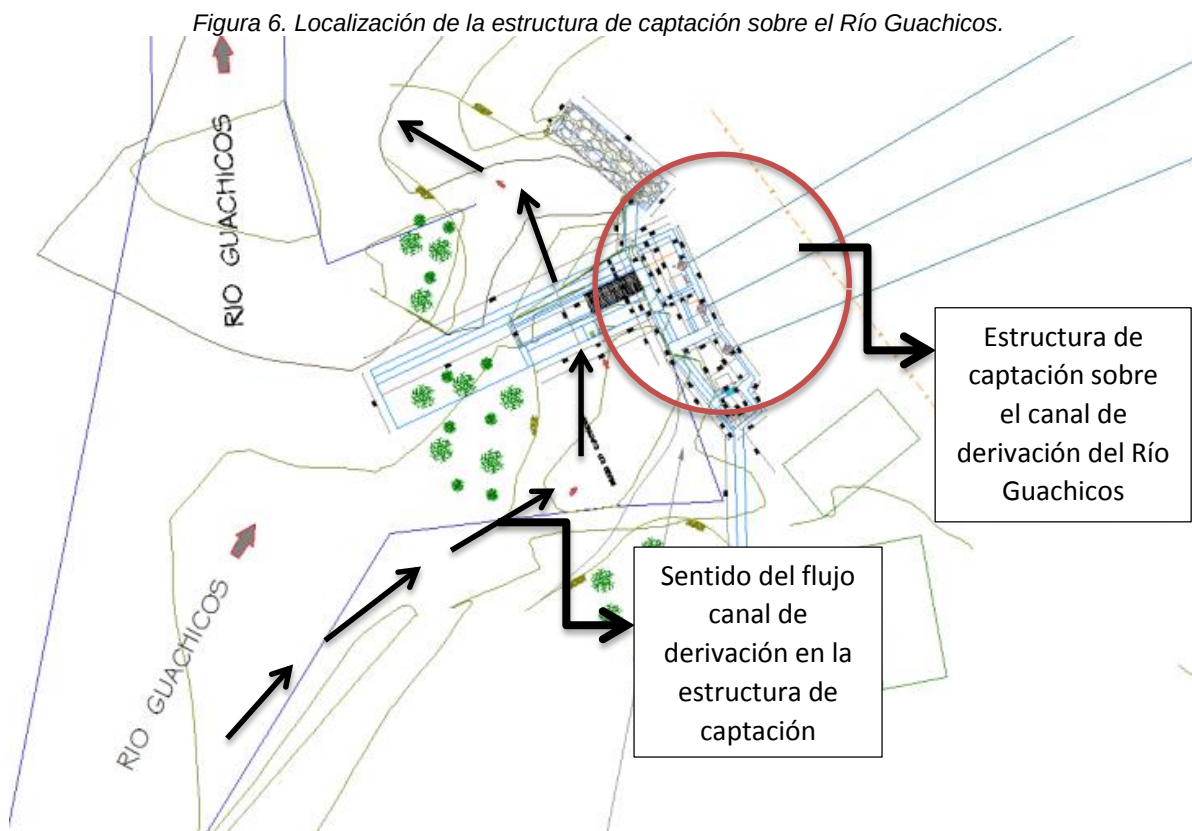
Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de Consulta: 4 de Septiembre de 2015.



La bocatoma de fondo es utilizada en ríos relativamente pequeños en donde la profundidad del cauce no es muy grande. El agua es captada a través de unas rejillas colocadas en la parte superior de la presa direccionada en sentido normal a la corriente y su ancho puede ser igual o menor al del cauce del río. Sin embargo, la captación del municipio de Pitalito presenta una particularidad y es que además de la captación de fondo en la misma estructura se presentan rejillas para toma lateral. A continuación, se realizará una descripción integral de la estructura:

#### 7.1.2.1 Localización

En el caso del acueducto en estudio se cuenta con una captación con rejillas de toma de fondo y laterales ubicada en un canal de desviación del río Guachicos. El centroide de esta estructura se localiza en las coordenadas Este = 1102697.597 m y Norte = 689731.726 m, con un ancho promedio del canal de desviación del cauce de 5.88 m, en el sitio de ubicación de la estructura. A continuación se presenta gráficamente la localización de la estructura de captación para el Municipio de Pitalito:



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de Consulta: 4 de Septiembre de 2015.

### **7.1.2.2 Características y estado físico**

La estructura de captación existente en el municipio de Pitalito consta de:

- **Vertedero direccional:**

La captación existente, como se mencionó anteriormente, cuenta con rejillas laterales y rejillas de fondo; para estas últimas se cuenta con un vertedero direccional, para las épocas de estiaje (bajos niveles de agua), este vertedero tiene una longitud de 0.61 metros.

- **Presa:**

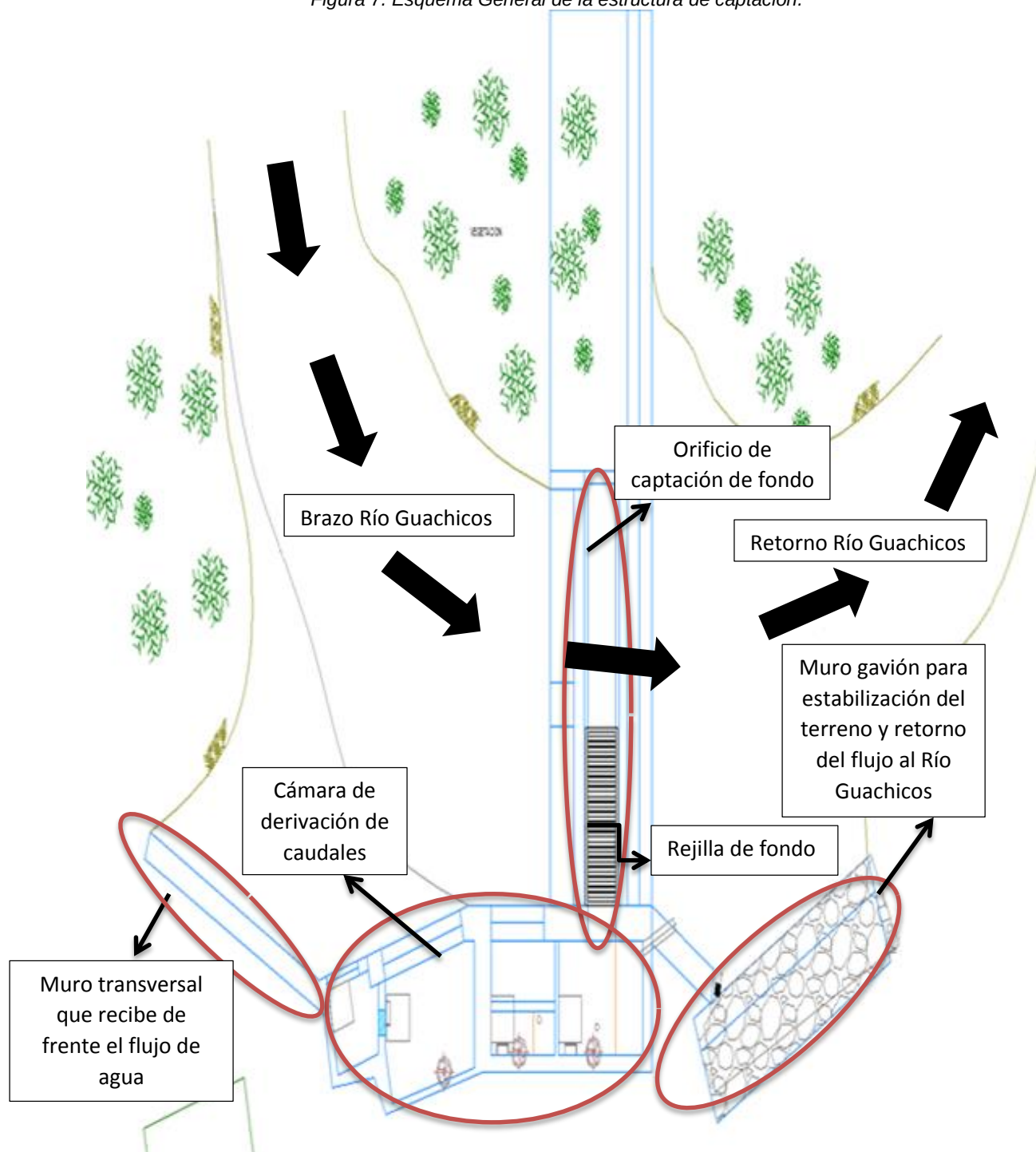
Es un vertedero central en concreto ciclópeo, diseñado para permitir el gasto medio de la fuente superficial, y un vertedero de crecida para permitir el paso del gasto máximo estimado cuando se produce la creciente, este dique tiene una longitud de 12.5 m y una altura media de 2.5 m y descansa directamente sobre la desviación del Río Guachicos. Actualmente la presa se encuentra en regular estado.

- **Muro transversal:**

Esta estructura por su concepción, no cuenta con muros laterales, sino que al tratarse de una captación con rejillas laterales y de fondo, la cual está construida sobre un canal de desviación en el Río Guachicos, esta se constituye de muros que reciben de frente la corriente del cauce, muro en el cual se encuentran las rejillas laterales que son las encargadas de recibir de forma frontal la corriente del agua luego de que la rejilla de acuerdo con su capacidad capte el caudal afluente, el caudal restante que viene en este cauce hace el giro de retorno al Río Guachicos, posteriormente se encuentra con la rejilla sumergida.

A continuación, tal como se muestra en la figura, se puede observar cómo se describe con anterioridad el muro que recibe de frente la corriente (Inferior izquierda de la figura) y un muro gavión (inferior derecha de la figura) que de acuerdo con la inspección general se encuentra en mal estado, sin embargo es el encargado de que el agua continúe con su curso hacia el Río Guachicos.

Figura 7. Esquema General de la estructura de captación.



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de Consulta: 4 de Septiembre de 2015.

En este sentido, el muro que recibe de frente la corriente del Agua tiene 2.64 metros de alto, 0.40 metros de Ancho y 5.22 metros de Largo, mientras que el

gavión, cuenta con un alto de 1.70 metros, 1.59 metros de ancho y 5.40 metros de largo.

- **Rejillas:**

Las rejillas, se colocan sobre el canal colector que se encuentra dentro de la presa. La longitud de la rejilla, y, por tanto, la del canal colector, puede ser menor que la longitud de la presa, según las necesidades del caudal que se ha de captar. Como esta captación cuenta con dos tipos de rejillas una lateral y otra de fondo, se realizó la descripción por aparte:

- **Rejilla de fondo**

El orificio de captación de fondo, está dispuesto al total del ancho de la presa con una longitud de 5.88 metros, 1.00 metro de Ancho. Actualmente el orificio descrito cuenta con una porción de rejilla, que cubre solo el 40 % de la totalidad del Orificio, la rejilla existente cuenta con las siguientes características:

Largo: 2.35 m

Ancho: 0.89 m

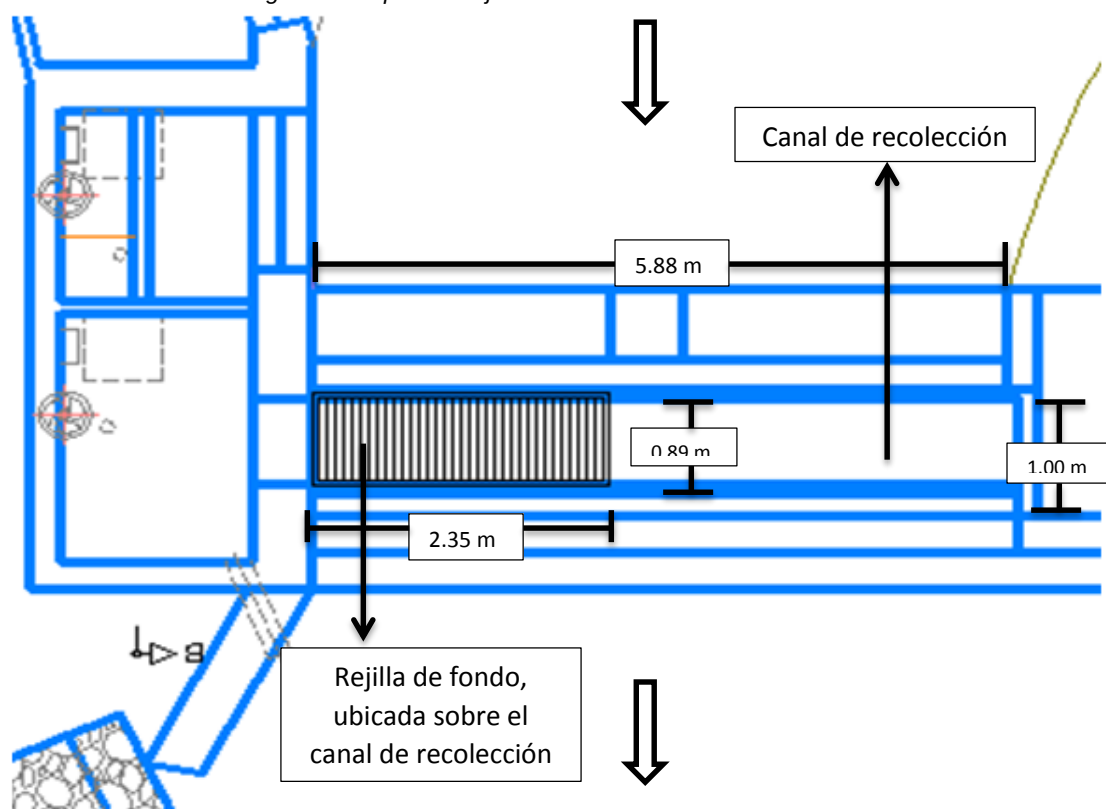
Adicionalmente cuenta con 35 varillas de Ø3/4", separadas a 0.06 m una de la otra, es importante mencionar que esta rejilla se encuentra en mal estado.

*Fotografía 5 .Rejilla de captación existente sobre el Rio Guachicos.*



Fuente: Autor.

Figura 8. Esquema Rejilla de fondo con dimensiones.



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 4 de Septiembre de 2015.

- **Canal de recolección:**

El canal de recolección, recibe el agua a través de la rejilla y entrega el agua captada a la cámara de aquietamiento. Por facilidad de construcción y de mantenimiento se recomienda la utilización de la sección rectangular, la que debe tener una pendiente entre 1 % y 14 %, garantizando la velocidad adecuada para que el agua fluya previniendo la sedimentación.

Para el caso del municipio de Pitalito, el canal de recolección tiene una pendiente longitudinal de 2.55% y dimensiones transversales de 0.80 m por 0.60 m, con una longitud aproximada de 5.88 m.

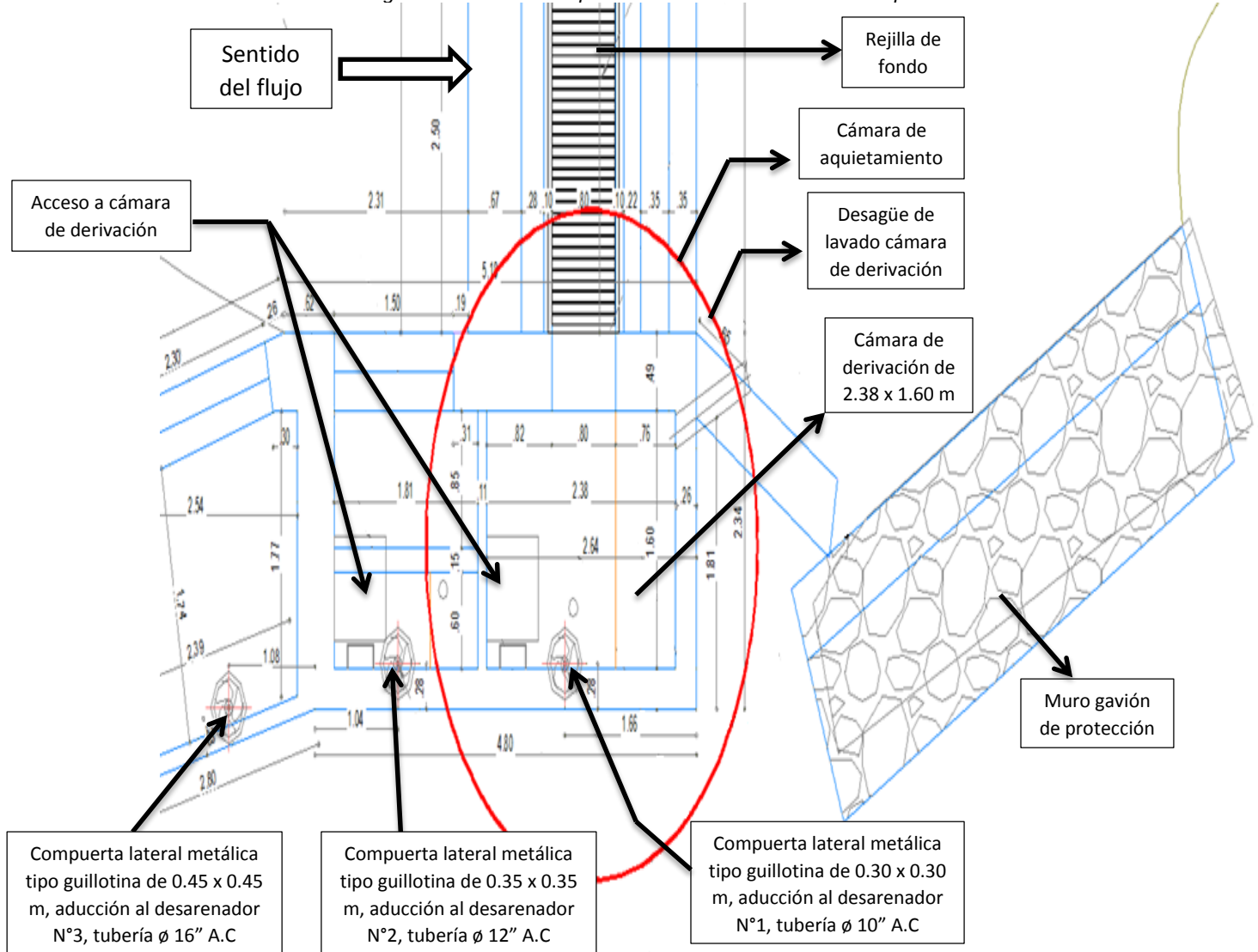
- **Cámara de aquietamiento:**

La cámara de aquietamiento recibe el agua cruda que viene del canal de recolección y su función es estabilizar el flujo del agua de tal manera que permita una entrada con menos turbulencia de la misma al sistema de aducción.

Esta cámara de aquietamiento, no cuenta con vertedero de excesos, únicamente se encuentra un desagüe de Ø8 pulgadas en asbesto cemento que por

condiciones de acumulación de sedimento en la misma, se encuentra fuera de servicio; esta captación de fondo en cuya cámara de quietamiento posee una compuerta lateral metálica tipo Guillotina de 0.30 x 0.30 metros con guías de ángulo, torre de manejo y vástago de extensión que regulan el suministro al desarenador No. 1, que es alimentado por una tubería en Asbesto cemento de Ø10".

Figura 9. Cámara de quietamiento en la estructura de captación.



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 6 de Septiembre de 2015.

En la figura anterior, en un círculo Rojo, se señala la cámara de quietamiento correspondiente a la captación de Fondo, tal como se describió anteriormente.



La limpieza de la rejilla de fondo es realizada por parte del operario, con la ayuda de una guadua para retirar el material de gran tamaño que pueda colmatar ésta obstruyendo el flujo captado, las hojas que caen de los árboles son retirados por medio de una malla amarrada a un trozo largo de guadua que son dispuestas en la parte superior de la presa para posteriormente ser retiradas o quemadas.

### **7.1.3 Aducción**

Según la resolución 1096 del 2000 se considera como aducción todo componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión<sup>26</sup>, consecuente a eso, el presente trabajo de grado procede a la descripción de cada una de las líneas de aducción existentes en el sistema.

A continuación se exponen las características y el estado físico de las redes de aducción en el sistema de acueducto del Municipio de Pitalito.

- **Tramo Bocatoma a desarenadores:**

Del sistema de Captación, salen 3 líneas de aducción en paralelo, una de Ø10" en A.C, otra en Ø12" en A.C y una tercer línea en Ø16" en A.C, las cuales llevan el caudal captado por cada una de las rejillas en la estructura de captación hacia cada uno de los desarenadores por separado. Tal como se muestra en el esquema a continuación:

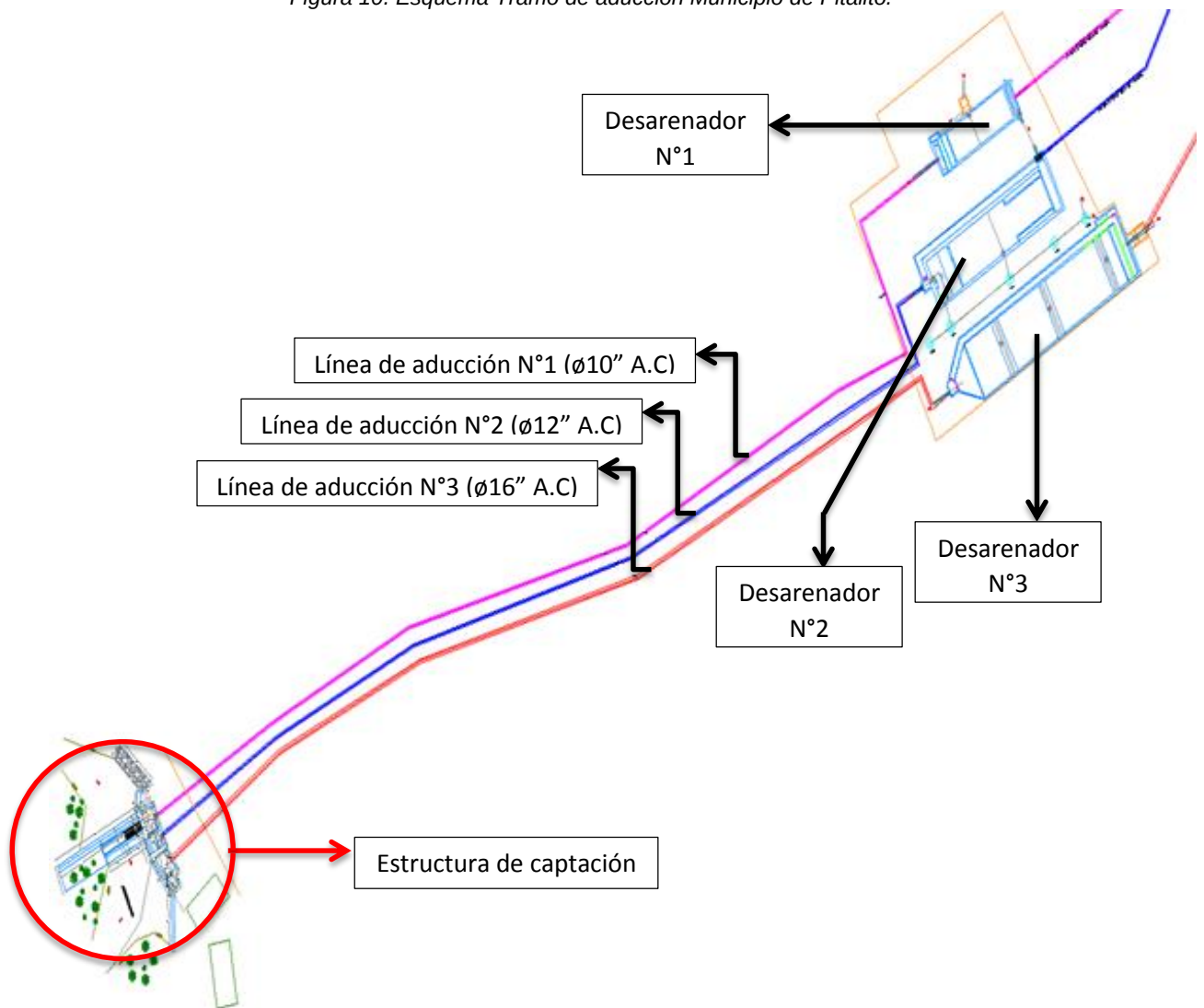
---

<sup>26</sup> Ministerio de Desarrollo Económico. Resolución N° 1096 del 17 de Noviembre de 2000. [En Línea].

Disponible en: <http://cra.gov.co/apc-aa->

files/37383832666265633962316339623934/2.\_resolucion\_1096\_de\_2000.pdf. Fecha de consulta: 12 de Septiembre de 2015.

Figura 10. Esquema Tramo de aducción Municipio de Pitalito.



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP) Fecha de consulta: 6 de Septiembre de 2015.

#### - Línea de Aducción No. 1 (Ø10")

Esta línea procede de la cámara de derivación de la captación de Fondo, la cota del agua a la altura de la presa es de 1387.6 msnm y la cota batea de llegada al desarenador es de 1385.12 msnm, con una longitud de 144.60 metros y una pendiente de 1.76%, un Ø10" en Asbesto Cemento. Esta transporta un caudal aproximado de 68 L/s



- **Línea de Aducción No. 2 (Ø12"):**

Esta línea procede de la cámara de derivación de una de las rejillas laterales, la cota del agua a nivel de la presa es de 1387.6 msnm y la cota batea de llegada al desarenador es de 1385.10 msnm, con una longitud de 128.730 metros y una pendiente de 1.87%, un Ø12" en asbesto cemento. Esta transporta un caudal aproximado de 82 L/s

- **Línea de Aducción No. 3 (Ø16"):**

Esta línea procede de la cámara de derivación de una de las rejillas laterales, la cota del agua a nivel de la presa es de 1387.6 msnm y la cota batea de llegada al desarenador es de 1385.26 msnm, con una longitud de 124.20 metros y una pendiente de 1.73%, un Ø16" en Asbesto Cemento. Esta transporta un caudal aproximado de 110 L/s

#### **7.1.4 Desarenadores**

El proceso de pre tratamiento del agua cruda del Río Guachicos, consiste en la remoción del material granular o discreto por medio de un proceso efectuado por un desarenador, el cual cumple la función de sedimentar dicho material por la acción de la gravedad. En el caso del Municipio de Pitalito, existen 3 desarenadores de tipo convencional.

Los desarenadores convencionales, son de flujo horizontal, son los más utilizados en nuestro medio. Las partículas se sedimentan al reducirse la velocidad con la que son transportadas por el agua. Son generalmente de forma rectangular y alargada, dependiendo de la disponibilidad de espacio que se tenga y las condiciones geográficas de la zona. Lo más importante de estos desarenadores es el volumen útil donde ocurre la sedimentación.

- **Localización:**

Los desarenadores se encuentran ubicados aproximadamente a 120 m de la estructura de captación sobre el río Guachicos.

El centroide de la estructura que desde este momento se denominará desarenador No. 1, se encuentra en la coordenada plana:

- ✓ Este = 1102819.304
- ✓ Norte = 689801.708

De igual forma para el desarenador No. 2, se encuentra en la coordenada plana:

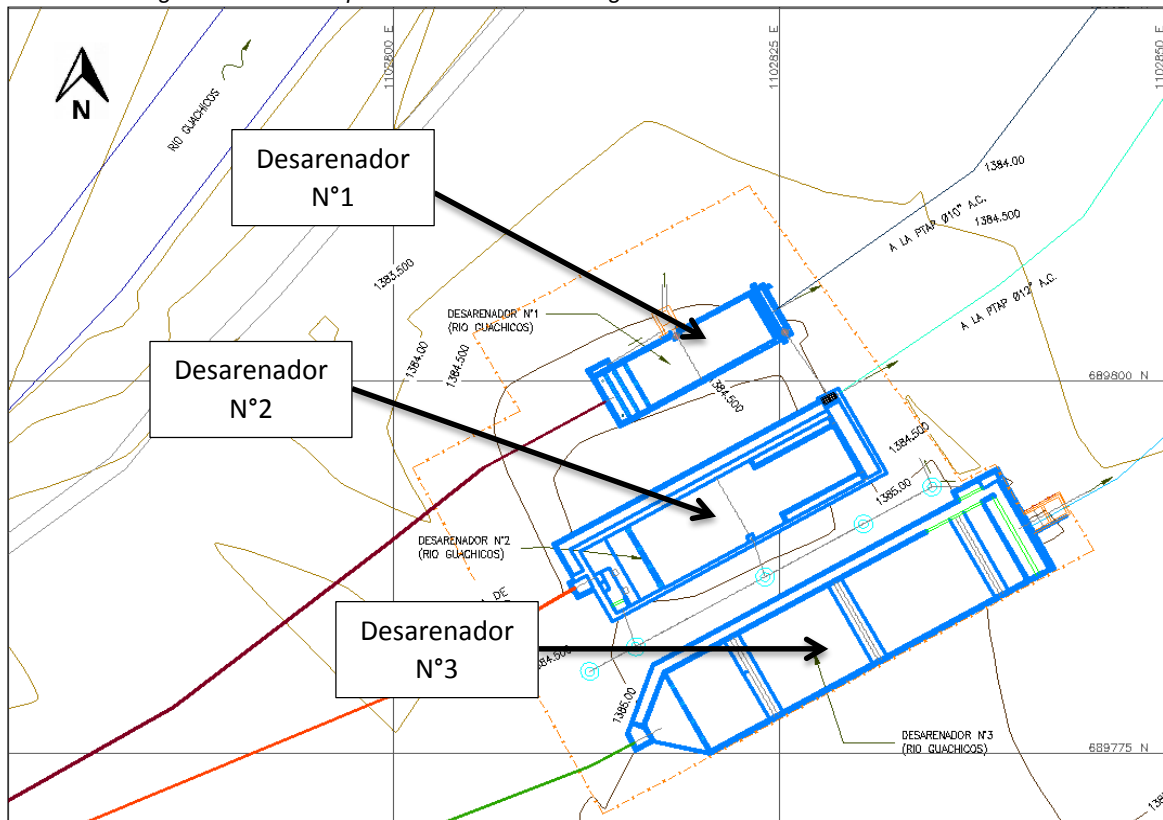
- ✓ Este = 1102821.240
- ✓ Norte = 689791.476

De igual forma para el desarenador No. 3, se encuentra en la coordenada plana:

- ✓ Este = 1102829.371
- ✓ Norte = 689784.099

A continuación se presenta la localización general de los sistemas de pre tratamiento existentes:

*Figura 11. Vista en planta de la localización general de los desarenadores existentes.*



*Fuente Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 6 de Septiembre de 2015.*

El objetivo del desarenador, como tal, es la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas.

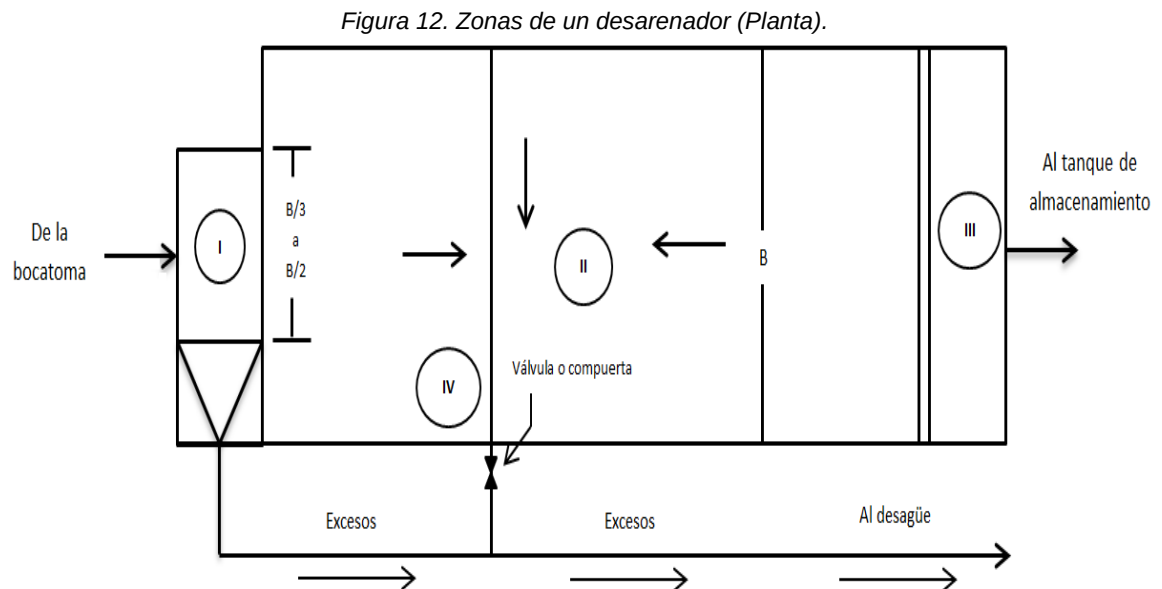
**- Número de unidades:**

Se recomienda que el sistema de desarenadores se encuentre constituido un mínimo de 2 unidades cuyo funcionamiento sea en paralelo, esto permite mayor flexibilidad en la operación cuando alguno de ellos este fuera de servicio por razones de limpieza y mantenimiento. Para el caso del Municipio de Pitalito se cuenta con tres estructuras, sin embargo éstas siempre están trabajando al mismo tiempo, por lo que no se cuenta con el tiempo para ejercer las labores de mantenimiento necesarias para estas estructuras.

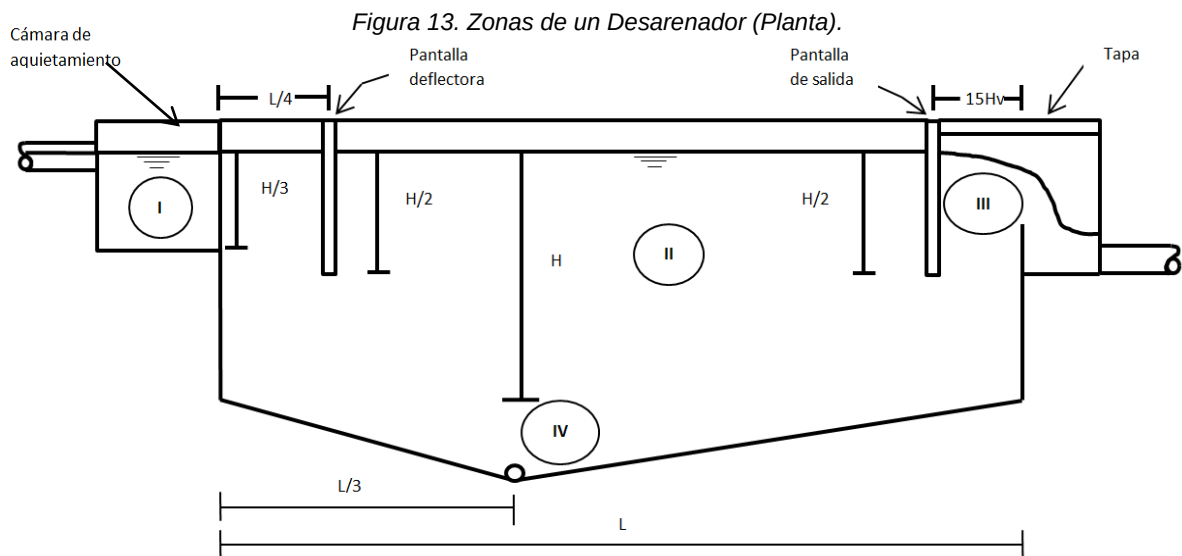
Desde el punto de vista físico se observó de manera general que las estructuras se encuentran en buen estado y no presenta fallas estructurales graves.

**- Zonas de un desarenador:**

Un desarenador está dividido en varias zonas, más específicamente 4, como son:



*Fuente: Adaptado de LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Cap 9. Desarenador. p. 186.*



Fuente: Adaptado de LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Cap 9. Desarenador. p. 186.

**Zona I:** En esta zona se encuentra la entrada al desarenador, la cual se encuentra ubicada entre la cámara de aquietamiento y la pantalla deflectora, la cual obliga a las líneas de flujo a descender y de esta manera decantar fácilmente el material más grueso inicialmente. También por uno de sus lados cuenta con un vertedero de excesos, el cual lleva el caudal sobrante de regreso al Río mediante una tubería que más adelante se conecta con la tubería de lavado.

**Zona II:** Esta zona es donde ocurre el proceso de sedimentación, en ella se sedimentan las partículas restantes, la profundidad útil de sedimentación es denominada  $H$  y regularmente se adopta un valor de 1.5 m.

**Zona III:** Es la zona que corresponde a la salida del desarenador, se compone de las siguientes partes: pantalla sumergida, vertedero de salida y canal de recolección, esta zona debe ser protegida, regularmente con una tapa de concreto, con la finalidad de evitar la contaminación exterior.

**Zona IV:** Es regularmente conocida como la zona de lodos, comprende el volumen entre la zona de sedimentación y el fondo del tanque, esta zona posee pendientes longitudinales y transversales hacia la tubería de lavado, con el fin de facilitar la recolección de lodos, arenas, arcillas, entre otros.<sup>27</sup>

<sup>27</sup> RODRIGUEZ VALDERRAMA, Ricardo Enrique. AHUMADA NAVARRO, Galo. Diseño Hidráulico de los Procesos de Filtración Directa, Desinfección y Almacenamiento de Agua para el Municipio de Villa pinzón (Cundinamarca). Universidad Piloto de Colombia. Bogotá, D.C. 2010. p. 75,76

## - Desarenador N°1

La estructura de pre tratamiento N°1, trata un caudal de 71.39 L/s, recibe el agua proveniente de la aducción de Ø10" de asbesto cemento la cual no posee válvula a la entrada del desarenador. El agua llega a canal de admisión que cuenta con 2 orificios de Ø4" en el fondo separados 2.65 m y dos pantallas deflectoras, cada una con 11 orificios horizontales separados cada 0.28 m y 5 verticales separados cada 0.25 m de 0.07 m X 0.10 m, cuya función es disipar el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada y uniformizar el flujo o línea de corriente. Lateralmente se encuentra un vertedero de excesos que lleva el caudal sobrante hacia el Río Guachicos.

La cámara de excesos es de 1.24 m X 0.37 m y 2.25 m de profundidad, se encuentra sin tapa y en mal estado, de esta sale una tubería de Ø6" en Asbesto Cemento que va hacia la cámara de desagüe que finalmente descarga hacia el río Guachicos mediante una tubería de Ø10". La entrada al desarenador consta de una pantalla de aquietamiento de 1.70 m de altura con 3 orificios cada uno de 0.15 m X 0.15 m. Posteriormente se encuentra la zona de sedimentación, de la cual sus dimensiones útiles son las siguientes:

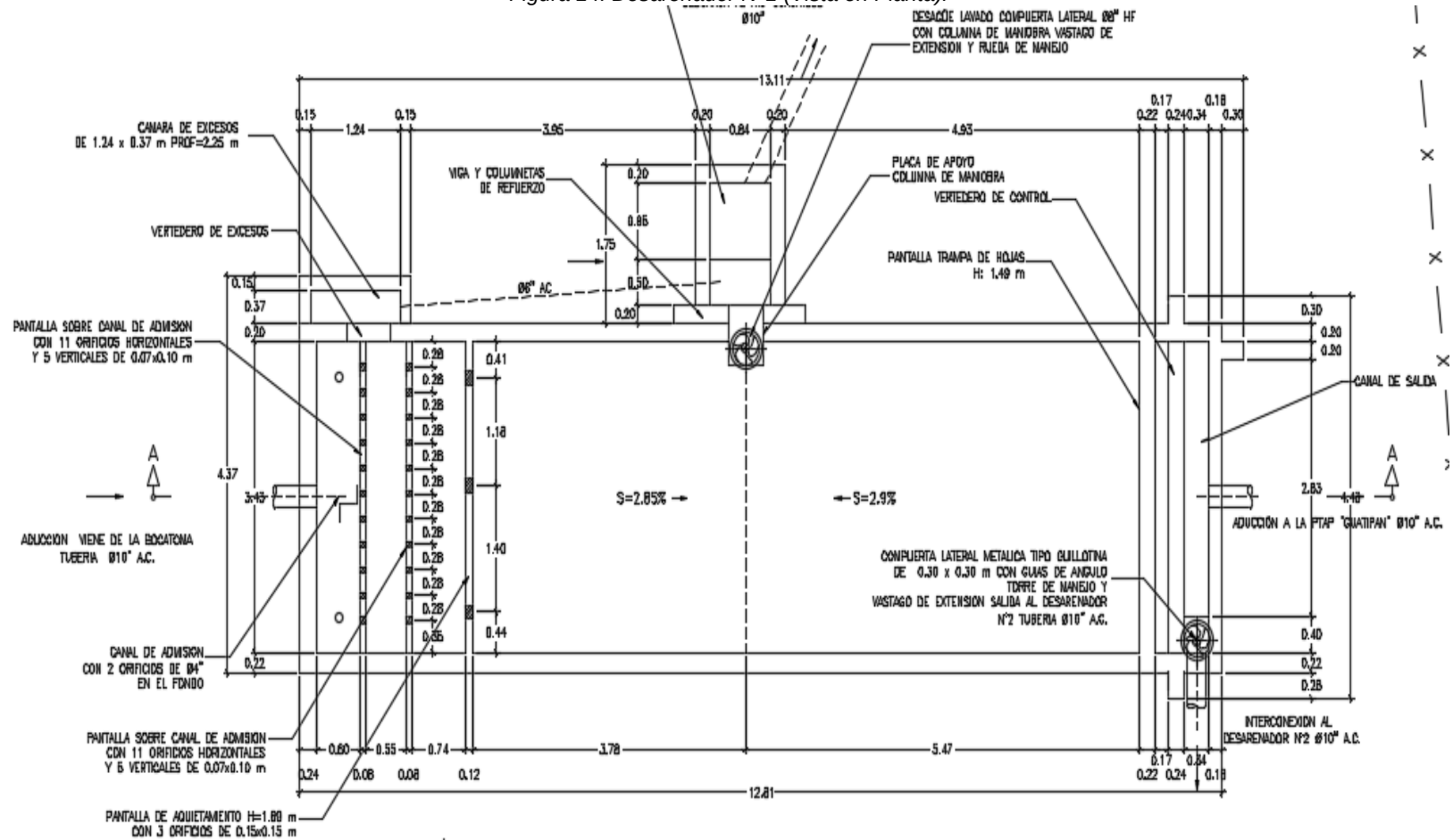
- Largo: 9.25 m
- Ancho: 3.43 m
- Profundidad útil: 2.62 m

También se compone de una pantalla de salida sumergida de 1.49 m de altura con 0.22 m de espesor y a 0.17 m de distancia de esta pantalla se localiza el vertedero de control que va hacia el canal de recolección y finalmente sale una tubería de Ø10" en Asbesto Cemento hacia la Planta de Potabilización Guatipán.

En esta misma zona se encuentra una compuerta lateral tipo guillotina que interconecta el desarenador 1 con el desarenador 2 mediante una tubería de Ø10" en Asbesto Cemento. La compuerta tiene dimensiones de 0.30 m x 0.30 m con guías de ángulo, torre de manejo y vástago de extensión, estos se encuentran en buen estado.

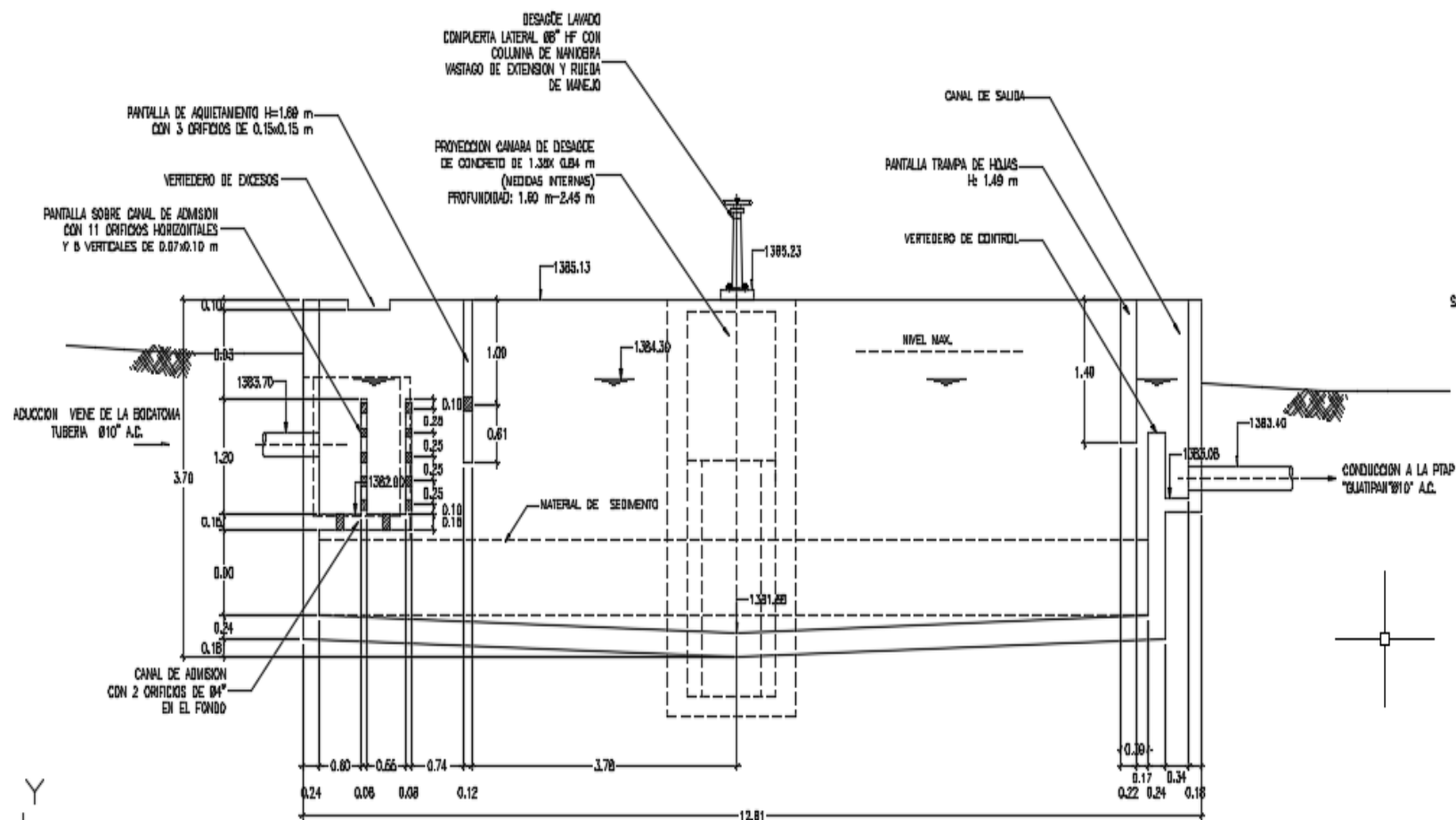
Durante la visita a las instalaciones de las estructuras de pre tratamiento se pudo observar presencia de musgos, película bacteriana sobre la lámina de agua y muros del desarenador, además de hojas e insectos, según la persona encargada de la limpieza y mantenimiento de estas estructuras, dicha limpieza se realiza cada 15 días, pero por la percepción que tuvimos nos dio la impresión de que esos tiempos de limpieza no se estaban cumpliendo.

Figura 14. Desarenador N°1 (Vista en Planta).



Fuente: Suministrado por la oficina de Servicios Públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 6 de Septiembre de 2015.

Figura 15. Desarenador N°1 (Corte Longitudinal).



Fuente: Suministrado por la oficina de Servicios Públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 6 de Septiembre de 2015.

Fotografía 6.Desarenador N°1.



Fuente: Autor.

Como se puede observar en la fotografía, en la zona de entrada del desarenador se hacen visibles materiales en la parte superficial del agua como hojas, palos, entre otros materiales que ingresan a la estructura que deben ser retirados por parte de los operarios de la estructura de pre tratamiento.

En la zona de sedimentación, el agua se torna de color verde, esto es debido a las algas y la capa bacteriana presente en los muros y sobre la lámina de agua en esta zona, lo que nos indica que el mantenimiento a esta estructura no es realizado muy seguido.

Las dimensiones del desarenador N°1 son:

- Largo: 12.81 m
- Ancho: 3.85 m

#### - Desarenador N°2

La estructura de pre tratamiento N°2, trata un caudal de 135.73 L/s, recibe el agua proveniente de la aducción de Ø12" de asbesto cemento. El agua ingresa a la



cámara de llegada de 1.05 m X 0.91 m con 1.70 m de profundidad, esta cámara cuenta con dos compuertas: la primera conduce el agua a la salida de paso directo o también conocida como by-pass, con el fin de facilitar el manteniendo de esta unidad. Esta es una compuerta lateral metálica tipo guillotina de 0.69 m X 1.00 m con guías de ángulo, torre de manejo y vástago de extensión, la segunda compuerta lleva el agua hacia el canal de admisión, esta es de Ø12" con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo.

El canal de admisión posee un vertedero de excesos, el cual tiene un espesor de 0.15 m, este se conecta con la cámara de excesos, la cual tiene dimensiones de 1.04 m x 0.50 m con 2.70 m de profundidad y conduce el agua al pozo de lavado y desagüe No 2, que tiene una profundidad de 3.25 m

La entrada al desarenador consta de una pantalla de aquietamiento de 2.00 m de altura con 0.20 m de espesor, la cual cuenta con 4 orificios horizontalmente separados cada 1.40 m y 3 verticalmente separados cada 0.50 m, cada uno de 0.15 m x 0.15 m, cuya función es disipar el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada y uniformizar el flujo o línea de corriente.

Posteriormente se encuentra la zona de sedimentación, de la cual sus dimensiones útiles son las siguientes:

- Largo: 14.88 m
- Ancho: 4.78 m
- Profundidad útil: 2.37 m

El desarenador cuenta con una tolva de lodos, la cual tiene pendientes longitudinales de 0.79% y 0.96%, estas apuntan hacia el desagüe de lavado que tiene una compuerta lateral con un tubo de Asbesto Cemento, cuenta con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo, este descarga al pozo N° 3 que tiene una profundidad de 3.44m.

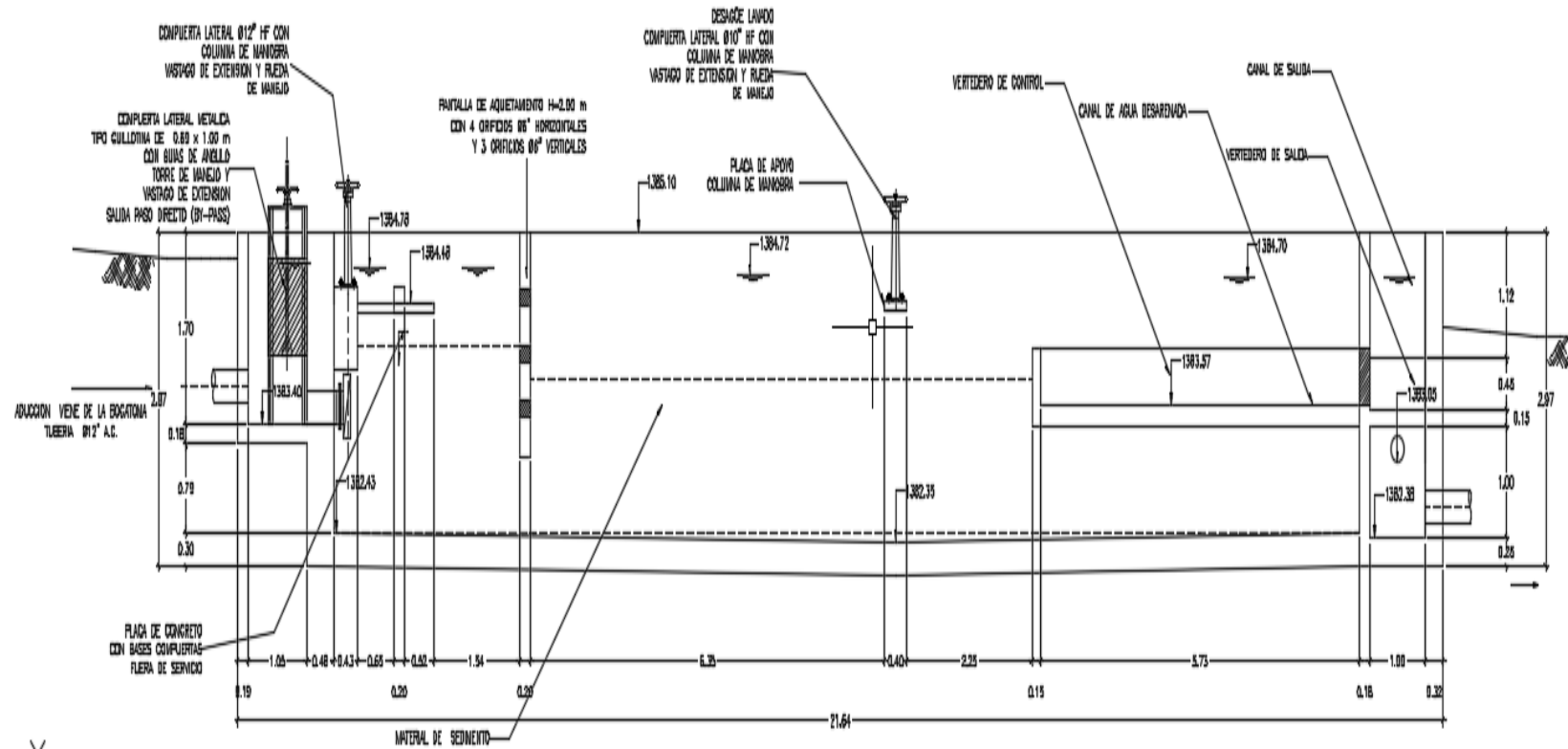
A ambos costados de la zona de sedimentación existen 2 canales para la recolección de agua desarenada con dimensiones de 5.88 m x 0.65 m.

En la zona de salida, los canales de agua desarenada se comunican con el canal de salida, el cual lateralmente cuenta con un vertedero de salida que descarga a una rejilla con dimensiones de 0.50 m x 1.00 m esta tiene 4 varillas de 3/4" lisa con marco de 2"x 2"x 3/16". Finalmente existe un tubo de ø12" de Asbesto Cemento de donde sale la línea de conducción del mismo diámetro hacia la Planta de Potabilización Guaitipan.

Figura 16: Desagüedero N° 2 (Vista en Planta).

66

Figura 17. Desarenador N°2 (Corte Longitudinal).



Fuente: Suministrado por la oficina de Servicios Públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 6 de Septiembre de 2015.

Fotografía 7. Desarenador N°2.



Fuente: Autor.

Al igual que en el desarenador N°1, como se puede observar en la fotografía, en la zona de entrada al desarenador se hacen visibles materiales en la parte superficial del agua como hojas, palos, entre otros materiales que ingresan a la estructura que deben ser retirados por parte de los operarios de la estructura de pre tratamiento.

Las dimensiones del desarenador N°2 son:

- Largo: 21.64 m
- Ancho: 6.43 m

### - Desarenador N°3

La estructura de pre tratamiento N°3, trata un caudal de 173.8 L/s, recibe el agua proveniente de la aducción de Ø16" de asbesto cemento. El agua ingresa a la cámara de llegada de 1.09 m X 1.30 m m con 1.84 m de profundidad, esta cámara cuenta con dos compuertas: la primera conduce el agua a la salida de paso directo o también conocida como by-pass, con el fin de facilitar el manteniendo de esta unidad. Esta es una compuerta lateral metálica tipo guillotina de 0.70 m X 1.00 m con guías de ángulo, torre de manejo y vástago de extensión, la segunda compuerta metálica tipo guillotina de 0.45 m x 0.45 m con guías de ángulo, torre de manejo y vástago de extensión que conduce el agua hacia la pantalla de aquietamiento, la cual tiene una altura de 1.24 m con 0.12 m de espesor con 4 orificios horizontales espaciados cada 1.30 m y 4 verticales espaciados cada 0.30 m de 0.15 m x 0.15 m, cuya función es disipar el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada y uniformizar el flujo o línea de corriente.

Posteriormente se encuentra la zona de sedimentación, de la cual sus dimensiones útiles son las siguientes:

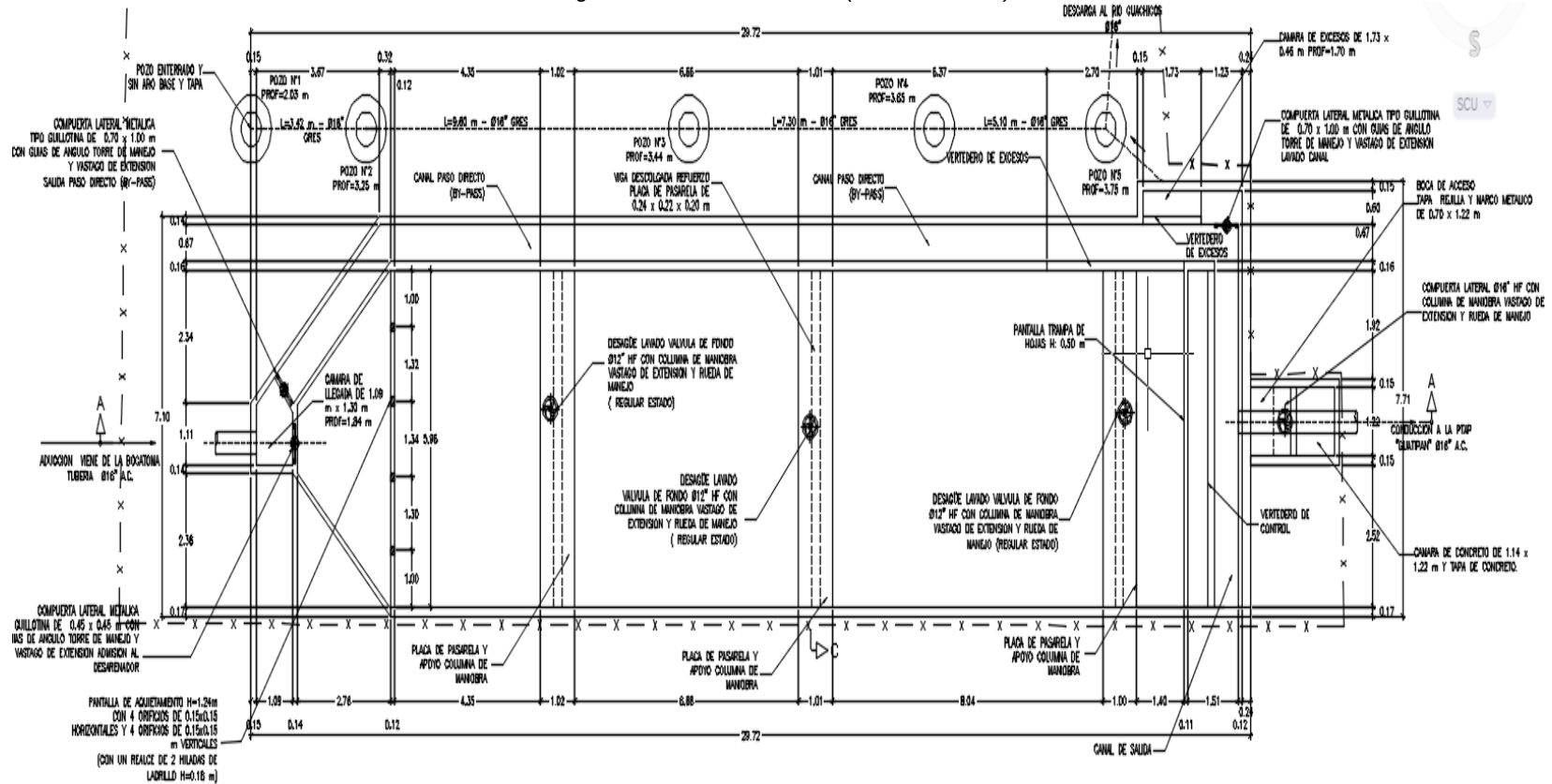
- Largo: 23.48 m
- Ancho: 6.79
- Profundidad útil: 3.16 m

Este desarenador cuenta con 3 tolvas de lodos, cada una de ellas tiene desagüe para el retiro de lodos y lavado con válvula de fondo Ø12" con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo.

En la zona de salida, existe una pantalla trampa para material flotante con una altura de 0.50 m y 0.11 m de espesor, posteriormente existe un vertedero de control que descarga al canal de salida, el cual lateralmente cuenta con un vertedero de excesos, que descarga a una cámara de excesos cuyas dimensiones son 1.73 m x 0.46 m con una profundidad de 1.70 m y esta a su vez descarga al pozo N°5 que tiene una profundidad de 3.75 m para finalmente retornar el caudal sobrante al río Guachicos.

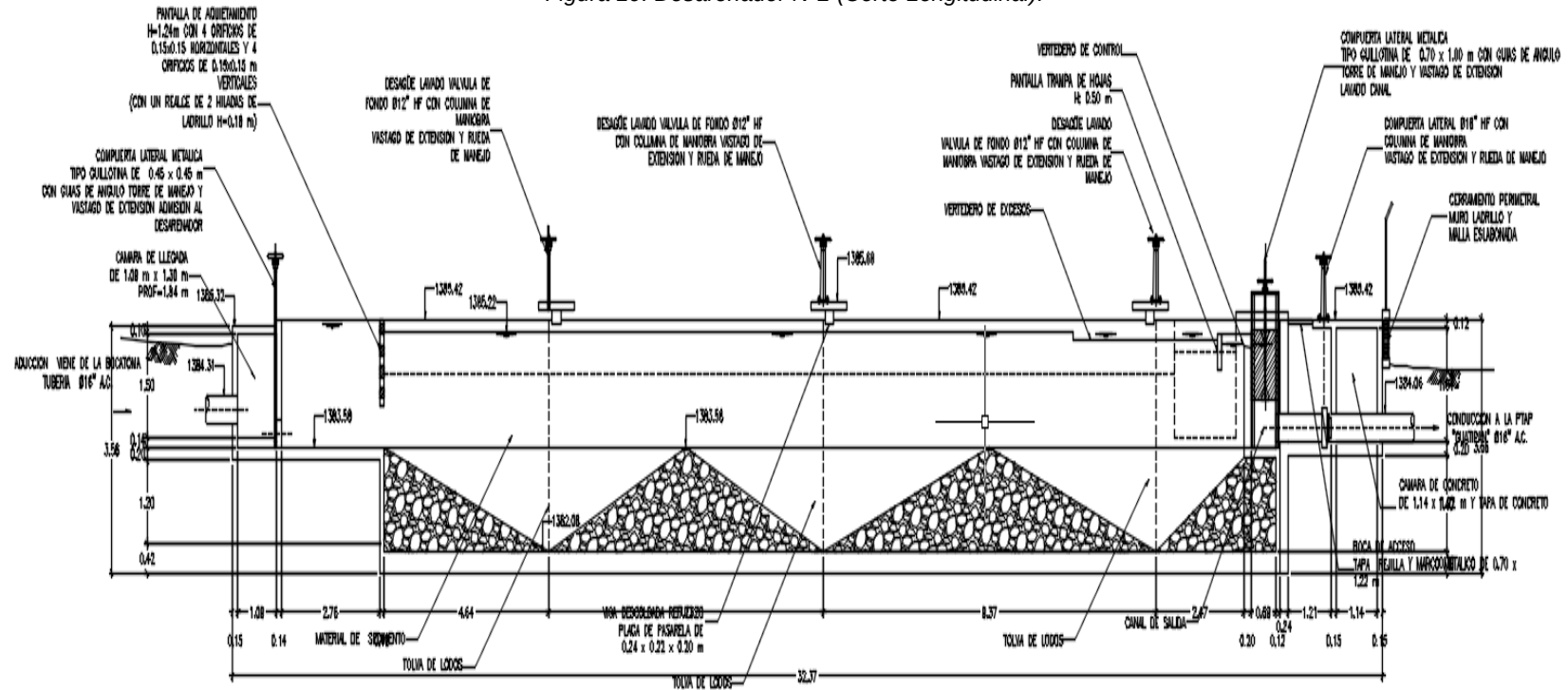
En esta zona también se encuentra la salida de la conducción hacia la Planta de Potabilización Guaitipan, la cual tiene una tapa rejilla con dimensiones de 0.70 m x 1.22 m y una compuerta lateral Ø16" con columna de extensión, vástago de extensión y rueda de manejo. La salida de la línea de aducción está protegida por una cámara de concreto de 1.14 m x 1.22 m con su respectiva tapa en concreto.

Figura 18. Desarenador N°3 (Vista en Planta).



Fuente: Suministrado por la oficina de Servicios Públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 6 de Septiembre de 2015.

Figura 19. Desarenador N°2 (Corte Longitudinal).



Fuente: Suministrado por la oficina de Servicios Públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 6 de Septiembre de 2015.



Fotografía 8. Desarenador N°3



Fuente: Autor.

Las dimensiones del desarenador N°3 son:

- Largo: 29.72 m
- Ancho: 7.10 m



### 7.1.5 Conducción

Actualmente existen 3 líneas de conducción en Asbesto Cemento, que comunican cada uno de los desarenadores con la planta de Potabilización del Municipio, las cuales son:

- **Línea de Conducción Ø 10” en Asbesto Cemento:**

Longitud: 11386 metros = 11.3 km

- **Línea de Conducción Ø 12” en Asbesto Cemento:**

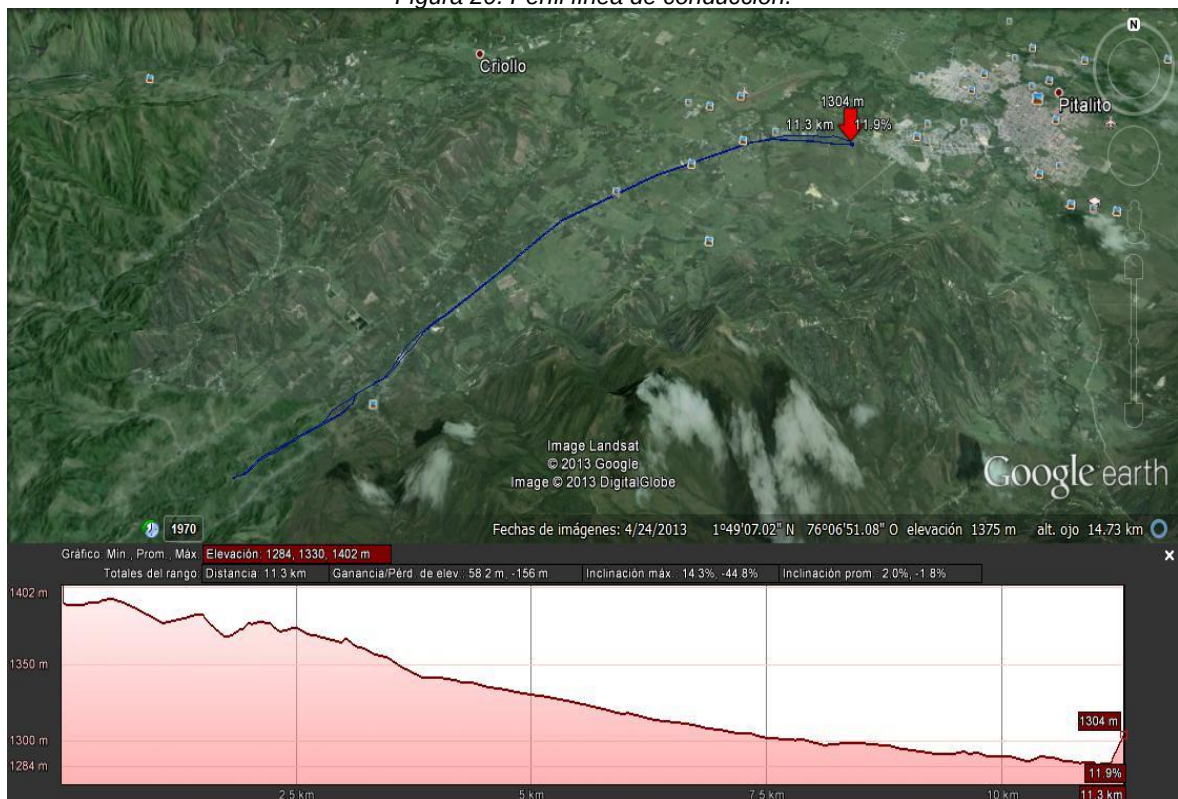
Longitud: 11245.47 = 11.24 Km

- **Línea de Conducción Ø 16” en Asbesto Cemento:**

Longitud: 11276.45 = 11.27 Km

Las tres líneas trabajan por gravedad y cumplen con los requerimientos de caudal.

Figura 20. Perfil línea de conducción.



Fuente: Suministrado por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP), Google Earth. Fecha de consulta: 6 de Septiembre de 2015.

### 7.1.6 Planta de Potabilización Guaitipan.

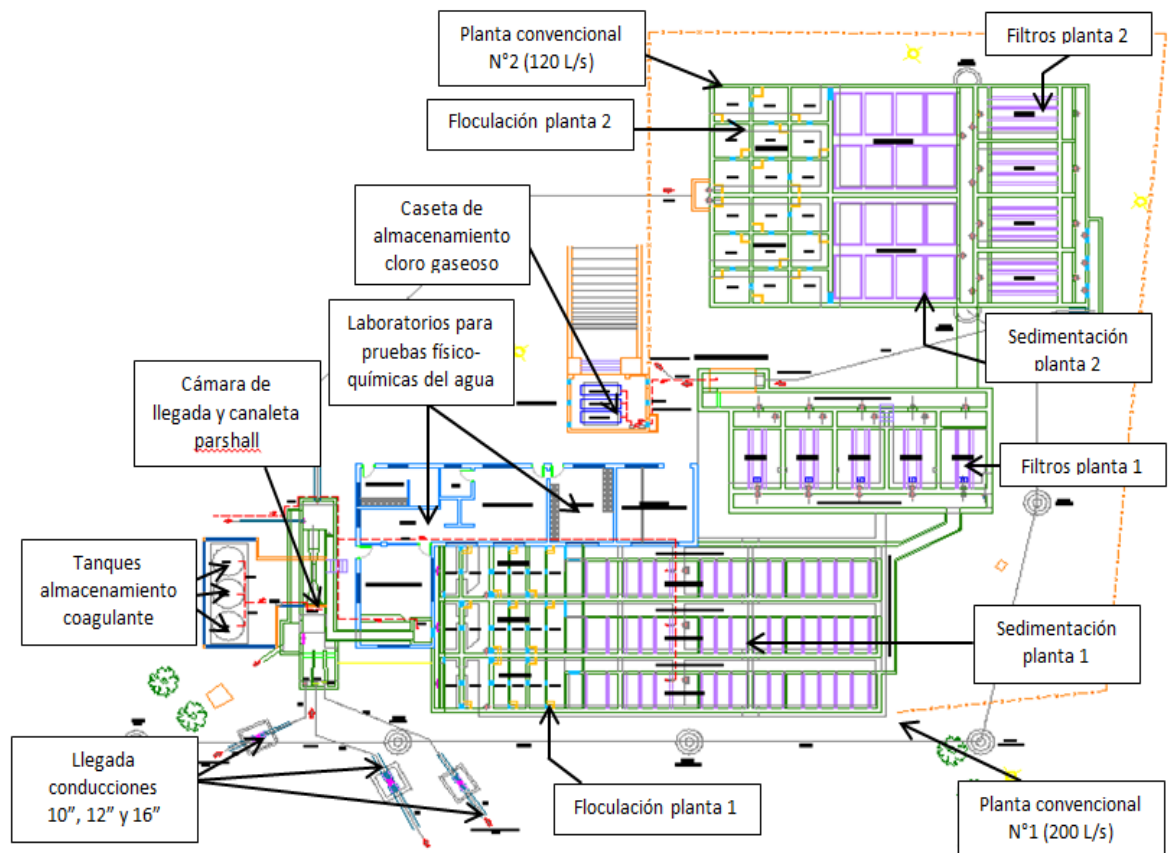
En el municipio de Pitalito cuenta actualmente dos (2) plantas de tratamiento convencional. A continuación se realiza la descripción de cada una.

#### 7.1.6.1 Descripción de la Planta de Tratamiento de Agua Potable Guaitipan

La planta de tratamiento está compuesta por una cámara de llegada donde se unen los caudales de tres redes de conducción, se suministra el floculante de acuerdo con el nivel de turbiedad según análisis de laboratorio previo, posteriormente se realiza la mezcla en la canaleta Parshall.

La planta se compone de 2 plantas de Potabilización convencionales, cada una con procesos como: Floculación, Sedimentación, Filtración, Desinfección y Almacenamiento.

Figura 21. Planta de Tratamiento de Agua Potable Guaitipan (Esquema General).



Fuente: Modificado de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito E.S.P).  
Fecha de consulta: 7 de Septiembre de 2015.

#### 7.1.6.1.1 Estructura de entrada

La estructura de entrada está conformada por una cámara de llegada y una canaleta Parshall donde se realiza la mezcla rápida.

#### 7.1.6.1.2 Cámara de llegada

Teniendo en cuenta que a las plantas de tratamiento llegan tres redes de conducción se hace necesario unificar este caudal para realizar la adicción del floculante, para tal fin se encuentra construida una cámara de llegada con las siguientes dimensiones:

- Largo: 3.15 m
- Ancho: 2.36 m
- Profundidad: 0.98 m

Estas dimensiones nos dan un volumen de: **7.28 m<sup>3</sup>**.

*Fotografía 9. Cámara de llegada.*



*Fuente: Autor.*

La estructura denominada cámara de llegada, es donde se unifican los caudales provenientes de las líneas de conducción salientes de las unidades de pre

tratamiento (desarenadores), a la entrada se encuentran las compuertas de llegada de las tres líneas de conducción, como son: 10", 12" y 16", cada una de ellas cuenta con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo, a excepción de la admisión de 12", puesto que no cuenta con la rueda para el control del caudal que entra por esta tubería, como se muestra en la fotografía anterior.

También cuenta con un vertedero de control del caudal que llega por cada uno de los canales de la cámara.

Lateralmente la cámara cuenta con una cámara de excesos en concreto y de aproximación, de dimensiones: 2.00 m x 1.09 m, la cual sirve para regular el caudal que entra por la cámara de llegada, con la finalidad de que el caudal siempre se encuentre en el orden de 250 L/s, caudal para el que está diseñada la Planta de Potabilización. Dicha cámara cuenta con una compuerta lateral de 0.50 m x 0.60 m tipo guillotina con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo para su operación.

*Fotografía 10. Cámara de excesos en la cámara de llegada.*



*Fuente: Autor.*

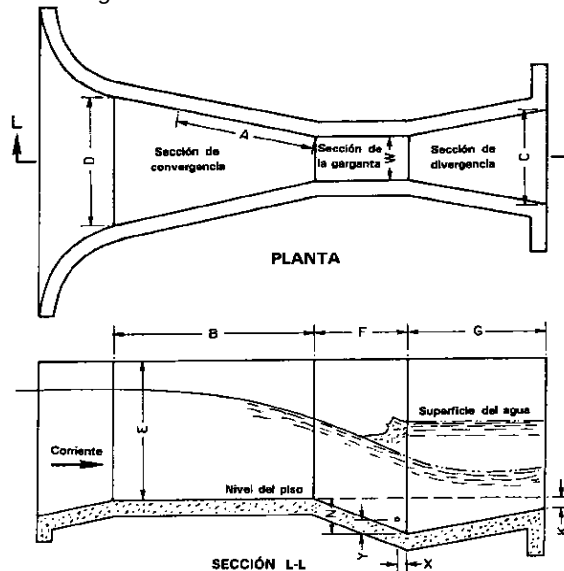
Luego se encuentra la canaleta Parshall, de la cual realizamos la descripción a continuación.



### 7.1.6.1.3 Canaleta Parshall (Coagulación y Mezcla rápida)

La canaleta Parshall en la Planta para la Potabilización del agua del municipio de Pitalito tiene dos funciones principales, la primera medir el caudal unificado que llega a la planta y la segunda servir como estructura donde se realiza el proceso de mezcla rápida, brindando para esta la velocidad y el resalto hidráulico necesario.

Figura 22. Modelo de Canaleta Parshall.



Fuente: <http://www.fao.org/docrep/t0848s/t0848s06.htm>. Fecha de consulta: 25 de Septiembre de 2015.

El proceso de coagulación se realiza con dosificadores automáticos que están conectados a tres tanques de almacenamiento con una capacidad de 5000 L cada uno, que a su vez se interconectan por medio de una tubería de PVC con  $\varnothing 1/2"$  que tiene al final orificios por donde sale el coagulante y cae en el punto de la mezcla rápida en la canaleta Parshall, el cual es el inicio del resalto hidráulico en la misma.

La dosificación que se maneja de este coagulante para la aplicación del mismo es de 16 mg/L, dicha dosificación se determina por medio de un ensayo realizado en el laboratorio, denominado "prueba de jarras".

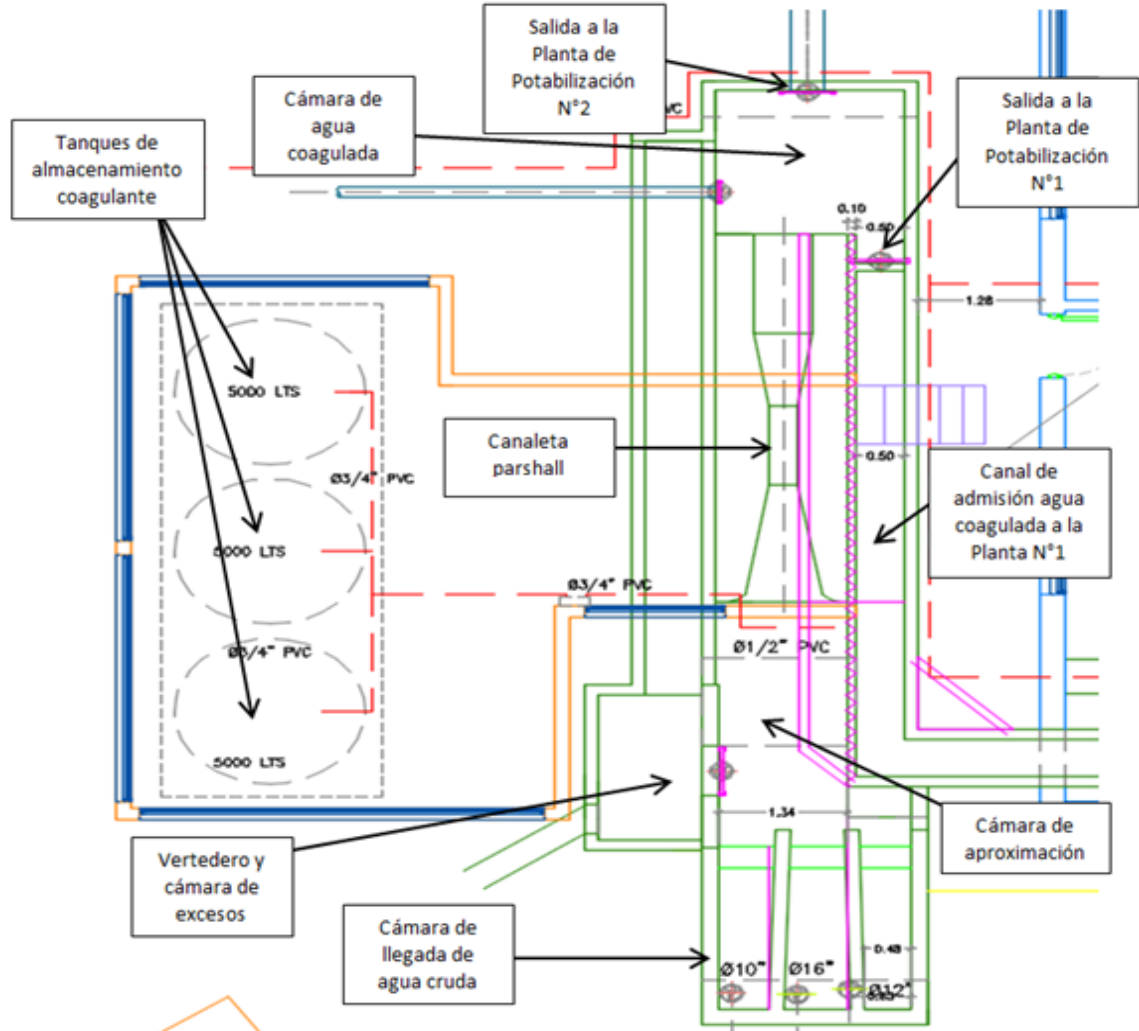
Este se realiza dependiendo de la turbiedad que tenga el agua, no siempre va a ser un valor constante.

El hidroxiclورو de aluminio,  $Al_2(OH)_5Cl \cdot 2.5H_2O$ , es una sal inorgánica de aluminio multinuclear (PAC) capaz de formar con mayor rapidez y perfección flóculos con mayor velocidad de sedimentación y poder clarificante logrando remociones más altas de turbiedad respecto a otras sales de

aluminio mononuclear como el sulfato de aluminio. El pH óptimo de funcionamiento está entre 5.0 y 9.0 dependiendo del contenido de carbono orgánico disuelto en el agua.

El hidroxiclورو de aluminio se presenta comercialmente como un líquido ligeramente viscoso de color ámbar claro. Tiene la ventaja de su fácil manejo y dosificación sin dejar residuos insolubles indeseados, a diferencia de los coagulantes convencionales granulados que deben disolverse y en muchos casos dejan residuos que dañan los equipos dosificadores.<sup>28</sup>

Figura 23. Esquema cámara de llegada, canaleta parshall y cámara de agua guagugada.



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 7 de Septiembre de 2015.

<sup>28</sup>COGOLLO FLOREZ, Juan Miguel. Clarificación de aguas usando coagulantes polimerizados: caso del Hidroxiclورو de Aluminio. Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=49622372002>. p. 22 Fecha de Consulta 12 de Septiembre de 2015.

Fotografía 11. Dosificadores automaticos de Coagulante (Hidroxiclورو de Aluminio).



Fuente: Autor.

Fotografía 12. Tanques de almacenamiento del coagulante (Hidroxiclورو de Aluminio).



Fuente: Autor.

A continuación, se observa la salida para la aplicación del coagulante, como se menciona anteriormente, se realiza por medio de un tubo de PVC de  $\frac{1}{2}$ " que sale del dosificador por el cual se adiciona el producto coagulante (hidroxiclورو de aluminio) en el punto donde se genera el resalto hidraulico de la canaleta.

Fotografía 13. Adición de Coagulante (Hidroxiclورو de Aluminio).



Fuente: Autor.

Luego de que el agua sale de la canaleta, se encuentra la cámara de agua coagulada cuyas dimensiones son 1.97 m x 1.98 m y una profundidad de 1.87 m, la cual reparte el caudal hacia ambos Floculadores.

En esta cámara existen 2 compuertas, la primer compuerta tipo guillotina cuyas dimensiones son 0.50 m x 0.50 m con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo, de ella sale el agua hacia un canal de admisión de agua coagulada que se comunica con la entrada de la planta de Potabilización N°1. La segunda compuerta tipo guillotina de 0.50 m x 0.50 m que también cuenta con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo conduce el agua por medio de una tubería de  $\varnothing 14''$  de Asbesto cemento con una longitud de 35 m hacia la entrada de la planta de Potabilización N°2.

El estado actual de la canaleta a simple vista es bueno, se observa la presencia se algas adheridas a la pared de la canaleta pero funcionalmente se ve que trabaja bien



#### **7.1.6.2 Descripción Planta de Tratamiento Convencional N°1 (180 L/s)**

La planta de Tratamiento Convencional N°1, según información suministrada por parte de las empresas públicas de Pitalito Empitalito ESP, trata un caudal de 200 litros por segundo, contando para ello con estructuras como: Floculadores, Sedimentadores y Filtros, a continuación se hace la descripción de cada uno de ellos:

##### **7.1.6.2.1 Floculadores Planta Convencional N°1**

A la entrada de la estructura se encuentra un canal de repartición a los floculadores, el cual tiene un ancho de 0.24 m, un largo de 11.12 m y una profundidad de 0.80 m.

Esta estructura se encuentra conformada por tres floculadores hidráulicos tipo Alabama, cada uno cuenta con 6 cámaras, las dimensiones para cada cámara de cada uno de los floculadores son:

- Cámara 1.
  - Largo: 3.51 m
  - Ancho: 0.92 m
  - Profundidad: 3.4 m

Cuenta con dos orificios, un orificio en la parte inferior de 0.30 m x 0.20 m y 0.27 m de espesor que permite el desagüe para el lavado entre cámaras, el otro orificio que se encuentra ubicado más arriba que permite el paso a la segunda cámara encontrándose con un tabique deflector de flujo el cual tiene un ancho de 0.36 m x 0.36 m con una profundidad de 0.80 m.

- Cámara 2.
  - Largo: 3.51 m
  - Ancho: 1.58 m
  - Profundidad: 3.4 m

Esta cámara es más ancha que la anterior, ya que tiene una compuerta lateral para desagüe de lavado con una tubería de  $\varnothing 10''$  con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo. Al igual que el anterior cuenta con dos orificios, un orificio en la parte inferior de 0.30 m x 0.20 m y 0.24 m de espesor que permite el desagüe para el lavado entre cámaras, el otro orificio se encuentra ubicado más arriba, que permite el paso a la segunda cámara encontrándose con

un tabique deflector de flujo el cual tiene un ancho de 0.36 m x 0.36 m con una profundidad de 0.80 m.

- Cámara 3.
  - Largo: 3.51 m
  - Ancho: 0.95 m
  - Profundidad: 3.4 m

Cuenta con dos orificios, un orificio en la parte inferior de 0.30 m x 0.20 m y 0.13 m de espesor que permite el desagüe para el lavado entre cámaras, el otro orificio que se encuentra ubicado más arriba que permite el paso a la segunda cámara encontrándose con un tabique deflector de flujo el cual tiene un ancho de 0.36 m x 0.36 m con una profundidad de 0.80 m.

- Cámara 4.
  - Largo: 3.51 m
  - Ancho: 0.99 m
  - Profundidad: 3.4 m

Cuenta con dos orificios, un orificio en la parte inferior de 0.30 m x 0.20 m y 0.19 m de espesor que permite el desagüe para el lavado entre cámaras, el otro orificio que se encuentra ubicado más arriba que permite el paso a la segunda cámara encontrándose con un tabique deflector de flujo el cual tiene un ancho de 0.36 m x 0.36 m con una profundidad de 0.80 m.

- Cámara 5.
  - Largo: 3.51 m
  - Ancho: 1.02 m
  - Profundidad: 3.4 m

Cuenta con dos orificios, un orificio en la parte inferior de 0.30 m x 0.20 m y 0.19 m de espesor que permite el desagüe para el lavado entre cámaras, el otro orificio que se encuentra ubicado más arriba que permite el paso a la segunda cámara encontrándose con un tabique deflector de flujo el cual tiene un ancho de 0.36 m x 0.36 m con una profundidad de 0.80 m.

- Cámara 6.
  - Largo: 3.51 m
  - Ancho: 1.04 m
  - Profundidad: 3.4 m

Esta cámara tiene solo un orificio de paso inferior con dimensiones de 0.60 m x 0.70 m que conecta al sedimentador.

Cabe anotar que en las primeras cámaras hay acumulación de floc en la parte superior de dicha estructura.

Los tres floculadores tienen caminos en concreto con barandas metálicas para la circulación del personal que realiza el mantenimiento a las estructuras.

Pudimos observar que a simple vista las estructuras se encuentran en condiciones estructurales adecuadas para el tratamiento del agua.

*Fotografía 14. Canal de entrada y repartición a floculadores de la Planta de Potabilización N°1.*



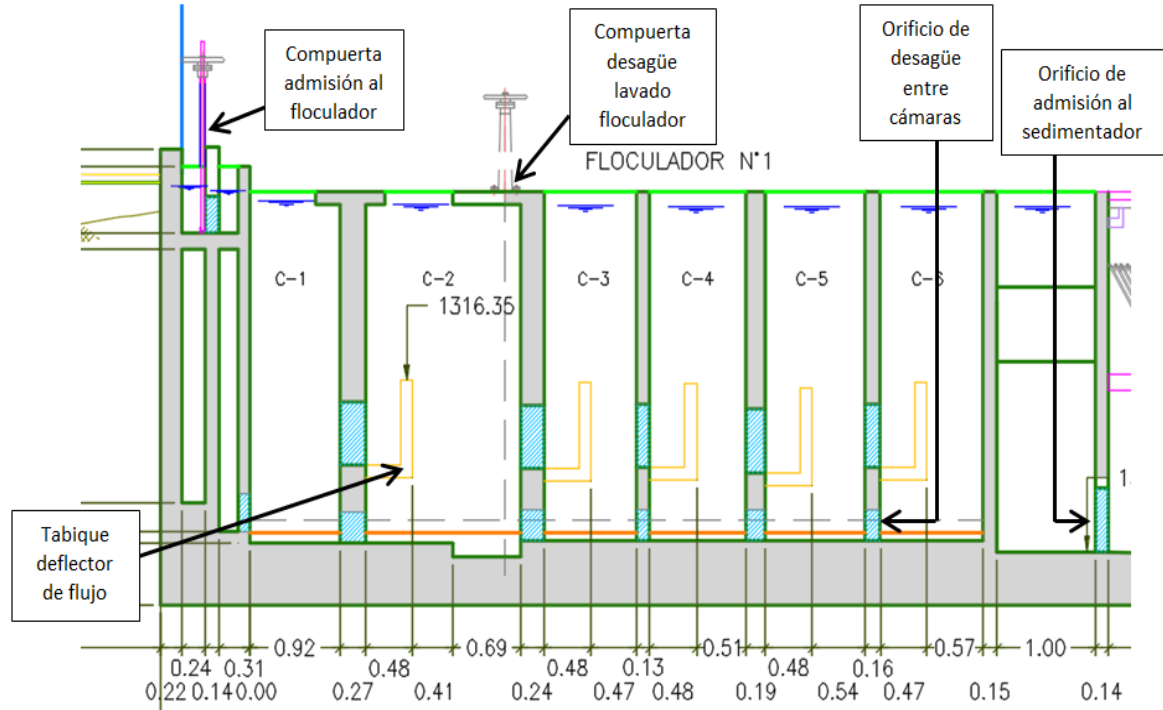
*Fuente: Autor.*

*Fotografía 15. Floculadores Planta de Potabilización N°1.*



*Fuente: Autor.*

Figura 24. Esquema Floculador Planta de Potabilización N°1 (Corte longitudinal).



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 7 de Septiembre de 2015.

#### 7.1.6.2.2 Sedimentadores Planta Convencional N° 1

El proceso de sedimentación de la planta de Potabilización N°1 se realiza por medio de tres sedimentadores de alta tasa y flujo ascendente, cada uno con las siguientes dimensiones:

- Largo: 18.51 m
- Ancho: 3.51 m
- Profundidad: 3.2 m

La zona de sedimentación se divide en dos zonas, la primera zona cuenta con 80 placas planas de Asbesto cemento de 2.40 m x 1.20 m, en la parte superior de la estructura se encuentran 6 canaletas de recolección de agua sedimentada cuyo ancho es 0.10 m que descargan a un canal de agua sedimentada, adicionalmente tiene válvulas de salida para el sistema de hidrantes de lavado de las estructuras, en la mitad de la zona 1 y 2 se encuentran torres de manejo para válvulas de fondo con  $\varnothing 12''$  con su respectivo vástago de extensión y rueda de manejo por la cual se realiza el desagüe a los sedimentadores.

La segunda zona posee 160 placas planas de Asbesto cemento de 2.40 m x 1.20 m, las cuales tienen una inclinación de 60° con respecto a la horizontal, en la parte superior de la estructura se encuentran 12 canaletas de recolección de agua sedimentada con un ancho de 0.10 m las cuales descargan a un canal de agua sedimentada.

Luego de que el agua cae al canal de agua sedimentada, este a su vez descarga a un canal de distribución de agua sedimentada que se comunica con los filtros.

*Fotografía 16. Sedimentadores Planta Convencional N°1.*



*Fuente: Autor.*

Los sedimentadores funcionalmente y estructuralmente se encuentran bien, la limpieza de las placas planas en asbesto cemento se realiza con agua a presión para retirar el sedimento que ellas se encargan de capturar en su superficie.

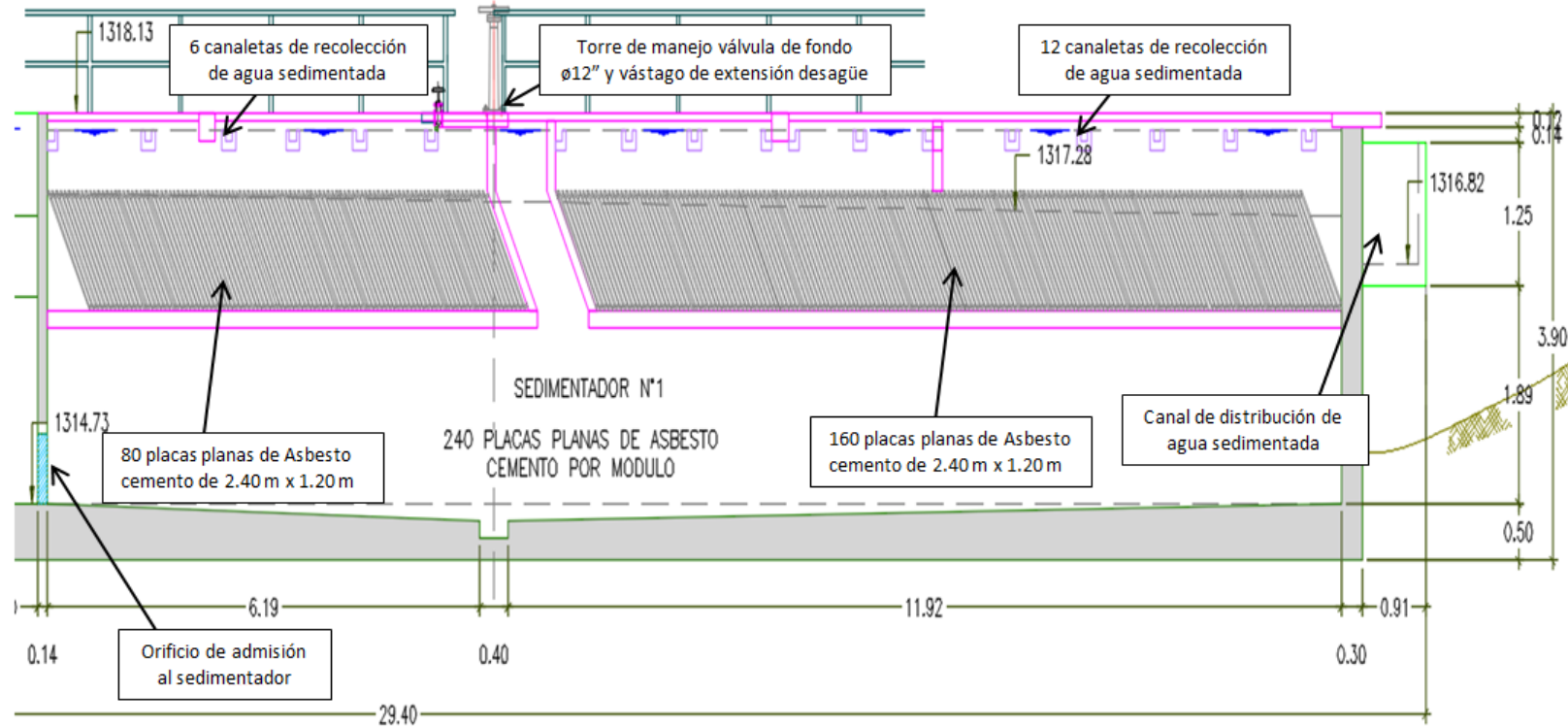
Es recomendable el cambio de las placas planas que existen actualmente por módulos de plástico, teniendo en cuenta que están construidas en asbesto cemento y este material se encuentra dentro del Convenio 162 de la OIT (Organización Internacional del Trabajo)<sup>29</sup> que fue aprobado en Colombia en el que se recomienda su sustitución.

---

<sup>29</sup> Organización Internacional del Trabajo. Convenio 162 de 1986, Convenio sobre utilización del asbesto en condiciones de seguridad. [En línea]. Fecha de publicación desconocida. Disponible en: [http://www.ilo.org/dyn/normlex/es/f?p=NORMLEXPUB:12100:0::NO::P12100\\_ILO\\_CODE:C162](http://www.ilo.org/dyn/normlex/es/f?p=NORMLEXPUB:12100:0::NO::P12100_ILO_CODE:C162)



Figura 25. Esquema Sedimentador Planta de Potabilización N°1. (Corte longitudinal).



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 7 de Septiembre de 2015.

El agua ingresa a los sedimentadores por unos orificios ubicados al fondo de cada una de las cámaras para permitir el acceso del flujo de los floculadores.

Fotografía 17. Canal de agua sedimentada y canal de distribución de agua sedimentada a filtros.



Fuente: Autor.

#### 7.1.6.2.3 Filtros Planta Convencional N°1

La planta de Potabilización N°1 consta de cinco filtros rápidos de medio dual y flujo descendente con las siguientes características y dimensiones.

- Largo: 4.00 m
- Ancho: 2.96 m
- Profundidad: 4.87 m
- Medio Filtrante: Grava, Arena y Antracita

Luego de que el agua pasa por el canal de admisión de agua sedimentada, llega al canal de repartición de los filtros, luego esta ingresa a cada uno de los filtros por medio de una compuerta lateral de admisión de  $\varnothing 12''$  con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo, descargando en una canaleta de lavado trapezoidal en la que poco a poco va llenando el lecho filtrante, que se compone de antracita, arena y grava, teniendo finalmente un falso fondo compuesto por módulos de concreto de 0.50 m x 0.40 m y 0.07 m de espesor con orificios de 2 mm cada 0.04 m en ambos sentidos.

La canaleta de lavado trapezoidal cuenta con una compuerta lateral de lavado de  $\varnothing 12''$  con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo que descarga a un canal para el desagüe de los filtros.

El falso fondo cuenta con un orificio de salida que se comunica con una compuerta lateral tipo guillotina de 0.50 m x 0.60 m con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo que descarga a un canal de interconexión entre los filtros, este va directo a la caseta de cloración donde se realiza el proceso de desinfección del agua.

Los filtros de la Planta Convencional N°1 se encuentran funcionando adecuadamente, el lavado de los filtros realiza por retro lavado, es decir se desocupa de agua el filtro y se le suministra de abajo hacia arriba (ascendente) con el fin de limpiarlo.

*Fotografía 18. Filtros Planta de Potabilización N°1.*

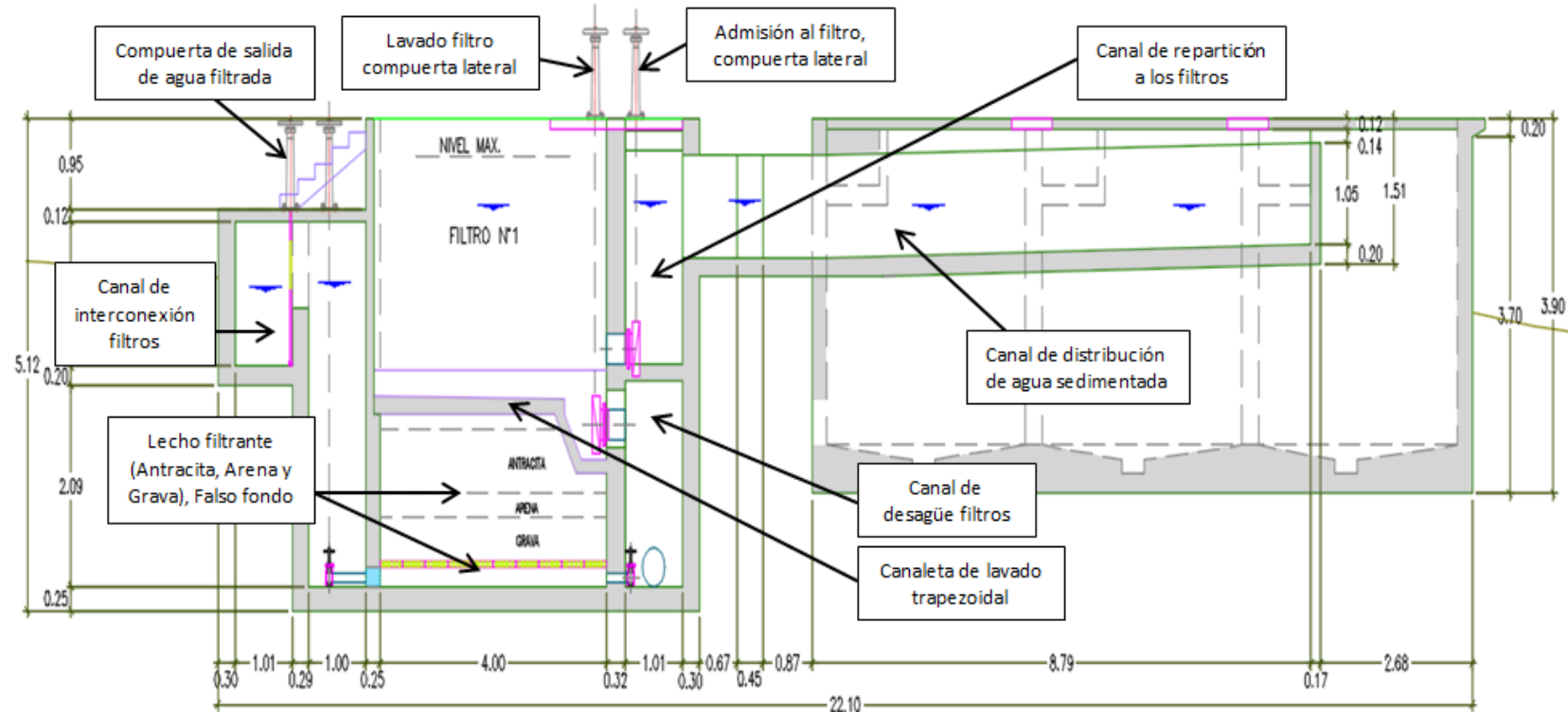


*Fuente: Autor.*

Las aguas de lavado de la zona de sedimentación y filtración no tienen ningún tratamiento, estas son evacuadas hacia unos pozos ubicados lateralmente, los cuales realizan la disposición final al río.



Figura 26. Esquema Filtros Planta de Potabilización N°1 (Corte longitudinal).



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 7 de Septiembre de 2015.

### **7.1.6.3 Descripción Planta de Tratamiento Convencional N°2 (70 L/s)**

La planta de Tratamiento Convencional N°2, según información suministrada por parte de las empresas públicas de Pitalito Empitalito ESP, trata un caudal de 120 litros por segundo, de igual manera realiza los procesos de Floculación, Sedimentación y Filtración, a continuación se hará la descripción de cada uno de ellos:

#### **7.1.6.3.1 Floculadores Planta Convencional N°2**

Luego de que el agua sale de la cámara de agua coagulada, se transporta por medio de una tubería de  $\varnothing 14''$  en Asbesto cemento con una longitud de 35.00 m hacia la entrada de los floculadores de la Planta de Potabilización convencional N°2.

La entrada se realiza con una cámara de entrada de agua coagulada con dimensiones de 1.81 m x 0.97 m y 1.40 m de profundidad, esta cuenta con una tapa en lámina metálica, lateralmente tiene 2 compuertas laterales tipo guillotina de 0.50 m x 0.50 m con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo, las cuales dan ingreso a los floculadores de la planta.

Esta estructura se encuentra conformada por dos floculadores hidráulicos tipo Alabama, cada uno de ellos cuenta con nueve cámaras, con las siguientes dimensiones:

- Cámara 1.
  - Largo: 2.29 m
  - Ancho: 2.28 m
  - Profundidad: 2.40 m
  - Profundidad útil: 2.02 m

Esta cámara posee un tabique deflector a la entrada de la misma de 0.38 m x 0.39 m, en la parte inferior se encuentra un orificio de 0.30 m x 0.20 m y 0.16 m de espesor que se comunica con la cámara 2 y además permite el desagüe entre las cámaras.

- Cámara 2.
  - Largo: 2.28 m
  - Ancho: 2.27 m
  - Profundidad: 2.32 m
  - Profundidad útil: 1.99 m

Esta cámara posee un tabique deflector a la entrada de la misma de 0.38 m x 0.39 m, en la parte inferior se encuentra un orificio de 0.30 m x 0.20 m y 0.18 m de espesor que se comunica con la cámara 3 y además permite el desagüe para el lavado entre las cámaras.

- Cámara 3.
  - Largo: 2.29 m
  - Ancho: 2.28 m
  - Profundidad: 2.33 m
  - Profundidad útil: 1.97 m

Esta cámara posee un tabique deflector a la entrada de la misma de 0.38 m x 0.39 m, en la parte inferior se encuentra un orificio de 0.30 m x 0.20 m que se comunica con la cámara 4 y además permite el desagüe para el lavado entre las cámaras.

- Cámara 4.
  - Largo: 2.29 m
  - Ancho: 2.25 m
  - Profundidad: 2.33 m
  - Profundidad útil: 1.97 m

Esta cámara posee un tabique deflector a la entrada de la misma de 0.38 m x 0.39 m, en la parte inferior se encuentra un orificio de 0.30 m x 0.20 m que se comunica con la cámara 5 y además permite el desagüe para el lavado entre las cámaras.

- Cámara 5.
  - Largo: 2.27 m
  - Ancho: 2.25 m
  - Profundidad: 2.32 m
  - Profundidad útil: 1.99 m

Esta cámara posee un tabique deflector a la entrada de la misma de 0.38 m x 0.39 m, en la parte inferior se encuentra un orificio de 0.30 m x 0.20 m que se comunica con la cámara 6 y además permite el desagüe para el lavado entre las cámaras.

- Cámara 6.
  - Largo: 2.29 m
  - Ancho: 2.25 m
  - Profundidad: 2.40 m
  - Profundidad útil: 2.02 m

Esta cámara posee un tabique deflector a la entrada de la misma de 0.38 m x 0.39 m, en la parte inferior se encuentra un orificio de 0.30 m x 0.20 m que se comunica con la cámara 7 y además permite el desagüe para el lavado entre las cámaras.

- Cámara 7.
  - Largo: 2.29 m
  - Ancho: 2.29 m
  - Profundidad: 2.40 m
  - Profundidad útil: 2.02 m

Esta cámara posee un tabique deflector a la entrada de la misma de 0.38 m x 0.39 m, en la parte inferior se encuentra un orificio de 0.30 m x 0.20 m que se comunica con la cámara 8 y además permite el desagüe para el lavado entre las cámaras.

- Cámara 8.
  - Largo: 2.29 m
  - Ancho: 2.27 m
  - Profundidad: 2.32 m
  - Profundidad útil: 1.99 m

Esta cámara posee un tabique deflector a la entrada de la misma de 0.38 m x 0.39 m, en la parte inferior se encuentra un orificio de 0.30 m x 0.20 m que se comunica con la cámara 9 y además permite el desagüe para el lavado entre las cámaras.

- Cámara 9.
  - Largo: 2.29 m
  - Ancho: 2.29 m
  - Profundidad: 2.33 m
  - Profundidad útil: 1.87 m

Esta cámara posee un tabique deflector a la entrada de la misma de 0.38 m x 0.39 m, en la parte inferior se encuentra un orificio de 0.50 m x 0.80 m de admisión al sedimentador.

Al igual que los floculadores de la Planta convencional N°1, en las primeras cámaras hay acumulación de floc en la parte superior de dicha estructura.

La estructura tiene en su superficie caminos en concreto y barandas metálicas, que permiten la circulación de todo personal que ingrese a la planta, ayudando a que no vayan a ocurrir accidentes dentro de la misma.

*Fotografía 19. Entrada de agua coagulada a Floculadores Planta de Potabilización N°2.*



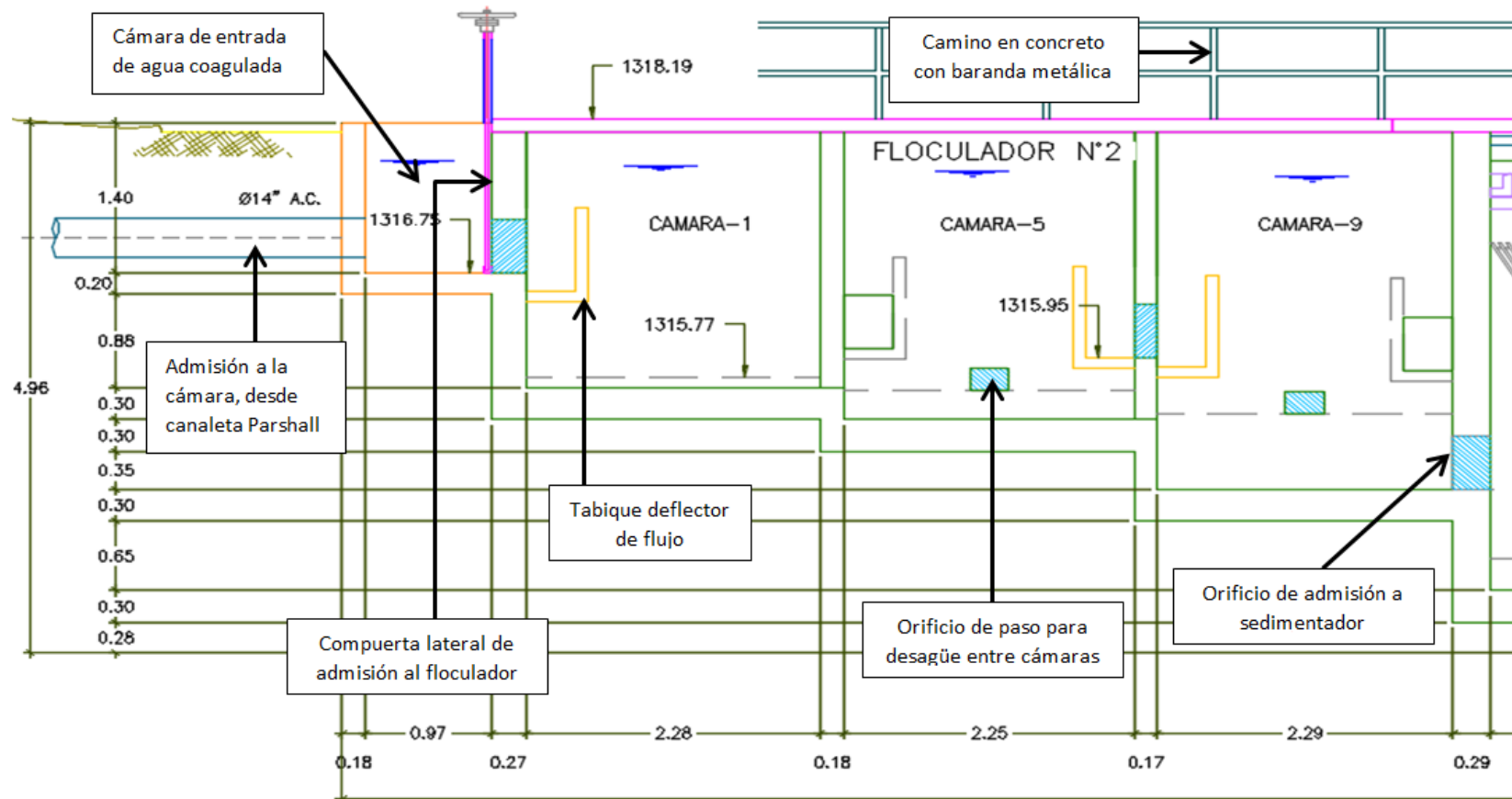
*Fuente: Autor.*

*Fotografía 20. Floculadores Planta de Potabilización N°2.*



*Fuente: Autor.*

Figura 27. Esquema Floculador Planta de Potabilización N°2 (Corte longitudinal).



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 7 de Septiembre de 2015.

#### 7.1.6.3.2 Sedimentadores Planta Convencional N°2

El proceso de sedimentación de la planta de Potabilización N°2 se realiza por medio de dos sedimentadores de alta tasa, cada uno con las siguientes dimensiones:

- Largo: 7.85 m
- Ancho: 7.19 m
- Profundidad: 3.73 m

La zona de sedimentación, cuenta con 3 hiladas de 106 placas planas de Asbesto cemento de 2.40 m x 1.20 m, para un total de 318 placas por sedimentador, estas placas tienen una inclinación de 60° con respecto a la horizontal, en la parte superior de la estructura se encuentran 10 canaletas de recolección de agua sedimentada cuyo ancho es 0.10 m que descargan a 3 canales de recolección de agua sedimentada. En la parte inferior, las estructuras cuentan con una tolva de lodos por sedimentador, la extracción de estos se realiza por medio de una válvula de ø12" que cuenta con torre de manejo y vástago de extensión.

A la salida de los sedimentadores se encuentra un canal de repartición, que capta el agua de los canales de recolección de agua sedimentada, para repartirla en los filtros.

Los sedimentadores funcionalmente y estructuralmente se encuentran bien, la limpieza de las placas planas en asbesto cemento se realiza con agua a presión para retirar el sedimento que ellas se encargan de capturar en su superficie.

Es recomendable el cambio de las placas planas que existen actualmente por módulos de plástico, teniendo en cuenta que están construidas en asbesto cemento y este material se encuentra dentro del Convenio 162 de la OIT (Organización Internacional del Trabajo)<sup>30</sup> que fue aprobado en Colombia en el que se recomienda su sustitución.

---

<sup>30</sup> Organización Internacional del Trabajo. Convenio 162 de 1986. Op. Cit., p. 1



*Fotografía 21. Sedimentadores Planta Convencional N°2.*



*Fuente: Autor.*

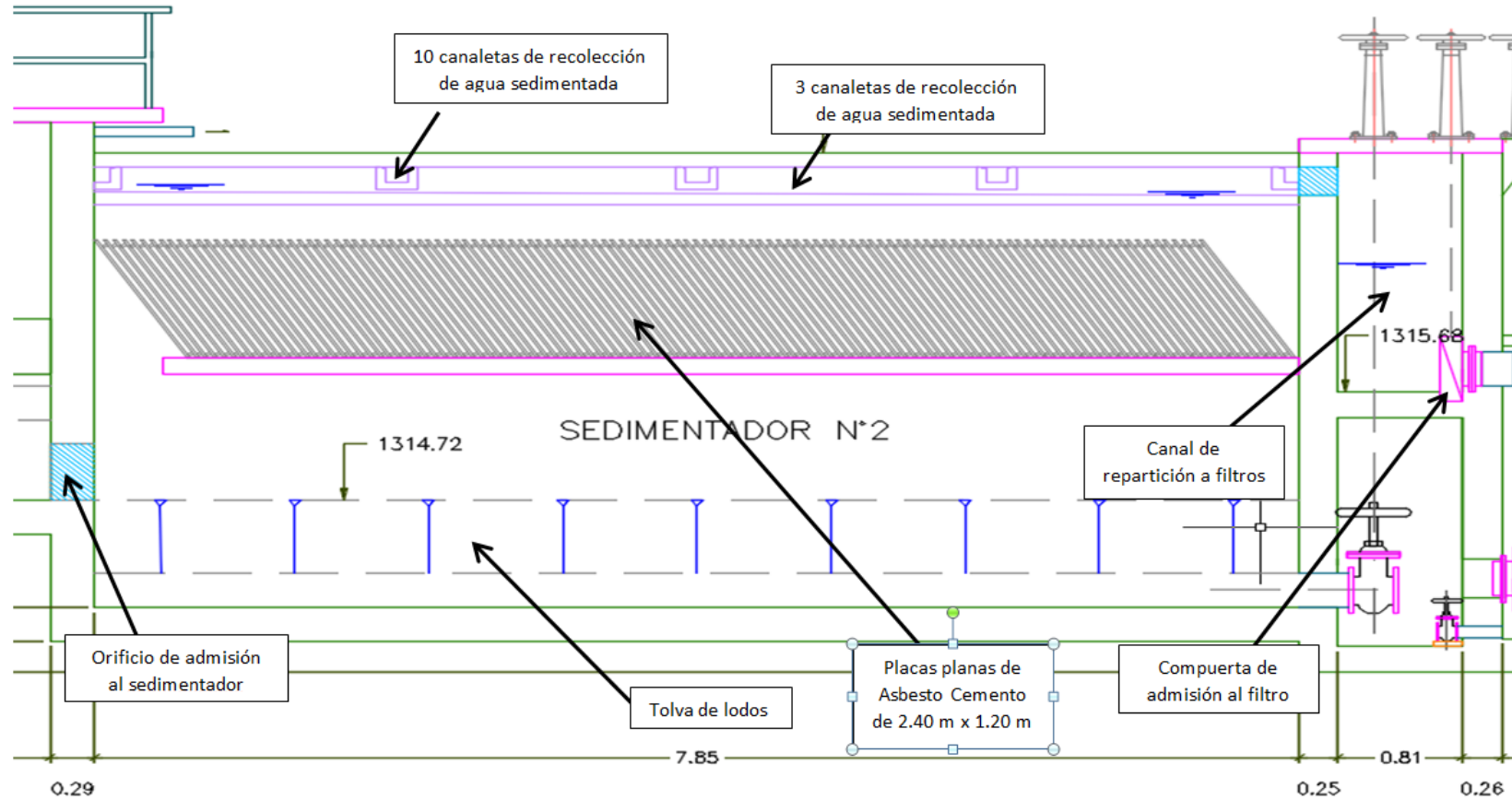
*Fotografía 22. Sedimentadores Planta Convencional N°2.*



*Fuente: Autor.*



Figura 28. Esquema Sedimentador Planta de Potabilización N°2 (Corte longitudinal).



Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 7 de Septiembre de 2015.

### 7.1.6.3.3 Filtros Planta Convencional N°2

La planta de Potabilización N°2 consta de cuatro filtros rápidos de medio dual y flujo descendente con las siguientes características y dimensiones:

- Largo: 5.09 m
- Ancho: 3.49 m
- Profundidad: 4.31 m
- Medio Filtrante: Grava, Arena y Antracita

Luego de que el agua pasa por el canal de admisión de agua sedimentada, llega al canal de repartición de los filtros, luego esta ingresa a cada uno de los filtros por medio de una compuerta lateral de admisión de  $\varnothing 10''$  con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo, posteriormente esta ingresa a dos canaletas de lavado trapezoidal en la que poco a poco va llenando el lecho filtrante, que se compone de antracita, arena y grava, teniendo finalmente un falso fondo compuesto por módulos de concreto de 0.50 m x 0.40 m y 0.07 m de espesor con orificios de 2 mm cada 0.04 m en ambos sentidos.

La canaleta de lavado trapezoidal cuenta con una compuerta lateral de lavado de  $\varnothing 12''$  con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo que descarga a un canal para el desagüe de los filtros.

El falso fondo cuenta con un orificio de salida que se comunica con una compuerta lateral tipo guillotina de 0.80 m x 0.40 m con columna de maniobra, vástago de extensión y rueda de manejo que descarga a un canal de interconexión entre los filtros, luego este descarga a un canal de salida de agua filtrada que se compone de una compuerta lateral de 1.00 m x 0.30 m tipo guillotina que conduce el agua mediante una tubería de  $\varnothing 12''$  hacia la caseta de aplicación del desinfectante.

Los filtros de la Planta Convencional N°1 se encuentran funcionando adecuadamente, el lavado de los filtros realiza por retro lavado, es decir se desocupa de agua el filtro y se le suministra de abajo hacia arriba (ascendente) con el fin de limpiarlo.

Las aguas de lavado de la zona de sedimentación y filtración no tienen ningún tratamiento, estas son evacuadas hacia unos pozos ubicados lateralmente, los cuales realizan la disposición final al río.

*Fotografía 23. Filtro Planta Convencional N°2.*



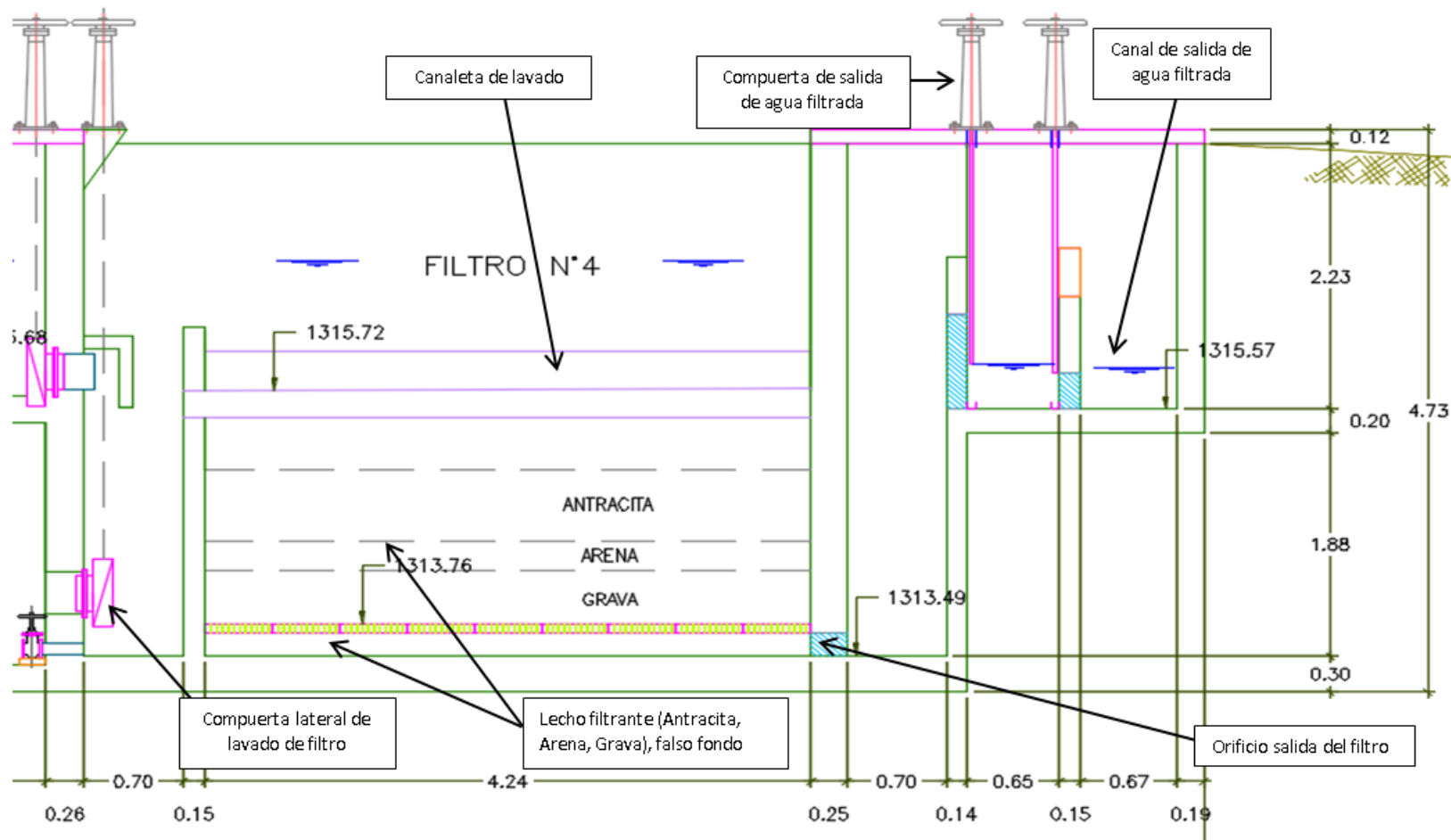
*Fuente: Autor.*

*Fotografía 24. Filtro Planta Convencional N°2.*



*Fuente: Autor.*

Figura 29. Esquema Filtro Planta de Potabilización N° 2.



Fuente: Fuente: Modificado por Autor, de planos suministrados por la oficina de servicios públicos de Pitalito (Empitalito ESP). Fecha de consulta: 7 de Septiembre de 2015.

### 7.1.7 Desinfección

Entre los procesos de desinfección que pueden realizarse esta la cloración, proceso que se describe con más detalle:

La cloración puede ser empleada en los siguientes casos:

- Desinfección de las aguas.
- Control de olores y sabores
- Prevención del crecimiento de algas y microorganismos

En este caso en particular se usa el Cloro gaseoso generado a partir de la vaporización de cloro líquido almacenado bajo presión en cilindros, el cual debe cumplir con la norma NTC 925 (Rev. 2) o la AWWA B301, Los factores a tener en cuenta en el diseño del sistema de dosificación del cloro son: Existen cilindros de 68 kg, 907 kg (comúnmente llamados de tonelada) y 1000 kg (tonelada métrica). La tasa máxima de extracción de gas cloro de un cilindro está basada en la temperatura externa. La tasa máxima de extracción de cloro a 20°C de un cilindro de 68 kg (160 lb), debe ser de aproximadamente 16 kg/día a temperatura ambiente y descarga a presión atmosférica. En cilindros de una tonelada la tasa máxima de extracción debe ser de 180 kg/día. Si la tasa de extracción es mayor de 681 kg/día, se recomienda la extracción de cloro líquido y el uso de un evaporador. La tasa de extracción puede ser mayor a 681 kg/día si la operación es intermitente, en caso de no ser así debe implementarse evaporador

El proceso de cloración para la desinfección final del agua, se hace por medio de un canal al que llegan los caudales tratados por las dos plantas convencionales, las dimensiones de la cámara de cloración son las siguientes:

- Largo: 4.00 m
- Ancho: 1.00
- Profundidad: 2.28 m
- Volumen: 9.12 m<sup>3</sup>



*Fotografía 25. Cámara de Cloración (Recepción de caudales de ambas plantas).*



*Fuente: Autor.*

*Fotografía 26. Caseta de aplicación de la cloración (Derecha) y punto de aplicación (Izquierda).*



*Fuente: Autor.*

El proceso de cloración se realiza con Cloro Gaseoso, aplicándose con dosificadores automáticos para la correcta aplicación del compuesto desinfectante.

Fotografía 27. Tanques de Almacenamiento de Cloro.



Fuente: Autor.

La dosificación del cloro se realiza con dosificadores automáticos, los cuales van conectados al punto de aplicación del desinfectante, en este caso el sistema de dosificación está dispuesto de tal forma que garantiza una temperatura constante ya que se encuentra confinado en un cuarto donde la ventilación es propicia para tener una temperatura estable. Y que permita su almacenaje de manera segura y apropiada; como se muestra en la siguiente fotografía:

Fotografía 28. Conexión de Tanques de Almacenamiento a Dosificadores del desinfectante (Cloro).



Fuente: Autor.

Para el control de la dosificación de cloro se cuenta con un sistema de poleas automatizado el cual permite de manera rápida y un apropiado cambio de un cilindro que se agota para disponer de uno lleno de cloro gaseoso sin tener interrupciones en el



suministro, la distancia entre el clorador y el cilindro de cloro está a una distancia muy corta de aproximadamente 2 mts para evitar una posible re licuefacción (que el estado líquido del cloro vuelva al estado gaseoso) del gas de cloro.

Fotografía 29. Sensor y Extractor del Gas en caso de Escape.



Fuente: Autor.

Fotografía 30. Equipos y Parámetros para el manejo del Cloro en caso de emergencia.



Fuente: Autor.

El proceso de desinfección por cloración en la Planta de Potabilización se pudo observar que es muy bueno, puesto que cuentan con toda la implementación para su aplicación y dosificación como también con los equipos e instrumentos para el manejo de este gas toxico en caso de alguna emergencia.



en este caso el ingeniero químico de la planta de tratamiento de agua de Pitalito realiza una toma de muestra en el nodo más lejano de consumo de la red, asegurándose que en esta se encuentre una cantidad de cloro conveniente para la desinfección en la red, de lo contrario procederá a aumentar la dosis que se le está suministrando en el momento al sistema; actualmente se le está proporcionando según el operador de la planta una dosis de 1.9 (mg/lit), dosis que cumple con la premisa de que se cuente con un porcentaje de cloro al final de la red; en el último nodo de consumo.

### 7.1.8 Tanques de Almacenamiento

Actualmente la planta cuenta con 3 tanques de almacenamiento, uno de ellos es para el almacenamiento de agua potable de la planta unipack o compacta que trata el agua que abastece la zona del batallón y un condominio cercano al municipio, los otros dos tanques son los encargados de almacenar el agua tratada por las dos plantas convencionales que abastecen a la población del municipio de Pitalito, a continuación se muestran las capacidades de cada uno de los tanques de almacenamiento:

Cada tanque se encuentra enterrado, puesto que el volumen que almacena cada uno es bastante alto. El tanque N° 1 es independiente, es decir este solo almacena agua para la zona industrial del municipio, los tanques N° 2 y 3 se encuentran conectados entre sí por medio de tuberías que hacen que

*Tabla 3. Volumen Tanques de Almacenamiento.*

| # Tanque     | Volumen        | Unidad               |
|--------------|----------------|----------------------|
| 1            | 160,85         | m <sup>3</sup>       |
| 2            | 467,29         | m <sup>3</sup>       |
| 3            | 467,29         | m <sup>3</sup>       |
| <b>Total</b> | <b>1095,43</b> | <b>m<sup>3</sup></b> |

Fuente: Consorcio Aguas del Huila.

*Fotografía 31. Tanque de Almacenamiento de agua # 1.*



*Fuente. Autor.*

*Fotografía 32. Tanque de Almacenamiento de agua # 2.*



*Fuente. Autor.*

*Fotografía 33. Tanque de Almacenamiento de agua # 3.*



*Fuente. Autor.*

## **7.2 EVALUACIÓN DE LA PLANTA DE POTABILIZACIÓN DEL MUNICIPIO DE PITALITO (HUILA)**

La segunda etapa de esta investigación comprende la evaluación de cada uno de los componentes de la planta de Potabilización del municipio, para ello se verificará el estado físico, hidráulico y operacional de la misma.

### **7.2.1 Coagulación y mezcla rápida**

Como mencionamos anteriormente, el coagulante que se utiliza en la planta de Potabilización de Pitalito es aplicado con la ayuda de dosificadores automáticos, el RAS 2000 estipula en su título C que los coagulantes que pueden emplearse son los coagulantes metálicos y los polímeros orgánicos e inorgánicos.

Para el proceso de coagulación de la planta de potabilización del municipio de Pitalito, se utiliza un coagulante de tipo polímero inorgánico, durante las visitas realizadas a la planta, el operador nos mencionó y se verificó que es utilizado para su aplicación el Hidroxicloruro de Aluminio, el cual viene de forma líquida, esto garantiza que se diluya totalmente en el agua.

En los mezcladores hidráulicos, la mezcla es ejecutada como resultado de la turbulencia que existe en el régimen de flujo, éstos se utilizan cuando se dispone de suficiente cabeza o energía en el flujo de entrada. En general se utilizan los resaltos hidráulicos, tubos venturi, dispersores de tubos perforados y canaletas Parshall (caso de la planta de potabilización del municipio de Pitalito); en donde se disipa energía en turbulencia y se aprovecha para la mezcla del coagulante<sup>31</sup>.

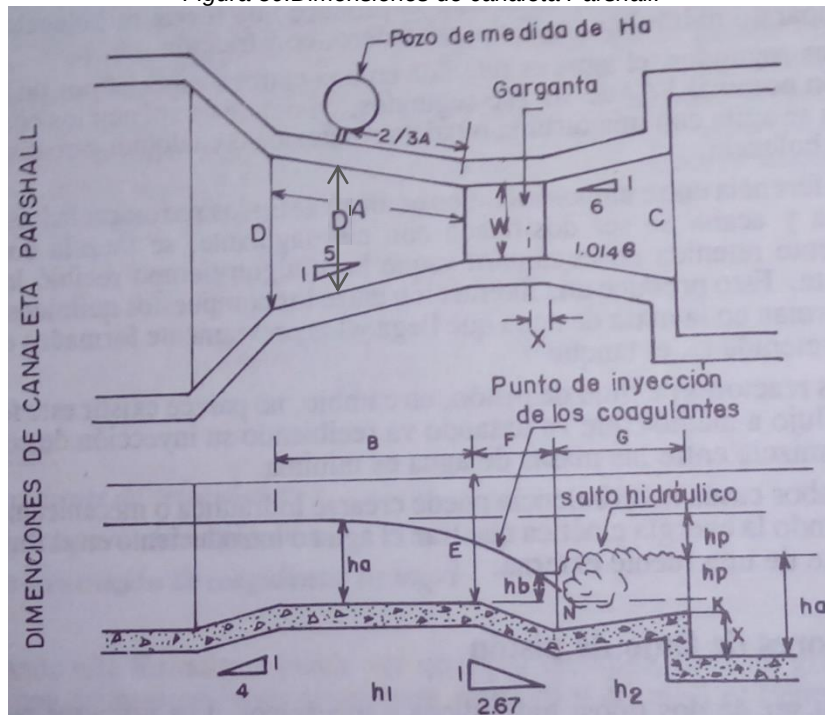
Los mezcladores hidráulicos tienen la ventaja de no requerir la ayuda de equipos mecánicos, esto es muy importante puesto que existen lugares en los que no se cuenta con personal capacitado para el mantenimiento ni disponibilidad de repuestos para estos equipos.

Se realizó una comprobación de la canaleta Parshall con la finalidad de verificar si ésta cumple con los requisitos para funcionar como dispositivo de mezcla rápida, para ello se debe tener en cuenta sus dimensiones, como se exponen a continuación.

---

<sup>31</sup> ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Acuípurificación. Primera edición. Mezcladores rápidos hidráulicos. 1993. p. 31

Figura 30. Dimensiones de canaleta Parshall.



Fuente: ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. *Teoría y práctica de la purificación del agua. Canaleta Parshall. Fig. III-11. p. 96.*

Caudal de entrada (Q): 250 L/s

Ancho de la garganta (W): 0.305 m

Ancho de la sección de convergencia (D): 0.845 m

Ancho de la sección de divergencia (C): 0.61 m

De acuerdo con los datos anteriores, se pudo deducir que el diseño de la canaleta Parshall fue realizado respecto al procedimiento analítico que sugiere Azevedo Netto en su libro *Manual de Hidráulica*; las dimensiones teóricas típicas para diseño se pueden ver en la tabla a continuación.

Tabla 4. Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm). (Tomado de Azevedo Netto).

| W      | (Cm)  | A     | B     | C     | D     | E     | F    | G     | K    | N    |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|------|------|
| 1"     | 2.5   | 36.6  | 35.6  | 9.3   | 16.8  | 22.9  | 7.6  | 20.3  | 1.9  | 2.9  |
| 3"     | 7.6   | 46.6  | 45.7  | 17.8  | 25.9  | 38.1  | 15.2 | 30.5  | 2.5  | 5.7  |
| 6"     | 15.2  | 62.1  | 61.0  | 39.4  | 40.3  | 45.7  | 30.5 | 61.0  | 7.6  | 11.4 |
| 9"     | 22.9  | 88.0  | 86.4  | 38.0  | 57.5  | 61.0  | 61.0 | 45.7  | 7.6  | 22.9 |
| 1'     | 30.5  | 137.2 | 134.4 | 61.0  | 84.5  | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 1 1/2' | 45.7  | 144.9 | 142.0 | 76.2  | 102.6 | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 2'     | 61.0  | 152.5 | 149.6 | 91.5  | 120.7 | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 3'     | 91.5  | 167.7 | 164.5 | 122.0 | 157.2 | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 4'     | 122.0 | 183.0 | 179.5 | 152.2 | 193.8 | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 5'     | 152.5 | 198.3 | 194.1 | 183.0 | 230.3 | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 6'     | 183.0 | 213.5 | 209.0 | 213.5 | 266.7 | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 7'     | 213.5 | 228.8 | 224.0 | 244.0 | 303.0 | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 8'     | 244.0 | 244.0 | 239.2 | 274.5 | 340.0 | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 10'    | 305.0 | 274.5 | 427.0 | 366.0 | 475.9 | 122.0 | 91.5 | 183.0 | 15.3 | 34.3 |

Fuente: ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tabla III-3. p. 97

Cómo se señala con el rectángulo amarillo, los valores típicos para realizar el chequeo son:

$$Q = 250 \text{ L/s} \longrightarrow 0.250 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W = 0.305 \text{ m}$$

$$D = 0.845 \text{ m}$$

$$C = 0.61 \text{ m}$$

$$N = 0.229 \text{ m}$$

El valor de W o ancho de la garganta, de 0.30 m se obtuvo por medición directa en la canaleta durante las visitas realizadas a la planta, por cuestiones de cálculos se utilizó un W de 0.305 m, ya que para el chequeo de la canaleta se debe usar el valor teórico más no el valor real.

### 1- Condiciones Hidráulicas a la entrada de la Canaleta:

Para este caso, de la ecuación del cálculo del flujo del caudal Q:

$$Q = K * ha^n$$

Dónde:

ha = Altura de la lámina de agua en la entrada de la canaleta

K y n se determinan de la siguiente tabla.

Tabla 5. Valores del exponente  $n$  y del coeficiente  $K$ .

| UNIDADES MÉTRICAS |       |       |
|-------------------|-------|-------|
| W                 | n     | K     |
| 3"                | 1.547 | 0.176 |
| 6"                | 1.580 | 0.381 |
| 9"                | 1.530 | 0.535 |
| 1'                | 1.522 | 0.690 |
| 1 ½'              | 1.538 | 1.054 |
| 2'                | 1.550 | 1.426 |
| 3'                | 1.566 | 2.182 |
| 4'                | 1.578 | 2.935 |
| 5'                | 1.587 | 3.728 |
| 6'                | 1.595 | 4.515 |
| 7'                | 1.601 | 5.306 |
| 8'                | 1.606 | 6.101 |

Fuente: ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tercera edición. Tabla III.4. p. 111,112.

Se despeja  $ha$ , obteniendo la siguiente ecuación:

$$ha = \left( \frac{Q}{K} \right)^{\frac{1}{n}}$$

Se obtiene:

$$ha = \left( \frac{0.250 \text{ m}^3/\text{s}}{0.690} \right)^{\frac{1}{1.550}}$$

$$ha = 0.5132 \text{ m}$$

Se calculó el ancho de la canaleta en la sección medida ( $D'$ ), de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$D' = \frac{2}{3} (D - W) + W$$

Reemplazando se obtiene:

$$D' = \frac{2}{3} (0.845 \text{ m} - 0.305 \text{ m}) + 0.305 \text{ m}$$

$$D' = 0.665 \text{ m}$$

Y por tanto se pudo calcular la velocidad  $V_o$  en la sección D':

$$v_o = \frac{Q}{D' * h_a}$$

Al reemplazar se obtuvo:

$$v_o = \frac{0.250 \text{ m}^3/\text{s}}{0.665 \text{ m} * 0.5132 \text{ m}}$$

$$v_o = 0.7325 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Se calculó la energía específica inicial ( $E_o$ ) antes de la garganta de la canaleta, con la ecuación a continuación:

$$E_o = \frac{v_o^2}{2g} + h_a + N$$

Dónde:

$g$ = Gravedad, la cual es equivalente a:  $9.81 \text{ m/s}^2$

Por lo tanto:

$$E_o = \frac{(0.7325 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{19.62 \text{ m/s}^2} + 0.5132 \text{ m} + 0.229 \text{ m}$$

$$E_o = 0.77 \text{ m}$$

## 2- Condiciones en la garganta de la canaleta:

Para continuar con la revisión, se debe calcular la velocidad antes del resalto ( $v_1$ ), de la siguiente manera:

$$v_1^3 - 2g * v_1 * E_o = -\frac{2 * Q * g}{w}$$

Al reemplazar:

$$v_1^3 - 2 * 9.81 \text{ m/s}^2 * v_1 * 0.77 \text{ m} = -\frac{2 * 0.250 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 9.81 \text{ m/s}^2}{0.305 \text{ m}}$$

$$v_1^3 - 15.1 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2} * v_1 = -16.1 \text{ m}^3/\text{s}^3$$

De lo anterior resulto una ecuación cubica de la siguiente forma:

$$v_1^3 - 15.1 v_1 + 16.1 = 0$$

Al resolver la ecuación da como resultado tres resultados:

$$v_1 = \mathbf{3.1641}$$

$$v_2 = -4.3372$$

$$v_3 = 1.1731$$

Al resolver la ecuación se toma el mayor valor de los tres obtenidos, como es:

$$v_1 = 3.1641 \frac{m}{s}$$

Teniendo  $v_1$ , se calcula la altura antes del resalto hidráulico ( $h_1$ ), con la siguiente ecuación:

$$h_1 = \frac{Q}{v_1 * W}$$

Al reemplazar se obtiene:

$$h_1 = \frac{0.250 \text{ m}^3/s}{3.1641 \frac{m}{s} * 0.305 \text{ m}}$$

$$h_1 = 0.2590 \text{ m}$$

El número de Froude debe estar comprendido entre estos dos rangos 1.7 a 2.5 o 4.5 a 9.0, debe evitarse números entre 2.5 y 4.5 puesto que estos producen un resalto inestable el cual no permanece en su posición, sino que por el contrario este cambia de sitio, lo que hace que se dificulte la aplicación de coagulantes<sup>32</sup>. Partiendo de lo anterior se procede a calcular y verificar el rango en el que este se encuentra.

El número de Froude, se calcula con la siguiente ecuación:

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g * h_1}}$$

Reemplazamos:

$$F = \frac{3.1641 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 \frac{m}{s^2} * 0.2590 \text{ m}}}$$

---

<sup>32</sup> ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Tercera edición. P 111.



$$F = 1.985$$

### **CUMPLE**

La canaleta actualmente cumple como dispositivo para realizar la mezcla rápida para el año 2016, sin embargo al número de froude estar entre el rango de 1.7 a 2.5 se considera un resalto hidráulico débil.

La planta de potabilización fue puesta en marcha el año de 1991, diseñada para un periodo de 25 años; al ya cumplirse el periodo de diseño, se hace necesario diseñar una canaleta Parshall que cumpla con los requerimientos para que funcione adecuadamente como dispositivo de mezcla rápida, partiendo del caudal de diseño obtenido de la proyección de población.

#### **7.2.2 Floculación Planta Convencional N° 1 (180 L/s).**

El proceso de floculación de la planta N°1, es llevado a cabo por medio de floculadores hidráulicos tipo Alabama, cuyo método consiste en ubicar un codo en cada cámara para impulsar de forma ascendente el agua. *“Los codos deben colocarse de forma alternada, en una cámara a la derecha y en la que sigue a la izquierda para evitar cortocircuitos (es decir, que se interrumpa el sentido del flujo durante la floculación), en el fondo debe dejarse un desagüe conectado a un múltiple para permitir la extracción de los lodos. En cada muro o tabique debe dejarse una boca de drenaje”*<sup>33</sup>.

Según en RAS 2000, el número mínimo de cámaras con las que esta estructura debe contar es de 8. La velocidad en cada codo debe estar entre 0.2 m/s y 0.4 m/s; se recomienda instalar un dispositivo a la salida de cada codo, como una platina de orificio para regular el gradiente de velocidad y de esta manera evitar la ruptura del floc en los cambios de dirección.

El gradiente de velocidad debe estar entre  $20 \text{ s}^{-1}$  y  $70 \text{ s}^{-1}$  de acuerdo con el obtenido en la prueba de jarras y el tiempo de retención debe estar comprendido entre 20 y 40 minutos, este debe determinarse de acuerdo con las pérdidas hidráulicas<sup>34</sup>.

Para el diagnóstico y/o evaluación de la estructura, se tuvo en cuenta las condiciones hidráulicas para el año actual (2016), puesto que como se mencionó anteriormente, la planta fue diseñada para un periodo de 25 años y a la fecha ya se ha cumplido dicho periodo, donde el caudal con el cual se evaluará el floculador será el caudal con el que opera la planta actualmente, el cual es 180 L/s.

$$Q_{actual} = 180 \text{ L/s}$$

---

<sup>33</sup> Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000. Título C. Sistemas de Potabilización. Capítulo C.5 Floculación. Descripción de los procesos. Floculación.

<sup>34</sup> Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000. Título C. Sistemas de Potabilización.

La unidad de floculación está conformada por 3 floculadores en paralelo, cuyas dimensiones se presentan a continuación:

*Tabla 6. Dimensiones floculador planta convencional N°1.*

|                                     |             |
|-------------------------------------|-------------|
| Número de unidades de Floculación   | 3           |
| Número de cámaras por unidad        | 6           |
| Longitud cámaras 1,3,4,5,6 (m)      | 3.5         |
| Ancho cámaras 1,3,4,5,6 (m)         | 1           |
| Profundidad útil (m)                | 3.24        |
| Longitud cámara 2 (m)               | 3.5         |
| Ancho cámara 2 (m)                  | 1.64        |
| Medidas de tabiques deflectores (m) | 0.36 x 0.36 |

Fuente. Autor.

Para efectuar la respectiva evaluación, se tuvo en cuenta que el caudal que trata la planta se distribuye de manera uniforme por las 3 unidades, por lo que a cada unidad se le asigna el siguiente caudal:

$$Q_{por\ unidad} = \frac{180 \frac{L}{s}}{3} = 60\ L/s$$

Los principales parámetros a evaluar corresponden al gradiente de velocidad, velocidad en los tabiques deflectores y tiempo de retención.

#### - **Número de cámaras**

El RAS 2000 recomienda un número mínimo de ocho (8) cámaras. En este caso se cuenta con seis (6) cámaras. Por lo tanto no cumple con este criterio.

#### - **Velocidad en codos**

La velocidad según lo especifica el RAS 2000, debe estar entre 0.4 m/s y 0.2 m/s.

La velocidad se calcula mediante la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Dónde:

Q= Caudal que pasa por la cámara.

A= Área de la sección del codo.

El área de la sección del codo está dada por:

$$A = L * L$$

Dónde:

L= Longitud de cada lado de la sección del codo.

Como todas las cámaras tienen codos de iguales dimensiones, la velocidad será:

$$V = \frac{0.060 \text{ m}^3/s}{(0.36 \text{ m} * 0.36 \text{ m})} = 0.4629 \text{ m/s}$$

**NO CUMPLE**

#### - **Tiempo de retención**

El tiempo de retención se calculó para cada unidad. El RAS especifica que el tiempo de retención debe estar entre 20 y 40 minutos.

El tiempo de retención se calcula mediante la expresión:

$$T = \frac{Vol}{Q}$$

Dónde:

Vol= Volumen útil de la unidad.

Q= Caudal que pasa por la unidad.

El volumen por unidad está dado por:

$$Vol = n * B * L * h$$

Dónde:

n= Número de cámaras por unidad.

B= Ancho de cada cámara.

L= Largo de cada cámara.

h= Profundidad útil de cada cámara.

El volumen para las cámaras 1, 3, 4, 5,6 será:

$$Vol = 5 * 1 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 3.24 \text{ m} = 57 \text{ m}^3$$

El volumen para la cámara 2 será:

$$Vol = 1 * 1.64 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 3.24 \text{ m} = 19 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención será:

$$T = \frac{57 \text{ m}^3 + 19 \text{ m}^3}{0.060 \text{ m}^3/\text{s}} = 1267 \text{ s} = 21.1 \text{ min}$$

### **CUMPLE**

#### **- Gradiente de velocidad**

El RAS 2000 establece que este parámetro debe estar entre  $20 \text{ s}^{-1}$  y  $70 \text{ s}^{-1}$ .

La expresión para el cálculo del gradiente es:

$$G = \sqrt{\frac{g * hf}{\vartheta * T}}$$

Dónde:

$g$ = Aceleración de la gravedad ( $\text{cm}/\text{s}^2$ )

$hf$ = Perdidas (cm)

$\vartheta$ = Viscosidad cinemática del agua ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )

$T$ = Tiempo de retención (s)

El gradiente se calculó para la totalidad de la unidad. Para este caso se utilizó una temperatura del agua de  $20^\circ\text{C}$  con la cual se obtiene una viscosidad cinemática de  $0.01009 \text{ cm}^2/\text{s}$ .

#### **- Cálculo de pérdidas**

Las pérdidas se presentan en el tubo pasamuro, en el codo y en el orificio de salida del codo.

### Pérdidas en el tubo pasamuro.

Están dadas por la expresión:

$$h = \frac{\left(\frac{Q}{c*a}\right)^2}{(2 * g)}$$

Dónde:

Q= Caudal que pasa por el tubo pasamuro.

c= Coeficiente de descarga =0.8

a= Área del muro.

g= Aceleración de la gravedad.

Para este caso solo se tiene un solo tipo de dimensión en el codo. Se determinó la pérdida en el tubo pasamuro y se multiplicó por el número de cámaras a evaluar.

Pérdidas en tubo pasamuro:

$$h = 6 * \frac{\left(\frac{0.060 \text{ m}^3/\text{s}}{0.8*(0.36*0.36)}\right)^2}{\left(2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)} = 0.1024 \text{ m}$$

Pérdidas por orificio de salida del codo:

Como el orificio de salida del codo no cuenta con boquillas de reducción, el orificio de salida es igual al del codo. Por lo cual se tiene:

$$h = 6 * \frac{\left(\frac{0.060 \text{ m}^3/\text{s}}{0.65*(0.36*0.36)}\right)^2}{\left(2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)} = 0.1551 \text{ m}$$

Pérdidas totales= 0.1024 m + 0.1551m = 0.2575 m

Aplicando la expresión para determinar el gradiente, se tiene:

$$G = \sqrt{\frac{981 \frac{cm}{s^2} * 25.75 \text{ cm}}{0.01009 \frac{cm^2}{s} * 1267s}} = 44.4517 \text{ s}^{-1}$$

### **CUMPLE**

Otros parámetros a evaluar:

Según el documento del CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente), existen otros parámetros importantes para tener en cuenta en un floculador Alabama, como son:

- La profundidad total de la unidad debe ser de 3.0 m a 3.50 m, para que la altura del agua sobre los orificios sea por lo menos del orden de 2.40 m. (En este caso cumple)
- La relación ancho/largo de cada compartimento debe ser de 1 a 1.33. En este caso para las cámaras 1, 3, 4, 5 y 6 es:

$$\frac{3.50 \text{ m}}{1.00 \text{ m}} = 3.5$$

Para la cámara 2 la relación es:

$$\frac{3.50 \text{ m}}{1.64 \text{ m}} = 2.13$$

Se puede comprobar que este criterio no cumple para ninguna de las cámaras.

- La sección de cada compartimento se diseña con una tasa de 0.45 m<sup>2</sup> por cada 1000 m<sup>3</sup>/día. Para este caso el área de la sección estaría dada por:

$$\frac{(0.060 \frac{m^3}{s} * 0.45 \text{ m}^2)}{\frac{(1000 \text{ m}^3)}{(86400 \text{ s})}} = 2.3328 \text{ m}^2$$

Y la sección que se tiene es de 1.00 m \* 3.50 m = 3.5 m<sup>2</sup> para las cámaras 1, 3, 4, 5 y 6. Para la cámara 2 es de 1.64 m \* 3.50 m = 5.74 m<sup>2</sup>, de igual manera se puede verificar que tampoco cumple este criterio, ya que el área de las secciones está por encima del valor sugerido.

Teniendo en cuenta que este proceso cumple en la mayoría de parámetros, en otros no, y por eso se hace necesario diseñar una nueva unidad de floculación que cumpla con los parámetros de funcionamiento, como número de cámaras por unidad, velocidad en codos, tiempo de retención, gradiente de velocidad,

profundidad de la unidad y relación ancho/largo. Esto se hace para que el proceso funcione y preste un servicio de buena calidad a la población del municipio hasta el año al que sea proyectada.

### 7.2.3 Sedimentador Planta Convencional N° 1 (180 L/s).

El proceso de sedimentación de la planta convencional N°1, es llevado a cabo por 3 unidades de sedimentación de alta tasa y flujo ascendente, el tanque tiene forma rectangular, la forma en que se sedimentan las partículas de floc es de forma descendente, el tratamiento final para la remoción total del floc en este proceso lo realizan las placas planas de asbesto cemento, en las cuales se queda adherido el material floculento, ayudando a que en la parte superficial salga el agua ya clarificada.

Para la evaluación del sedimentador, se usó el caudal que actualmente trata:

$$Q = 180 \frac{L}{s} = 0.180 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{Por\ unidad} = \frac{180 \frac{L}{s}}{3} = 60 \frac{L}{s}$$

$$Q_{Por\ unidad} = 60 \frac{L}{s} = 0.060 \frac{m^3}{s}$$

#### - Tiempo de retención:

Según el RAS 2000, el tiempo de retención en sedimentadores de alta tasa, debe encontrarse entre 10 min y 15 min.

El cálculo del tiempo de retención se efectuó, con la siguiente expresión:

$$T = \frac{V}{Q}$$

Dónde:

V= Volumen de cada unidad de sedimentación.

Q = Caudal que trata la unidad.

Reemplazando:

$$T = \frac{45 \text{ m}^2 * 3.40 \text{ m}}{0,180 \text{ m}^3/\text{s} \times 60} = 14.16 \text{ min}$$

### **CUMPLE**

#### **- Profundidad:**

El RAS 200 establece que la profundidad del tanque debe estar entre 4.00 m y 5.50 m.

En este caso, la profundidad de cada tanque de sedimentación es de 3.40 m, la cual no estaría cumpliendo con este parámetro.

#### **- Carga superficial:**

El RAS establece en su título C, que la carga superficial de cada unidad debe estar entre 120 y 185 m<sup>3</sup>/ (m<sup>2</sup>.día) para placas angostas (de 1.20 m de alto por 2.40 m de ancho), como en este caso y de 200 a 300 m<sup>3</sup>/ (m<sup>2</sup>.día) para placas profundas (de 1.2 a 1.5 m de ancho por 2.4 a 3.2 m de profundidad).

La carga superficial se determinó mediante la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{Q}{A}$$

Dónde:

$C_s$  = Carga superficial actual de la unidad.

$Q$  = Caudal que trata cada unidad de sedimentación = 0.060 m<sup>3</sup>/s

$A$  = Área del sedimentador.

Entonces:



$$C_s = \frac{0.060 \frac{m^3}{s} * 86400 s}{45 m^2} = 115.2 \frac{m}{d}$$

**NO CUMPLE**

**- Número de Reynolds:**

El reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico (RAS 2000) expone que el número de Reynolds (Re) debe ser menor a 500, se recomienda un Reynolds menor a 250.

El número de Reynolds se establece mediante la siguiente expresión:

$$N_{RE} = \frac{V_o d}{v}$$

Dónde:

$V_o$  = Velocidad promedio.

$d$  = Separación entre placas = 0.05 m

$v$  = Viscosidad cinemática del agua a 20°C =  $1.003 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$

Cálculo de la velocidad promedio:

La velocidad promedio se calcula como sigue:

$$V_o = \frac{Q}{A \times \text{sen}\theta}$$

Dónde:

$Q$  = Caudal que trata cada unidad.

$A$  = Área de cada unidad de sedimentación.

Al reemplazar:

$$V_0 = \frac{0.060 \frac{m^3}{s} * 86400 s}{45 m^2 * \sin(60)} = 133 \frac{m}{d}$$

Se reemplaza en la fórmula del número de Reynolds:

$$N_{RE} = \frac{133 \frac{m}{d} * 0,05 m}{86400 s * 1,003 * 10^{-6} \frac{cm^2}{s}} = 76.73$$

**76.73 < 500 → Existe flujo laminar**

### **CUMPLE**

#### **- Sedimentadores con placas.**

Según el RAS 2000, para sedimentadores con placas debe tenerse en cuenta además lo siguiente:

- La inclinación de las placas debe ser de 55° a 60°; **Cumple** con este parámetro puesto que la inclinación de las placas es de 60°.
- El espacio entre las placas debe ser de 5 cm, en caso de emplear placas de asbesto - cemento el espesor de la placa debe ser de 8 mm a 10; **No cumple** con este parámetro, ya que la separación entre placas de A.C en este caso es de 5 cm.

#### **- Número de unidades:**

El RAS 200 menciona que para todos los niveles de complejidad del sistema, se debe contar con mínimo dos (2) unidades de sedimentación.

Para este caso **Cumple**, puesto que el sedimentador de la planta convencional N°1 cuenta con 3 unidades.

En la evaluación del sedimentador de la planta convencional N°1, se pudo evidenciar que este proceso cumple con algunos parámetros pero con otros no, por ello se hace necesario realizar el diseño de un nuevo sedimentador que cumpla con los parámetros mínimos para su funcionamiento y prestación de servicio a la comunidad, teniendo en cuenta el caudal de diseño de la proyección de población, la cual actualmente se ha cumplido.

#### **7.2.4 Filtración Planta Convencional N°1 (180 L/s).**

El proceso de filtración de la planta de potabilización del municipio se realiza por medio de cinco filtros. Según el RAS 2000 una planta de potabilización puede contar con filtros rápidos o lentos, en este caso, la planta de potabilización Guaitipan efectúa el proceso con cinco filtros de tipo rápido de flujo descendente y de medio dual.

La filtración es la etapa final luego de pasar por los procesos de coagulación o mezcla rápida, floculación y sedimentación.

El RAS establece que los medios filtrantes deben pasar por gravedad, no se aceptan filtros a presión para municipios. Las unidades de filtración se deben proyectar de manera que exista buena visibilidad al encargado del mantenimiento y de esta manera también facilitar el proceso de lavado. En esta caso todos los procesos se encuentran expuestos a la vista de los operadores, de esta manera se facilita la realización del mantenimiento de los mismos.

Adicionalmente, la composición del lecho filtrante puede ser de un solo medio, siendo este solo arena o solo antracita, o de medio dual, como lo es arena y antracita, o en su defecto, de lechos mezclados. El lecho con el que cuenta la planta está compuesto de arena, grava y antracita, es importante resaltar que el lavado de los filtros se realiza a diario, puesto que la empresa de servicios públicos de Pitalito considera conveniente en este periodo de tiempo.

Se realizó la evaluación teniendo en cuenta las dimensiones con las que se cuenta actualmente, el caudal de entrada actual y la granulometría.

##### **- Número de filtros**

$$N = 0.044\sqrt{Q}$$

Al reemplazar, se tiene:

$$N = 0.044\sqrt{5184 \text{ m}^3/\text{d}} = 3.17$$

El número mínimo de unidades de filtración es de 3, en la planta existen cinco, así que este parámetro cumple.

- **Carga superficial**

$$CS = \frac{Q}{A_f}$$

Dónde:

Q = Caudal que entra al filtro.

A<sub>f</sub> = Área superficial del filtro.

Medidas filtros= 3.00 m x 4.00 m = 12 m<sup>2</sup>

Reemplazando:

$$CS = \frac{5184 \text{ m}^3/d}{12 \text{ m}^2} = 432 \text{ m/d}$$

$$235 \text{ m/d} \geq 350 \text{ m/d} \geq 590 \text{ m/d} \quad 432 \text{ m/d}$$

**CUMPLE**

Para la evaluación de este proceso se tuvo en cuenta y se analizó la granulometría del lecho filtrante mixto (antracita y arena) que actualmente maneja la planta, la granulometría actual de la antracita y arena se muestra a continuación:

Tabla 7. Granulometría de la arena usada en el lecho mixto de los filtros de la planta convencional N°1.

| <b>GRANULOMETRÍA ARENA Y ANTRACITA</b> |                       |                            |                  |                                |                  |
|----------------------------------------|-----------------------|----------------------------|------------------|--------------------------------|------------------|
| <b>N° DE TAMIZ</b>                     | <b>Medida en (mm)</b> | <b>GRANULOMETRÍA ARENA</b> |                  | <b>GRANULOMETRÍA ANTRACITA</b> |                  |
|                                        |                       | <b>% que pasa</b>          | <b>%retenido</b> | <b>% que pasa</b>              | <b>%retenido</b> |
| 4                                      | 4,75                  | 62,5                       | 37,5             | 76,5                           | 23,5             |
| 6                                      | 3,35                  | 57,6                       | 4,4              | 62,3                           | 7,2              |
| 14                                     | 1,4                   | 56,4                       | 2,3              | 58,7                           | 5,4              |
| 16                                     | 1,18                  | 54,2                       | 0,3              | 55,4                           | 2,6              |
| 18                                     | 1,00                  | 53,7                       | 3,4              | 47,6                           | 0,7              |
| 20                                     | 0,85                  | 41,6                       | 10,4             | 32,8                           | 4,4              |
| 30                                     | 0,60                  | 15,3                       | 26,4             | 18,2                           | 12,5             |
| 40                                     | 0,425                 | 9,4                        | 7                | 8,4                            | 26,3             |
| 50                                     | 0,30                  | 2,5                        | 6,1              | 3,3                            | 10,6             |
| 70                                     | 0,212                 | 1,5                        | 0,5              | 1,3                            | 3,8              |
| 100                                    | 0,150                 | 0,6                        | 1,2              | 0,4                            | 2,7              |
| <b>FONDO</b>                           |                       | <b>0</b>                   | <b>0,4</b>       | <b>0</b>                       | <b>0,2</b>       |

Fuente. Suministrado por Empresa de servicios públicos de Pitalito, Empitalito E.S.P

De acuerdo con la tabla anterior, la arena y antracita con las que está conformado el lecho no cuentan con los tamaños requeridos para que funcione como material que conforma el lecho mixto. Adicional a ello, el material no tiene una granulometría uniforme, por lo que no es recomendable para usarse en filtración. De acuerdo con lo anterior se hace necesario rediseñar las unidades de filtración, teniendo como referencia los valores teóricos y tamaños ideales para la conformación de un lecho mixto.

Tabla 8. Granulometría típica para un lecho mixto.

| Tamiz | Abertura mm | % QUE PASA |        |
|-------|-------------|------------|--------|
|       |             | Carbón     | Arena  |
| 4     | 4,760       | 99-100     |        |
| 6     | 3,360       | 95-100     |        |
| 14    | 1,410       | 60-100     |        |
| 16    | 1,168       | 30-100     |        |
| 18    | 1,000       | 0-50       |        |
| 20    | 0,833       | 0-5        | 96-100 |
| 30    | 0,589       |            | 70-90  |
| 40    | 0,417       |            | 0-10   |
| 50    | 0,295       |            | 0-5    |

Fuente. ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Purificación del Agua, cuadro 6.8, Pág. 225.

### 7.2.5 Floculación Planta Convencional N° 2 (70 L/s).

El proceso de floculación de la planta N°2 es llevado a cabo por medio de floculadores hidráulicos tipo Alabama, cuyo método consiste en ubicar un codo en cada cámara para impulsar de forma ascendente el agua. Los codos deben colocarse de forma alternada, en una cámara a la derecha y en la que sigue a la izquierda para evitar cortocircuitos, en el fondo debe dejarse un desagüe conectado a un múltiple para permitir la extracción de los lodos. En cada muro o tabique debe dejarse una boca de drenaje.

El gradiente de velocidad debe estar entre  $20 \text{ s}^{-1}$  y  $70 \text{ s}^{-1}$  de acuerdo con la obtenida en la prueba de jarras y el tiempo de retención debe estar comprendido entre 20 y 40 minutos, este debe determinarse de acuerdo con las pérdidas hidráulicas.

Según en RAS 2000, el número mínimo de cámaras con las que esta estructura debe contar es de 8. La velocidad en cada codo debe estar entre  $0.2 \text{ m/s}$  y  $0.4 \text{ m/s}$ , se recomienda instalar un dispositivo a la salida de cada codo, como una platina de orificio para regular el gradiente de velocidad y de esta manera evitar la ruptura del floc en los cambios de dirección.

Para el diagnóstico y/o evaluación de la estructura, se tuvo en cuenta las condiciones hidráulicas para el año actual (2016) donde el caudal con el cual se evaluará el floculador será el caudal con el que opera la planta actualmente, el cual es 70 L/s

$$Q_{actual} = 70 \text{ L/s}$$

La unidad de floculación está conformada por 2 floculadores en paralelo, cuyas dimensiones se presentan a continuación:

*Tabla 9. Dimensiones floculador planta convencional N°2.*

|                                     |             |
|-------------------------------------|-------------|
| Número de unidades de Floculación   | 2           |
| Número de cámaras por unidad        | 9           |
| Longitud cámaras (m)                | 2.28        |
| Ancho cámaras (m)                   | 2.26        |
| Profundidad útil (m)                | 2.08        |
| Medidas de tabiques deflectores (m) | 0.38 x 0.38 |

Fuente. Autor.

Para efectuar la respectiva evaluación, se tuvo en cuenta que el caudal que trata la planta se distribuye de manera uniforme por las 2 unidades, por lo que a cada unidad se le asigna el siguiente caudal:

$$Q_{por\ unidad} = \frac{70 \frac{L}{s}}{2} = 35 \text{ L/s}$$

Los principales parámetros a evaluar corresponden al gradiente de velocidad, velocidad en los tabiques deflectores y tiempo de retención.

#### - **Número de cámaras**

El RAS 2000 recomienda un número mínimo de ocho (8) cámaras. En este caso se cuenta con nueve (9) cámaras. Por lo tanto cumple con este criterio.

#### - **Velocidad en codos**

La velocidad según lo especifica el RAS 2000, debe estar entre 0.4 m/s y 0.2 m/s.

La velocidad se calcula mediante la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Dónde:

Q= Caudal que pasa por la cámara.

A= Área de la sección del codo.

El área de la sección del codo está dada por:

$$A = L * L$$

Dónde:

L= Longitud de cada lado de la sección del codo.

Como todas las cámaras tienen codos de iguales dimensiones, la velocidad será:

$$V = \frac{0.035 \text{ m}^3/\text{s}}{(0.38 \text{ m} * 0.35 \text{ m})} = 0.2423 \text{ m/s}$$

**CUMPLE**

#### - **Tiempo de retención**

El tiempo de retención se calculó para cada unidad. El RAS especifica que el tiempo de retención debe estar entre 20 y 40 minutos.

El tiempo de retención se calcula mediante la expresión:

$$T = \frac{Vol}{Q}$$

Dónde:

Vol= Volumen útil de la unidad.

Q= Caudal que pasa por la unidad.

El volumen por unidad está dado por:

$$Vol = n * B * L * h$$

Dónde:

n= Número de cámaras por unidad.

B= Ancho de cada cámara.

L= Largo de cada cámara.

h= Profundidad útil de cada cámara.

Como todas las cámaras son de iguales dimensiones, el volumen de éstas será:

$$Vol = 9 * 2.26 \text{ m} * 2.28 \text{ m} * 2.08 \text{ m} = 96.46 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención será:

$$T = \frac{96.47 \text{ m}^3}{0.035 \text{ m}^3/\text{s}} = 2756 \text{ s} = 46 \text{ min}$$

**NO CUMPLE**

**- Gradiente de velocidad**

El RAS 2000 establece que este parámetro debe estar entre  $20 \text{ s}^{-1}$  y  $70 \text{ s}^{-1}$ .

La expresión para el cálculo del gradiente es:

$$G = \sqrt{\frac{g * hf}{\vartheta * T}}$$

Dónde:

$g$ = Aceleración de la gravedad ( $\text{cm}/\text{s}^2$ )

$hf$ = Perdidas (cm)

$\vartheta$ = Viscosidad cinemática del agua ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )

$T$ = Tiempo de retención (s)

El gradiente se calculó para la totalidad de la unidad. Para este caso se asumió una temperatura del agua de  $20^\circ\text{C}$  con la cual se obtiene una viscosidad cinemática de  $0.01009 \text{ cm}^2/\text{s}$ .

**- Cálculo de perdidas**

Las pérdidas se presentan en el tubo pasamuro, en el codo y en el orificio de salida.

**Perdidas en el tubo pasamuro.**

Están dadas por la expresión:



$$h = \frac{\left(\frac{Q}{c*a}\right)^2}{(2 * g)}$$

Dónde:

Q= Caudal que pasa por el tubo pasamuro.

c= Coeficiente de descarga =0.8

a= Área del tubo pasamuro.

g= Aceleración de la gravedad.

Para este caso solo se tiene un solo tipo de dimensión en el codo. Se determinó la pérdida en el tubo pasamuro y se multiplicó por el número de cámaras a evaluar.

Perdidas en tubo pasamuro:

$$h = 9 * \frac{\left(\frac{0.035 \text{ m}^3}{0.8*(0.38*0.38)}\right)^2}{\left(2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)} = 0.04210 \text{ m}$$

Perdidas por orificio de salida del codo:

Como el orificio de salida del codo no cuenta con boquillas de reducción, el orificio de salida es igual al del codo. Por lo cual se tiene:

$$h = 9 * \frac{\left(\frac{0.035 \text{ m}^3}{0.65*(0.38*0.38)}\right)^2}{\left(2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)} = 0.06378 \text{ m}$$

Pérdidas totales= 0.04210 m + 0.06378m = 0.1058 m

Aplicando la expresión para determinar el gradiente, se tiene:

$$G = \sqrt{\frac{981 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2} * 10.58 \text{ cm}}{0.01009 \frac{\text{cm}^2}{\text{s}} * 2756 \text{ s}}} = 19.32 \text{ s}^{-1}$$

**NO CUMPLE**

Otros parámetros a evaluar:

Como se mencionó en la evaluación del floculador N°2, existen otros parámetros importantes para tener en cuenta en un floculador tipo Alabama los cuales se encuentran expuestos en el documento CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente).

- La profundidad total de la unidad debe ser de 3.0 m a 3.50 m, para que la altura del agua sobre los orificios sea por lo menos del orden de 2.40 m. (En este caso no cumple)
- La relación ancho/largo de cada compartimento debe ser de 1 a 1.33. En este caso es:

$$\frac{2.26 \text{ m}}{2.28 \text{ m}} = 1.0$$

Se puede comprobar que este criterio cumple para la totalidad de las cámaras, ya que c/u tiene las mismas dimensiones.

- La sección de cada compartimento se diseña con una tasa de  $0.45 \text{ m}^2$  por cada  $1000 \text{ m}^3/\text{día}$ . Para este caso el área de la sección estaría dada por:

$$\frac{(0.035 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 0.45 \text{ m}^2)}{\frac{(1000 \text{ m}^3)}{(86400 \text{ s})}} = 1.36 \text{ m}^2$$

Y la sección que se tiene es de  $2.26 \text{ m} * 2.28 \text{ m} = 5.15 \text{ m}^2$ , de igual manera se puede verificar que tampoco cumple este criterio, ya que el área de la sección está por encima del valor sugerido.

#### 7.2.6 Sedimentador Planta Convencional N° 2 (70 L/s).

El proceso de sedimentación de la planta convencional N°2, es llevado a cabo por 2 unidades de sedimentación de alta tasa, cada tanque tiene forma rectangular, la manera en que se sedimentan las partículas de floc es de forma descendente, el tratamiento final para la remoción total del floc en este proceso lo realizan las placas planas de asbesto cemento, en las cuales se queda adherido el material floculento, ayudando a que en la parte superficial salga el agua ya clarificada.

Para la evaluación del sedimentador, se usó el caudal que actualmente trata:

$$Q = 70 \frac{\text{L}}{\text{s}} = 0.070 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{Por\ unidad} = \frac{70 \frac{L}{s}}{3} = 35 \frac{L}{s}$$

$$Q_{Por\ unidad} = 35 \frac{L}{s} = 0.035 \frac{m^3}{s}$$

- **Tiempo de retención:**

Según el RAS 2000, el tiempo de retención en sedimentadores de alta tasa, debe encontrarse entre 10 min y 15 min.

El cálculo del tiempo de retención se efectuó, con la siguiente expresión:

$$T = \frac{V}{Q}$$

Dónde:

V= Volumen de cada unidad de sedimentación.

Q = Caudal que trata cada unidad = 0.035 m<sup>3</sup>/s

Reemplazando:

$$T = \frac{50.2\ m^2 * 4.03\ m}{0,035 \frac{m^3}{s} \times 60} = 96.33\ min$$

**NO CUMPLE**

- **Profundidad:**

El RAS 200 establece que la profundidad del tanque debe estar entre 4.00 m y 5.50 m.

En este caso, la profundidad de cada tanque de sedimentación es de 4.03 m, la cual estaría cumpliendo con este parámetro.

- **Carga superficial:**

El RAS establece en su título C, que la carga superficial de cada unidad debe estar entre 120 y 185 m<sup>3</sup>/ (m<sup>2</sup>.día) para placas angostas (de 1.20 m de alto por 2.40 m de ancho), como en este caso y de 200 a 300 m<sup>3</sup>/ (m<sup>2</sup>.día) para placas profundas (de 1.2 a 1.5 m de ancho por 2.4 a 3.2 m de profundidad).

La carga superficial se determinó mediante la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{Q}{A}$$

Dónde:

C<sub>s</sub> = Carga superficial actual de la unidad.

Q = Caudal que trata cada unidad de sedimentación = 0.060 m<sup>3</sup>/s

A = Área del sedimentador.

Entonces:

$$C_s = \frac{0.035 \frac{m^3}{s} * 86400 s}{50.2 m^2} = 60.23 \frac{m}{d}$$

**NO CUMPLE**

- **Número de Reynolds:**

El reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico (RAS 2000) expone que el número de Reynolds (Re) debe ser menor a 500, se recomienda un Reynolds menor a 250.

El número de Reynolds se establece mediante la siguiente expresión:

$$N_{RE} = \frac{V_o d}{\nu}$$

Dónde:

$V_o$  = Velocidad promedio.

$d$  = Separación entre placas = 0.05 m

$\nu$  = Viscosidad cinemática del agua a 20°C =  $1.003 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{s}$

Cálculo de la velocidad promedio:

La velocidad promedio se calcula como sigue:

$$V_o = \frac{Q}{A \times \sin \theta}$$

Dónde:

$Q$  = Caudal que trata cada unidad.

$A$  = Área de cada unidad de sedimentación.

Al reemplazar:

$$V_o = \frac{0.035 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400 \text{ s}}{50.2 \text{ m}^2 \times \sin(60)} = 69.55 \frac{\text{m}}{\text{d}}$$

Se reemplaza en la fórmula del número de Reynolds:

$$N_{RE} = \frac{69.55 \frac{\text{m}}{\text{d}} \times 0.05 \text{ m}}{86400 \text{ s} \times 1.003 \times 10^{-6} \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}} = 40.12$$

**40.12 < 500 → Existe flujo laminar**

### **CUMPLE**

- **Sedimentadores con placas.**

Según el RAS 2000, para sedimentadores con placas debe tenerse en cuenta además lo siguiente:

- La inclinación de las placas debe ser de 55° a 60°; **Cumple** con este parámetro puesto que la inclinación de las placas es de 60°.
- El espacio entre las placas debe ser de 5 cm, en caso de emplear placas de asbesto - cemento el espesor de la placa debe ser de 8 mm a 10; **No cumple** con este parámetro, ya que la separación entre placas de A.C en este caso es de 5 cm.

- **Número de unidades:**

El RAS 200 menciona que para todos los niveles de complejidad del sistema, se debe contar con mínimo dos (2) unidades de sedimentación.

Para este caso **Cumple**, puesto que el sedimentador de la planta convencional N°2 cuenta con 2 unidades.

En la evaluación del sedimentador de la planta convencional N°2, se pudo evidenciar que este proceso cumple con algunos parámetros pero con otros no, por ello se hace necesario realizar el diseño de un nuevo sedimentador que cumpla con los parámetros mínimos para su funcionamiento y prestación de servicio a la comunidad, teniendo en cuenta el caudal de diseño de la proyección de población, la cual actualmente se ha cumplido.

#### **7.2.7 Filtración Planta Convencional N°2 (70 L/s).**

El proceso de filtración de la planta de potabilización del municipio se realiza por medio de cuatro filtros. Según el RAS 2000 una planta de potabilización puede contar con filtros rápidos o lentos, en este caso, la planta de potabilización Guaitipan efectúa el proceso con cuatro filtros de tipo rápido de flujo descendente y de medio dual.

La filtración es la etapa final luego de pasar por los procesos de coagulación o mezcla rápida, floculación y sedimentación.

El RAS establece que los medios filtrantes deben pasar por gravedad, no se aceptan filtros a presión para municipios. Las unidades de filtración se deben proyectar de

manera que exista buena visibilidad al encargado del mantenimiento y de esta manera también facilitar el proceso de lavado. En esta caso todos los procesos se encuentran expuestos a la vista de los operadores, de esta manera se facilita la realización del mantenimiento de los mismos.

Adicionalmente, la composición del lecho filtrante puede ser de un solo medio, siendo este solo arena o solo antracita, o de medio dual, como lo es arena y antracita, o en su defecto, de lechos mezclados. El lecho con el que cuenta la planta está compuesto de arena, grava y antracita, es importante resaltar que el lavado de los filtros se realiza a diario, puesto que la empresa de servicios públicos de Pitalito considera conveniente en este periodo de tiempo.

Se realizó la evaluación teniendo en cuenta las dimensiones con las que se cuenta actualmente, el caudal de entrada actual y la granulometría.

#### - Número de filtros

$$N = 0.044\sqrt{Q}$$

Al reemplazar, se tiene:

$$N = 0.044\sqrt{3024 \text{ m}^3/d} = 2.42$$

El número mínimo de unidades de filtración es de 3, el número de unidades que arroja el cálculo es de 3, en la planta existen cuatro, así que este parámetro cumple.

#### - Carga superficial

$$CS = \frac{Q}{A_f}$$

Dónde:

Q = Caudal que entra al filtro.

$A_f$  = Área superficial del filtro.

Medidas filtros= 5.09 m x 3.49 m = 17.77 m<sup>2</sup>

Reemplazando:

$$CS = \frac{3024 \text{ m}^3/d}{17.77 \text{ m}^2} = 170 \text{ m/d}$$

$$235 \text{ m/d} \geq 350 \text{ m/d} \geq 590 \text{ m/d} \quad 170 \text{ m/d}$$

**NO CUMPLE**

Para la evaluación de este proceso se tuvo en cuenta y se analizó la granulometría del lecho filtrante mixto (antracita y arena) que actualmente maneja la planta, la cual es la misma que la de los filtros de la planta N°1. La granulometría actual de la arena se muestra a continuación:

*Tabla 10. Granulometría de la arena usada en el lecho mixto de los filtros de la planta convencional N°2.*

| <b>GRANULOMETRÍA ARENA Y ANTRACITA</b> |                       |                            |                  |                                |                  |
|----------------------------------------|-----------------------|----------------------------|------------------|--------------------------------|------------------|
| <b>N° DE TAMIZ</b>                     | <b>Medida en (mm)</b> | <b>GRANULOMETRÍA ARENA</b> |                  | <b>GRANULOMETRÍA ANTRACITA</b> |                  |
|                                        |                       | <b>% que pasa</b>          | <b>%retenido</b> | <b>% que pasa</b>              | <b>%retenido</b> |
| 4                                      | 4,75                  | 62,5                       | 37,5             | 76,5                           | 23,5             |
| 6                                      | 3,35                  | 57,6                       | 4,4              | 62,3                           | 7,2              |
| 14                                     | 1,4                   | 56,4                       | 2,3              | 58,7                           | 5,4              |
| 16                                     | 1,18                  | 54,2                       | 0,3              | 55,4                           | 2,6              |
| 18                                     | 1,00                  | 53,7                       | 3,4              | 47,6                           | 0,7              |
| 20                                     | 0,85                  | 41,6                       | 10,4             | 32,8                           | 4,4              |
| 30                                     | 0,60                  | 15,3                       | 26,4             | 18,2                           | 12,5             |
| 40                                     | 0,425                 | 9,4                        | 7                | 8,4                            | 26,3             |
| 50                                     | 0,30                  | 2,5                        | 6,1              | 3,3                            | 10,6             |
| 70                                     | 0,212                 | 1,5                        | 0,5              | 1,3                            | 3,8              |
| 100                                    | 0,150                 | 0,6                        | 1,2              | 0,4                            | 2,7              |
| <b>FONDO</b>                           |                       | <b>0</b>                   | <b>0,4</b>       | <b>0</b>                       | <b>0,2</b>       |

*Fuente. Suministrado por Empresa de servicios públicos de Pitalito, Empitalito E.S.P*

De acuerdo a la tabla anterior, la arena y antracita con las que está conformado el lecho no cuenta con los tamaños requeridos para que funcione como material que conforma el lecho mixto. Adicional a ello, el material no tiene una granulometría uniforme, por lo que no es recomendable para usarse en filtración.



Tabla 11. Granulometría típica para un lecho mixto.

| Tamiz | Abertura mm | % QUE PASA |        |
|-------|-------------|------------|--------|
|       |             | Carbón     | Arena  |
| 4     | 4,760       | 99-100     |        |
| 6     | 3,360       | 95-100     |        |
| 14    | 1,410       | 60-100     |        |
| 16    | 1,168       | 30-100     |        |
| 18    | 1,000       | 0-50       |        |
| 20    | 0,833       | 0-5        | 96-100 |
| 30    | 0,589       |            | 70-90  |
| 40    | 0,417       |            | 0-10   |
| 50    | 0,295       |            | 0-5    |

Fuente. ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Purificación del Agua, cuadro 6.8, Pág. 139.

De acuerdo a lo anterior se hace necesario rediseñar las unidades de filtración, teniendo como referencia los valores teóricos y tamaños ideales para la conformación de un lecho mixto.

### 7.2.8 Resultado de las características físico-químicas para el análisis del agua

Para conocer las condiciones físico-químicas actuales a la entrada y salida de la planta fue necesario realizar análisis de calidad del agua que permitan conocer si los resultados cumplen o no con la normatividad vigente para ello. Los análisis fueron realizados por el laboratorio ANALQUIM LTDA de la ciudad de Bogotá D.C prestando el servicio a la empresa de servicios públicos de Pitalito (Epitalito E.S.P) y al Consorcio Aguas del Huila, los resultados se exponen a continuación.

Tabla 12. Resultados de laboratorio análisis de agua a la entrada de la planta.

| RESULTADOS ANALISIS DE AGUA A LA ENTRADA DE LA PLANTA |                            |                      |              |                           |
|-------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------|--------------|---------------------------|
| ENSAYO                                                | FECHA REALIZACIÓN ANALISIS | TECNICA DE ANALISIS  | REFERENCIA   | RESULTADO                 |
| pH                                                    | 07-abr-14                  | Electrométrico       | SM 4500-H +B | 6,69 Unidades             |
| Dureza Total                                          | 08-abr-14                  | Volumétrico con EDTA | SM 2340 C    | 26 mg/L CaCO <sub>3</sub> |
| Color                                                 | 08-abr-14                  | Comparación visual   | SM 2120 B    | 48 UPC                    |
| Turbiedad                                             | 08-abr-14                  | Nefelométrico        | SM 2130 B    | 96,1 UNT                  |
| Hierro Total                                          | 23-abr-14                  | A.A de Llama         | SM 3111 B    | 1,53 mg/L Fe              |

Fuente. Archivo propio.

Tabla 13. Resultados de laboratorio análisis de agua tratada.

| RESULTADOS ANALISIS DE AGUA TRATADA |                            |                      |              |                           |
|-------------------------------------|----------------------------|----------------------|--------------|---------------------------|
| ENSAYO                              | FECHA REALIZACIÓN ANALISIS | TECNICA DE ANALISIS  | REFERENCIA   | RESULTADO                 |
| pH                                  | 07-abr-14                  | Electrométrico       | SM 4500-H +B | 6,84 Unidades             |
| Dureza Total                        | 08-abr-14                  | Volumétrico con EDTA | SM 2340 C    | 26 mg/L CaCO <sub>3</sub> |
| Color                               | 08-abr-14                  | Comparación visual   | SM 2120 B    | 5 UPC                     |
| Turbiedad                           | 08-abr-14                  | Nefelométrico        | SM 2130 B    | 0,9 UNT                   |
| Hierro Total                        | 23-abr-14                  | A.A de Llama         | SM 3111 B    | <0,1 mg/L                 |

Fuente. Archivo propio.

Con base en la resolución 2115 de 2007, en la cual se exponen las características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano, donde también se plasman los valores máximos permisibles para el agua de consumo humano, los cuales se compararon con los datos de las tablas anteriores.

Tabla 14. Comparación entre resultados arrojados por el análisis de agua tratada y los valores máximos permitidos por la resolución 2115 de 2007.

| ENSAYO       | RESULTADO AGUA TRATADA    | VALOR MÁXIMO PERMITIDO (RES 2115 DE 2007) | COMPARACIÓN CON LA NORMA                                                                                                                                                                                                                            |
|--------------|---------------------------|-------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| pH           | 6,84 Unidades             | 6,5-9,0 Unidades                          | La muestra de agua tratada arroja un valor de 6,84 Unidades, lo que nos indica que si está cumpliendo con respecto a la norma, puesto que se encuentra en el rango permisible para este parámetro.                                                  |
| Dureza Total | 26 mg/L CaCO <sub>3</sub> | 300 mg/L CaCO <sub>3</sub>                | La dureza según el resultado arrojado por el análisis de laboratorio es de 26 mg/L, el máximo admisible por la resolución 2115 de 2007 es de 300 mg/L, lo que nos indica que cumple.                                                                |
| Color        | 5 UPC                     | 15 UPC                                    | El color, cuando se habla de agua tratada se refiere al color verdadero, como se puede evidenciar el valor obtenido en el análisis de laboratorio es de 5 UPC y el establecido por la resolución 2115 de 2007 es de 15 UPC, por consecuente cumple. |
| Turbiedad    | 0,9 UNT                   | 2,0 UNT                                   | Para el caso de la turbiedad, el valor arrojado por el análisis para el agua tratada es de 0,9 UNT y el que exige la norma es máximo 2,0 UNT para el cual está cumpliendo.                                                                          |

|                     |           |          |                                                                                                                                                                                                                               |
|---------------------|-----------|----------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Hierro Total</b> | <0,1 mg/L | 0,3 mg/L | El valor máximo permitido en la resolución 2115 de 2007 para el Hierro Total es de 0,3 mg/L y el que se obtuvo en el análisis del laboratorio para el agua tratada fue menor a 0,1 mg/L, indicando que es un valor permitido. |
|---------------------|-----------|----------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

*Fuente. Autor.*

Los resultados de laboratorio para el análisis de calidad del agua, se encuentran en los anexos al final del documento.

### 7.3 PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA DEL MUNICIPIO DE PITALITO HUILA.

#### 7.3.1 Determinación del nivel de complejidad del sistema y proyección de población.

Para realizar la nueva proyección, es necesario determinar el nivel de complejidad en el que se encuentra el municipio, para ello nos remitimos a la tabla A.3.1 del RAS 2000.

*Tabla 15. Asignación del nivel de complejidad del sistema.*

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

**Notas :** (1) Proyectado al periodo de diseño, incluida la población flotante.

(2) Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP.

*Fuente. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS- 2000). Título A. Tabla A.3.1.*

De acuerdo al Artículo 2 de la Resolución 2320 de Noviembre de 2009, que modifica algunos aspectos a la Resolución 1096 de 17 de Noviembre de 2000 que adopta el RAS 2000, se establece que para el nivel de complejidad Alto, el período de diseño es de 30 años. Teniendo en cuenta que el año 2016 corresponde a la etapa de diagnóstico y diseño y que por lo tanto el sistema entrará en funcionamiento para el próximo año (2017), la proyección de la población y de los caudales de diseño se hará hasta el año 2046.

Es necesario saber el periodo de diseño máximo en años, teniendo en cuenta el nivel de complejidad del sistema nos remitimos a la tabla 10 de la resolución 2320 de 2009.

Tabla 16. Periodo de diseño máximo expresado en años.

| Nivel de Complejidad del Sistema | Período de diseño máximo |
|----------------------------------|--------------------------|
| Bajo, Medio y Medio alto         | 25 años                  |
| Alto                             | 30 años                  |

Fuente. Resolución 2320 de 2009. Tabla 10. Periodo de diseño máximo.

Al tener el nivel de complejidad del sistema (Alto), se puede ver que el periodo máximo de diseño para el municipio de Pitalito es de 30 años, es decir hasta el año 2046.

Cálculo de Población.

Tabla 17. Censos poblacionales correspondientes a la cabecera del municipio de Pitalito Huila.

| AÑO DE CENSO | POBLACIÓN |
|--------------|-----------|
| 24-10-1973   | 15183     |
| 12-10-1985   | 27931     |
| 24-10-1993   | 39509     |
| 30-06-2005   | 59893     |

Fuente. Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE).

Para el cálculo de la proyección de población se tuvo en cuenta los 3 métodos más relevantes, como lo son, método aritmético, geométrico y exponencial, esto debido a que se cuenta con un nivel de complejidad alto, además al realizarlo con los tres métodos nos genera una mayor exactitud en los valores obtenidos de población y demanda.

Tabla 18. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad del sistema.

| Método por emplear                            | Nivel de Complejidad del Sistema |       |            |      |
|-----------------------------------------------|----------------------------------|-------|------------|------|
|                                               | Bajo                             | Medio | Medio alto | Alto |
| Aritmético, Geométrico y exponencial          | X                                | X     |            |      |
| Aritmético + Geométrico + exponencial + otros |                                  |       | X          | X    |
| Por componentes (demográfico)                 |                                  |       | X          | X    |
| Detallar por zonas y detallar densidades      |                                  |       | X          | X    |

Fuente. Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000. Título B. Tabla B.2.1

### Método Aritmético

El método aritmético supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración, sin embargo el uso de éste método para proyectar la población tiene

ciertas implicaciones. Desde el punto de vista analítico tiene incrementos absolutos constantes lo que demográficamente no se cumple ya que por lo general las poblaciones no aumentan numéricamente sus efectivos en la misma magnitud a lo largo del tiempo. Por lo general, este método se utiliza para proporciones en plazos de tiempo muy cortos.

Para efectuar el cálculo, se realiza de la siguiente forma:

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

Dónde=

$P_f$  = Población (habitantes) correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población.

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

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

$T_{uc}$  = Año correspondiente al último año censado con información.

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

$T_f$  = Año al cual se requiere proyectar la información.

- Ejemplo de cálculo para el año 2016:

Tabla 19. Tasa de crecimiento método aritmético.

|                 | Tasa de Crecimiento<br>Metodo Aritmetico |
|-----------------|------------------------------------------|
|                 | 1397,19                                  |
|                 | 1598,10                                  |
|                 | 1698,67                                  |
| <b>Promedio</b> | 1564,65                                  |

Fuente. Autor.

$$P_f = 59893 \text{ hab} + \frac{59893 \text{ hab} - 15183 \text{ hab}}{2005 - 1973} * (2016 - 2005) = 75262.0625 \approx 75263 \text{ hab.}$$

## Método Geométrico

El método Geométrico, supone que la población aumenta de manera constante y proporcionalmente a su volumen cambiante. Este método es útil en poblaciones que muestren una significativa actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y

que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea para el cálculo es:

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

Dónde:

r= Tasa de crecimiento anual en forma decimal.

Las demás variables se definen igual que el método anterior. La tasa de crecimiento anual se calcula de la siguiente manera:

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

- Ejemplo de cálculo para el año 2016:

$$r = \left( \frac{59893 \text{ hab}}{15183 \text{ hab}} \right)^{\frac{1}{(2005 - 1973)}} - 1 = 0.0438$$

$$r = \left( \frac{59893 \text{ hab}}{27931 \text{ hab}} \right)^{\frac{1}{(2005 - 1985)}} - 1 = 0.0389$$

$$r = \left( \frac{59893 \text{ hab}}{39509 \text{ hab}} \right)^{\frac{1}{(2005 - 1993)}} - 1 = 0.0353$$

Tabla 20. Tasa De crecimiento método geométrico.

| Tasa de Crecimiento<br>Método Geométrico |        |
|------------------------------------------|--------|
|                                          | 0,0438 |
|                                          | 0,0389 |
|                                          | 0,0353 |
| <b>Promedio</b>                          | 0,039  |

Fuente. Autor.

$$P_f = 59893 \text{ hab} (1 + 0.039)^{2016 - 2005} = 91547 \text{ hab.}$$

## Método Exponencial

El crecimiento de la población en forma geométrica o exponencial, supone que la población crece a una tasa constante, es decir, aumenta de forma proporcional en cada periodo de tiempo.

La utilización de este método requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población. Se recomienda su

aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y poseen abundantes áreas de expansión. La ecuación empleada por este método es la siguiente:

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

Dónde:

K= tasa de crecimiento de la población, la cual se calcula como el promedio de las tasas calculadas, así:

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

Dónde:

P<sub>cp</sub> = Población del censo posterior.

P<sub>ca</sub> = Población del censo anterior.

T<sub>cp</sub> = Año correspondiente al censo posterior.

T<sub>ca</sub> = Año correspondiente al censo anterior.

Ln = Logaritmo natural o neperiano.

- Ejemplo de cálculo para el año 2016:

$$k = \frac{\ln(27931 \text{ hab}) - \ln(15183 \text{ hab})}{(1985 - 1973)} = 0.0508$$

$$k = \frac{\ln(39509 \text{ hab}) - \ln(27931 \text{ hab})}{(1993 - 1985)} = 0.0433$$

$$k = \frac{\ln(59893 \text{ hab}) - \ln(39509 \text{ hab})}{(2005 - 1993)} = 0.0347$$

Tabla 21. Tasa de crecimiento método exponencial.

| Tasa de Crecimiento<br>Método Exponencial |              |
|-------------------------------------------|--------------|
|                                           | 0,0508       |
|                                           | 0,0433       |
|                                           | 0,0347       |
| <b>Promedio</b>                           | <b>0,043</b> |

Fuente. Autor.

$$P_f = 59893 \text{ hab} * e^{0.043*(2016-2005)} = 96052 \text{ hab.}$$

Teniendo en cuenta la tabla 10 de la resolución 2320 de 2009, en la que se establece la proyección en años de la población del municipio de Pitalito, la cual es de 30 años, y para ello se realizó el cálculo por los tres métodos como los ejemplos de cálculo anteriores hasta el año 2046.

A continuación se muestran los resultados del cálculo de la población por los tres métodos, el redondeo del valor obtenido y el promedio de estos hasta el año 2046.

Tabla 22. Proyección de la población de Pitalito para el año 2046.

| Año de Proyección | Método      |          |             |          |             |          |          |
|-------------------|-------------|----------|-------------|----------|-------------|----------|----------|
|                   | Aritmetico  | Redondeo | Geometrico  | Redondeo | Exponencial | Redondeo | Promedio |
| 2016              | 75262,0625  | 75263    | 91546,378   | 91547    | 96051,16045 | 96052    | 87621    |
| 2017              | 76659,25    | 76660    | 95146,43903 | 95147    | 100265,26   | 100266   | 90691    |
| 2018              | 78056,4375  | 78057    | 98888,07245 | 98889    | 104664,2468 | 104665   | 93871    |
| 2019              | 79453,625   | 79454    | 102776,8456 | 102777   | 109256,2325 | 109257   | 97163    |
| 2020              | 80850,8125  | 80851    | 106818,5447 | 106819   | 114049,6846 | 114050   | 100574   |
| 2021              | 82248       | 82248    | 111019,1837 | 111020   | 119053,4422 | 119054   | 104108   |
| 2022              | 83645,1875  | 83646    | 115385,0127 | 115386   | 124276,7321 | 124277   | 107770   |
| 2023              | 85042,375   | 85043    | 119922,528  | 119923   | 129729,1859 | 129730   | 111566   |
| 2024              | 86439,5625  | 86440    | 124638,481  | 124639   | 135420,858  | 135421   | 115500   |
| 2025              | 87836,75    | 87837    | 129539,8889 | 129540   | 141362,2435 | 141363   | 119580   |
| 2026              | 89233,9375  | 89234    | 134634,0446 | 134635   | 147564,2984 | 147565   | 123812   |
| 2027              | 90631,125   | 90632    | 139928,528  | 139929   | 154038,459  | 154039   | 128200   |
| 2028              | 92028,3125  | 92029    | 145431,2169 | 145432   | 160796,6636 | 160797   | 132753   |
| 2029              | 93425,5     | 93426    | 151150,299  | 151151   | 167851,3743 | 167852   | 137477   |
| 2030              | 94822,6875  | 94823    | 157094,2841 | 157095   | 175215,5998 | 175216   | 142378   |
| 2031              | 96219,875   | 96220    | 163272,0163 | 163273   | 182902,9195 | 182903   | 147466   |
| 2032              | 97617,0625  | 97618    | 169692,6878 | 169693   | 190927,5087 | 190928   | 152747   |
| 2033              | 99014,25    | 99015    | 176365,8522 | 176366   | 199304,1647 | 199305   | 158229   |
| 2034              | 100411,4375 | 100412   | 183301,4388 | 183302   | 208048,3338 | 208049   | 163921   |
| 2035              | 101808,625  | 101809   | 190509,7673 | 190510   | 217176,1401 | 217177   | 169832   |
| 2036              | 103205,8125 | 103206   | 198001,5633 | 198002   | 226704,4151 | 226705   | 175971   |
| 2037              | 104603      | 104603   | 205787,9742 | 205788   | 236650,7288 | 236651   | 182348   |
| 2038              | 106000,1875 | 106001   | 213880,5856 | 213881   | 247033,4219 | 247034   | 188972   |
| 2039              | 107397,375  | 107398   | 222291,439  | 222292   | 257871,6401 | 257872   | 195854   |
| 2040              | 108794,5625 | 108795   | 231033,0491 | 231034   | 269185,3687 | 269186   | 203005   |
| 2041              | 110191,75   | 110192   | 240118,4231 | 240119   | 280995,47   | 280996   | 210436   |
| 2042              | 111588,9375 | 111589   | 249561,0793 | 249562   | 293323,7217 | 293324   | 218159   |
| 2043              | 112986,125  | 112987   | 259375,068  | 259376   | 306192,8568 | 306193   | 226186   |
| 2044              | 114383,3125 | 114384   | 269574,9917 | 269575   | 319626,6058 | 319627   | 234529   |
| 2045              | 115780,5    | 115781   | 280176,0274 | 280177   | 333649,7402 | 333650   | 243203   |
| 2046              | 117177,6875 | 117178   | 291193,9488 | 291194   | 348288,1184 | 348289   | 252221   |

Fuente. Autor.



El porcentaje optado de población flotante fue del 10%, puesto que Pitalito es el segundo municipio más grande del Huila, el cual cuenta con ferias y fiestas a mitad y a final de año, lo que hace que sea bastante concurrido durante estas épocas de año y por ende se tenga una demanda mayor en el servicio de agua potable.

Se realizó un aumento a la población de diseño, teniendo en cuenta el porcentaje de la población flotante. Los resultados se muestran a continuación:

*Tabla 23. Población de diseño con el aumento de la población flotante.*

| <b>Año de proyección</b> | <b>Promedio</b> | <b>Población flotante (10%)</b> | <b>Población de diseño</b> |
|--------------------------|-----------------|---------------------------------|----------------------------|
| 2016                     | 87621           | 8762,1                          | 96384                      |
| 2017                     | 90691           | 9069,1                          | 99761                      |
| 2018                     | 93871           | 9387,1                          | 103259                     |
| 2019                     | 97163           | 9716,3                          | 106880                     |
| 2020                     | 100574          | 10057,4                         | 110632                     |
| 2021                     | 104108          | 10410,8                         | 114519                     |
| 2022                     | 107770          | 10777                           | 118547                     |
| 2023                     | 111566          | 11156,6                         | 122723                     |
| 2024                     | 115500          | 11550                           | 127050                     |
| 2025                     | 119580          | 11958                           | 131538                     |
| 2026                     | 123812          | 12381,2                         | 136194                     |
| 2027                     | 128200          | 12820                           | 141020                     |
| 2028                     | 132753          | 13275,3                         | 146029                     |
| 2029                     | 137477          | 13747,7                         | 151225                     |
| 2030                     | 142378          | 14237,8                         | 156616                     |
| 2031                     | 147466          | 14746,6                         | 162213                     |
| 2032                     | 152747          | 15274,7                         | 168022                     |
| 2033                     | 158229          | 15822,9                         | 174052                     |
| 2034                     | 163921          | 16392,1                         | 180314                     |
| 2035                     | 169832          | 16983,2                         | 186816                     |
| 2036                     | 175971          | 17597,1                         | 193569                     |
| 2037                     | 182348          | 18234,8                         | 200583                     |
| 2038                     | 188972          | 18897,2                         | 207870                     |
| 2039                     | 195854          | 19585,4                         | 215440                     |
| 2040                     | 203005          | 20300,5                         | 223306                     |
| 2041                     | 210436          | 21043,6                         | 231480                     |
| 2042                     | 218159          | 21815,9                         | 239975                     |
| 2043                     | 226186          | 22618,6                         | 248805                     |
| 2044                     | 234529          | 23452,9                         | 257982                     |
| 2045                     | 243203          | 24320,3                         | 267524                     |
| 2046                     | 252221          | 25222,1                         | 277444                     |

*Fuente. Autor.*

La población de diseño del municipio de Pitalito para el año 2046, es de 277444 habitantes.

#### - **Dotación Neta Máxima**

Posteriormente, se determinó la dotación neta máxima teniendo en cuenta el nivel de complejidad del sistema y la temperatura del municipio. La temperatura media de Pitalito es de 21°C y el nivel de complejidad del sistema es Alto, el dato de dotación neta máxima fue obtenido de la siguiente tabla:

*Tabla 24. Dotación neta máxima según el nivel de complejidad del sistema y la temperatura.*

| <b>Nivel de complejidad del sistema</b> | <b>Dotación neta máxima para poblaciones con Clima Frio o Templado (L/hab·día )</b> | <b>Dotación neta máxima para poblaciones con Clima Cálido (L/hab·día)</b> |
|-----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| Bajo                                    | 90                                                                                  | 100                                                                       |
| Medio                                   | 115                                                                                 | 125                                                                       |
| Medio alto                              | 125                                                                                 | 135                                                                       |
| Alto                                    | 140                                                                                 | 150                                                                       |

*Fuente. Resolución 2320 de 2009. Tabla N° 9.*

Como Pitalito tiene una temperatura media de 21°C se cataloga como clima templado y al tener un nivel de complejidad del sistema Alto, el valor escogido para la dotación máxima fue de 140 L/hab\*día.

#### - **Dotación Bruta**

La dotación bruta debe establecerse según la siguiente ecuación:

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

Dónde:

$d_{bruta}$  = Dotación bruta.

$D_{neta}$  = Dotación neta.

$\%p$  = Porcentaje de pérdidas técnicas admisibles.

Según la resolución 2320 de 2009, el porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles en la ecuación anterior no deberá superar el 25%. La tabla a continuación

expone los valores máximos admisibles de pérdidas técnicas de acuerdo con el nivel de complejidad del sistema.

Tabla 25. Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas.

| Nivel de complejidad del sistema | Porcentajes máximos admisibles de pérdidas técnicas para el cálculo de la dotación bruta |
|----------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|
| Bajo                             | 40 %                                                                                     |
| Medio                            | 30 %                                                                                     |
| Medio alto                       | 25 %                                                                                     |
| Alto                             | 20 %                                                                                     |

Fuente. Reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Título B. Tabla B.2.4

Para el caso del proyecto se escogió un porcentaje de 20% = 0.20, teniendo en cuenta que el nivel de complejidad es Alto.

Se reemplazaron los valores en la fórmula de dotación bruta como sigue:

$$d_{bruta} = \frac{140 \frac{L}{hab} * dia}{1 - 0.20} = 175 \frac{L}{hab} * dia$$

#### - Caudal medio diario (Qmd)

Se procedió a calcular el Caudal medio diario para el periodo de diseño que corresponde a 30 años (2046).

El Qmd, es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un periodo de un año y se calcula mediante la siguiente expresión:

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

Dónde:

p= Población de diseño.

86400= Segundos que tiene un día de 24 horas.

Ejemplo de cálculo de Qmd para el año 2016:

$$Q_{md} = \frac{96384 hab * 175 \frac{L}{hab} * dia}{86400} = 195.22 L/seg$$

### - Caudal Máximo Diario (QMD)

Se calculó el Caudal Máximo Diario para el periodo de diseño que corresponde a 30 años (2046).

El caudal máximo diario, QMD, corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un período de un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario,  $k_1$ . Con la ecuación a continuación:

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

El coeficiente de consumo máximo diario,  $k_1$ , se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando los datos registrados en un período mínimo de un año.

El coeficiente de consumo máximo diario,  $k_1$ , depende del nivel de complejidad del sistema como se establece en la tabla a continuación:

Tabla 26. Coeficiente de consumo maximo diario,  $k_1$ , según el nivel de complejidad del sistema.

| Nivel de complejidad del sistema | Coeficiente de consumo máximo diario - $k_1$ |
|----------------------------------|----------------------------------------------|
| Bajo                             | 1.30                                         |
| Medio                            | 1.30                                         |
| Medio alto                       | 1.20                                         |
| Alto                             | 1.20                                         |

Fuente. Reglamento para el sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Título B. tabla B.2.5.

Para el caso del presente proyecto se escogió un coeficiente de 1.20, teniendo en cuenta que Pitalito se encuentra en un nivel de complejidad Alto.

Ejemplo de cálculo del QMD, para el año 2016:

$$QMD = 195.22 \frac{L}{seg} * 1.20 = 234.3 L/seg$$

### - Caudal Máximo Horario (QMH)

Se calculó el Caudal Máximo Horario para el periodo de diseño que corresponde a 30 años (2046).

El caudal máximo horario, QMH, corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año. Se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k2. Según la siguiente ecuación:

$$QMH = QMD * k2$$

El coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k2, puede calcularse, para el caso de ampliaciones de sistema de acueducto, como la relación entre el caudal máximo horario, QMH, y el caudal máximo diario, QMD, registrados durante un período mínimo de un año, sin incluir los días en que ocurran fallas relevantes en el servicio.

El coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k2, es función del nivel de complejidad del sistema y el tipo de red de distribución, los valores del coeficiente se exponen en la tabla a continuación:

*Tabla 27. Coeficiente de consumo maximo horario, k2, según el nivel de complejidad del sistema y el tipo de red de distribución.*

| Nivel de complejidad del sistema | Red menor de distribución | Red secundaria | Red matriz |
|----------------------------------|---------------------------|----------------|------------|
| Bajo                             | 1.60                      | -              | -          |
| Medio                            | 1.60                      | 1.50           | -          |
| Medio alto                       | 1.50                      | 1.45           | 1.40       |
| Alto                             | 1.50                      | 1.45           | 1.40       |

*Fuente. Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Título B. Tabla B.2.6.*

Para el caso de Pitalito, se tuvo en cuenta una red menor de distribución y el nivel de complejidad Alto, por ello se obtuvo un coeficiente de 1.50.  
Ejemplo de cálculo del QMH, para el año 2016:

$$QMH = 234.3 \frac{L}{seg} * 1.50 = 351.45 L/seg$$

En la siguiente tabla se exponen los resultados obtenidos para los datos de demanda Qmd, QMD y QMH, para la proyección de 30 años (2016 – 2046):

*Tabla 28. Cálculo de dotaciones (neta y bruta) y caudales de diseño Qmd, QMD y QMH.*

| Año de proyección | Dotación Neta             | Dotación Bruta<br>(Litro/Hab x Día) | Demanda                              |                                              |                                                |
|-------------------|---------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------------|------------------------------------------------|
|                   | Máxima (Litro/ Hab x Día) |                                     | Caudal Medio Diario (Qmd)<br>Lit/seg | Caudal Maximo Diario (QMD) Lit/seg (K1=1,20) | Caudal Maximo Horario (QMH) Lit/seg (K2= 1,50) |
| 2016              | 140                       | 175                                 | 195,2                                | 234,3                                        | 351,4                                          |
| 2017              | 140                       | 175                                 | 202,1                                | 242,5                                        | 363,7                                          |
| 2018              | 140                       | 175                                 | 209,1                                | 251,0                                        | 376,5                                          |
| 2019              | 140                       | 175                                 | 216,5                                | 259,8                                        | 389,7                                          |
| 2020              | 140                       | 175                                 | 224,1                                | 268,9                                        | 403,3                                          |
| 2021              | 140                       | 175                                 | 232,0                                | 278,3                                        | 417,5                                          |
| 2022              | 140                       | 175                                 | 240,1                                | 288,1                                        | 432,2                                          |
| 2023              | 140                       | 175                                 | 248,6                                | 298,3                                        | 447,4                                          |
| 2024              | 140                       | 175                                 | 257,3                                | 308,8                                        | 463,2                                          |
| 2025              | 140                       | 175                                 | 266,4                                | 319,7                                        | 479,6                                          |
| 2026              | 140                       | 175                                 | 275,9                                | 331,0                                        | 496,5                                          |
| 2027              | 140                       | 175                                 | 285,6                                | 342,8                                        | 514,1                                          |
| 2028              | 140                       | 175                                 | 295,8                                | 354,9                                        | 532,4                                          |
| 2029              | 140                       | 175                                 | 306,3                                | 367,6                                        | 551,3                                          |
| 2030              | 140                       | 175                                 | 317,2                                | 380,7                                        | 571,0                                          |
| 2031              | 140                       | 175                                 | 328,6                                | 394,3                                        | 591,4                                          |
| 2032              | 140                       | 175                                 | 340,3                                | 408,4                                        | 612,6                                          |
| 2033              | 140                       | 175                                 | 352,5                                | 423,0                                        | 634,6                                          |
| 2034              | 140                       | 175                                 | 365,2                                | 438,3                                        | 657,4                                          |
| 2035              | 140                       | 175                                 | 378,4                                | 454,1                                        | 681,1                                          |
| 2036              | 140                       | 175                                 | 392,1                                | 470,5                                        | 705,7                                          |
| 2037              | 140                       | 175                                 | 406,3                                | 487,5                                        | 731,3                                          |
| 2038              | 140                       | 175                                 | 421,0                                | 505,2                                        | 757,9                                          |
| 2039              | 140                       | 175                                 | 436,4                                | 523,6                                        | 785,5                                          |
| 2040              | 140                       | 175                                 | 452,3                                | 542,8                                        | 814,1                                          |
| 2041              | 140                       | 175                                 | 468,9                                | 562,6                                        | 843,9                                          |
| 2042              | 140                       | 175                                 | 486,1                                | 583,3                                        | 874,9                                          |
| 2043              | 140                       | 175                                 | 503,9                                | 604,7                                        | 907,1                                          |
| 2044              | 140                       | 175                                 | 522,5                                | 627,0                                        | 940,6                                          |
| 2045              | 140                       | 175                                 | 541,9                                | 650,2                                        | 975,3                                          |
| 2046              | 140                       | 175                                 | 562,0                                | 674,3                                        | 1011,5                                         |

*Fuente. Autor.*

Los caudales de diseño para el año 2046 son:

- Qmd = 562 L/seg
- QMD= 674.3 L/seg
- QMH = 1011.5 L/seg

### **7.3.1.1 Diseño de la Canaleta Parshall.**

Se prosigue a diseñar el dispositivo de mezcla rápida. Se usó el resalto hidráulico generado en la garganta de la canaleta Parshall para la mezcla rápida, se diseñó la

canaleta Parshall teniendo en cuenta los parámetros para que funcione como dispositivo de mezcla rápida.

Caudal de diseño  $\rightarrow Q_{MD2046} = 674.3 \text{ L/s} = 0.6743 \text{ m}^3/\text{s}$

Temperatura del agua  $\rightarrow 19^\circ\text{C}$

De acuerdo con el procedimiento analítico sugerido por Azevedo Netto, se eligió un ancho de garganta que se encuentre entre los rangos expuestos a continuación en la siguiente tabla:

Tabla 29. Determinación del ancho de la garganta  $W$  en función del caudal.

| Ancho $W$ | Límites de caudal (l/s) |          |
|-----------|-------------------------|----------|
|           | Q Mínimo                | Q Máximo |
| 1"        | 0.28                    | 5.67     |
| 2"        | 0.57                    | 14.15    |
| 3"        | 0.85                    | 28.31    |
| 6"        | 1.42                    | 110.44   |
| 9"        | 2.58                    | 252.00   |
| 12"       | 3.11                    | 455.90   |
| 18"       | 4.24                    | 696.50   |
| 24"       | 11.90                   | 937.30   |
| 36"       | 17.27                   | 1427.20  |
| 48"       | 36.81                   | 1922.70  |
| 60"       | 45.31                   | 2424.00  |
| 72"       | 73.62                   | 2931.00  |

Fuente.

[http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358040/Contenido\\_en\\_linea\\_Diseño\\_de\\_Plantas\\_Potabilizadoras/leccin\\_20\\_canaleta\\_parshall.html](http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358040/Contenido_en_linea_Diseño_de_Plantas_Potabilizadoras/leccin_20_canaleta_parshall.html).

Se eligió un valor donde el caudal de diseño se encuentre en el rango propuesto por la tabla, se adoptó el valor de 24 pulgadas de ancho de garganta ( $W$ ) para realizar el diseño. Teniendo en cuenta la tabla anterior las dimensiones de la canaleta Parshall se exponen a continuación:

Ancho de la garganta ( $W$ ) = 0.61 m

Longitud paredes de la sección convergente ( $A$ ) = 1.525 m

Longitud de la sección convergente ( $B$ ) = 1.496 m

Ancho de la salida ( $C$ ) = 0.915 m

Ancho entrada de la sección convergente ( $D$ ) = 1.207 m

Profundidad total ( $E$ ) = 0.915 m

Longitud de la garganta ( $F$ ) = 0.61 m

Longitud de la sección divergente ( $G$ ) = 0.915 m

Longitud paredes de la sección divergente ( $K$ ) = 0.076 m

Diferencia de elevación entre salida y cresta (N) = 0.229 m

De la ecuación del cálculo del flujo Q:

$$Q = K * ha^n$$

Dónde:

ha = Altura de la lámina de agua en la entrada de la canaleta

K y n se encuentran en la evaluación de la canaleta parshall.

Se despejo ha, obteniendo la siguiente ecuación:

$$ha = \left( \frac{Q}{K} \right)^{1/n}$$

Se obtiene:

$$ha = \left( \frac{0.6743 \text{ m}^3/\text{seg}}{1.426} \right)^{1/1.550}$$

$$ha = 0.620 \text{ m}$$

Se adoptó un valor del número de Froude (F) que genere un resalto hidráulico estable; para lo anterior el F debe estar en un rango de 4.5 a 9. Se eligió un F igual a 7.

De la ecuación de continuidad se tuvo:

$$Q = v_1 * A$$

$$Q = v_1 * (h_1 * b)$$

$$v_1 = \frac{Q}{h_1 * b}$$

Dónde:

b = Ancho de salida canaleta (C) = 0.915 m

v<sub>1</sub> = Velocidad antes del resalto

h<sub>1</sub> = Altura de lámina de agua antes del resalto

Reemplazando para dejar a h<sub>1</sub> en función de v<sub>1</sub>:



$$v_1 = \frac{0.6743 \text{ m}^3/\text{s}}{h_1 * 0.915 \text{ m}}$$

$$v_1 = \frac{0.740 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1}$$

En la ecuación para el cálculo de F se reemplazó la ecuación anterior:

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g * h_1}}$$

$$F = \frac{0.740 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1 * \sqrt{g * h_1}}$$

$$F = \frac{0.740 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1^{3/2} * \sqrt{g}}$$

$$h_1 = \left( \frac{0.740 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}}{F * \sqrt{g}} \right)^{2/3}$$

Reemplazando se obtuvo:

$$h_1 = \left( \frac{0.740 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}}{7 * \sqrt{9.81 \text{ m/s}^2}} \right)^{2/3}$$

$$h_1 = 0.104 \text{ m}$$

Con  $h_1$  se calculó  $v_1$ :

$$v_1 = \frac{Q}{h_1 * b}$$

$$v_1 = \frac{0.6743 \text{ m}^3/\text{s}}{0.104 \text{ m} * 0.915 \text{ m}}$$

$$v_1 = 7.1 \text{ m/s}$$

Se calculó la altura después del resalto ( $h_2$ ), mediante la siguiente ecuación:

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{2 * v_1^2 * h_1}{g} + \frac{h_1^2}{4}}$$

Se reemplaza:

$$h_2 = -\frac{0.104 \text{ m}}{2} + \sqrt{\frac{2 * \left(7.1 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 * 0.104 \text{ m}}{9.81 \text{ m/s}} + \frac{(0.104 \text{ m})^2}{4}}$$

$$h_2 = 0.983 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad después del resalto ( $v_2$ ):

$$v_2 = \frac{Q}{h_2 * b}$$

Reemplazando:

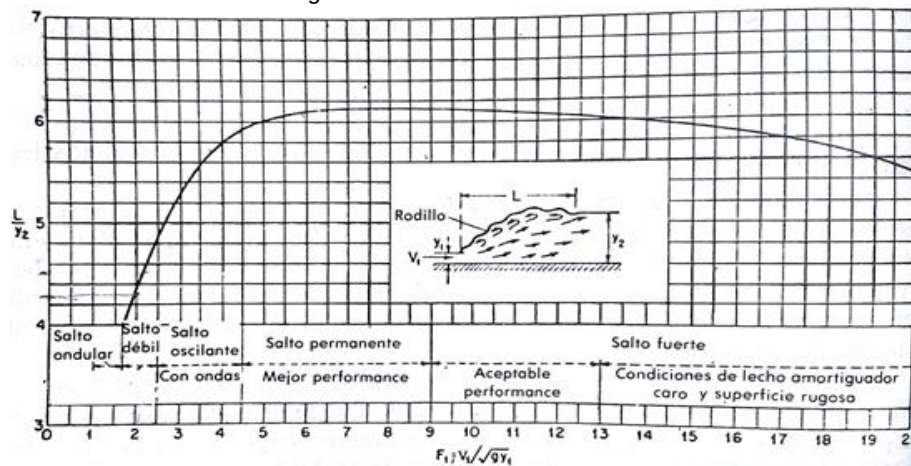
$$v_2 = \frac{0.6743 \text{ m}^3/\text{s}}{0.983 \text{ m} * 0.915 \text{ m}}$$

$$v_2 = 0.75 \text{ m/s}$$

Se determinó la longitud del resalto ( $L_j$ ) mediante los siguientes tres métodos:

El primer método es gráficamente, de la siguiente grafica; Se elige el valor para el F adoptado anteriormente y posteriormente se despeja  $L_j$ .

Gráfica 1. Longitud del resalto en terminos de la altura  $h_2$ .



Fuente. Ven Te Chow. Hidráulica de canales abiertos, tabla 15-4, Pág. 390.

Se eligió 6.18 gráficamente para hallar  $L_j$ :

$$\frac{L_j}{h_2} = 6.18$$

$$L_j = 6.18 * h_2$$

Al reemplazar:

$$L_j = 6.18 * 0.983 \text{ m}$$

$$L_j = 6.1 \text{ m}$$

El segundo método es por medio la ecuación de Silvester:

$$\frac{L_j}{h_1} = 9.75 * (F - 1)^{1.01}$$

$$L_j = (9.75 * (F - 1)^{1.01}) * h_1$$

Al reemplazar:

$$L_j = (9.75 * (7 - 1)^{1.01}) * 0.104 \text{ m}$$

$$L_j = 6.2 \text{ m}$$

El tercer método mediante la ecuación de Smetana:

$$L_j = 6.0 * (h_2 - h_1)$$

Al reemplazar:

$$L_j = 6.0 * (0.983 \text{ m} - 0.104 \text{ m})$$

$$L_j = 5.3 \text{ m}$$

El valor de  $L_j$  será el promedio entre los tres valores calculados anteriormente.

$$L_j = \frac{6.1 \text{ m} + 6.2 \text{ m} + 5.3 \text{ m}}{3}$$

$$L_j = 5.9 \text{ m}$$

Se calculó la velocidad media ( $v_m$ ):

$$vm = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

$$vm = \frac{7.1 \text{ m/s} + 0.75 \text{ m/s}}{2}$$

$$vm = 3.92 \text{ m/s}$$

Se calculó la longitud del canal para el resalto hidráulico (X):

$$X = (1.2 \text{ a } 1.4)Lj$$

Se calculó con los 2 valores extremos del rango:

$$X1 = 1.2 * Lj$$

$$X1 = 1.2 * 5.9 \text{ m}$$

$$X1 = 7.1 \text{ m}$$

$$X2 = 1.4 * Lj$$

$$X2 = 1.4 * 5.9 \text{ m}$$

$$X2 = 8.3 \text{ m}$$

Para X se tomó el valor promedio:

$$X = \frac{7.1 \text{ m} + 8.3 \text{ m}}{2}$$

$$X = 7.7 \text{ m}$$

Se calculó el tiempo del resalto (t), el cual debe estar entre 0.8 a 1.2 segundos. Se obtiene de la siguiente ecuación:

$$t = \frac{Lj}{vm}$$

Al reemplazar:

$$t = \frac{5.9 \text{ m}}{3.92 \text{ m/s}}$$

$$t = 1.505 \text{ s}$$

### **NO CUMPLE**

Debido a que el tiempo del resalto no cumplió es necesario cambiar el valor de b, se aumentó a 6.50 metros y se mantuvo el número de Froud de 7. Se calculan nuevamente todos los parámetros anteriores.

De la ecuación de continuidad se tiene:

$$Q = v_1 * A$$

$$Q = v_1 * (h_1 * b)$$

$$v_1 = \frac{Q}{h_1 * b}$$

Reemplazando para dejar a  $h_1$  en función de  $v_1$ :

$$v_1 = \frac{0.6743 \text{ m}^3/\text{s}}{h_1 * 6.50 \text{ m}}$$

$$v_1 = \frac{0.103 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1}$$

En la ecuación para el cálculo de F se reemplaza la ecuación anterior:

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g * h_1}}$$

$$F = \frac{0.103 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1 * \sqrt{g * h_1}}$$

$$F = \frac{0.103 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1^{3/2} * \sqrt{g}}$$

$$h_1 = \left( \frac{0.103 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}}{F * \sqrt{g}} \right)^{2/3}$$

Reemplazando se tiene:

$$h_1 = \left( \frac{0.103 \frac{m^2}{s}}{7 * \sqrt{9.81 m/s^2}} \right)^{2/3}$$

$$h_1 = 0.03 m$$

Con  $h_1$  se calcula  $v_1$ :

$$v_1 = \frac{Q}{h_1 * b}$$

$$v_1 = \frac{0.6743 m^3/s}{0.03 m * 6.50 m}$$

$$v_1 = 3.45 m/s$$

Se calculó la altura después del resalto ( $h_2$ ), mediante la siguiente ecuación:

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{2 * v_1^2 * h_1}{g} + \frac{h_1^2}{4}}$$

Se reemplazó:

$$h_2 = -\frac{0.03 m}{2} + \sqrt{\frac{2 * \left(3.45 \frac{m}{s}\right)^2 * 0.03 m}{9.81 m/s} + \frac{(0.03 m)^2}{4}}$$

$$h_2 = 0.255 m$$

Se calculó la velocidad después del resalto ( $v_2$ ):

$$v_2 = \frac{Q}{h_2 * b}$$

Se reemplazó:

$$v_2 = \frac{0.6743 m^3/s}{0.255 m * 6.50 m}$$

$$v_2 = 0.41 \text{ m/s}$$

Se determinó la longitud del resalto ( $L_j$ ) mediante los siguientes tres métodos:

El Primer método es gráficamente, de la gráfica del primer chequeo; Se elige el valor para el  $F$  adoptado anteriormente (7.0) y con este valor se despeja  $L_j$ . Se mantiene 6.18 del método grafico ya que  $F$  no cambio, y se procede a hallar  $L_j$ :

$$\frac{L_j}{h_2} = 6.18$$

$$L_j = 6.18 * h_2$$

Se reemplazó:

$$L_j = 6.18 * 0.255 \text{ m}$$

$$L_j = 1.57 \text{ m}$$

El segundo método es mediante la ecuación de Silvester:

$$\frac{L_j}{h_1} = 9.75 * (F - 1)^{1.01}$$

$$L_j = (9.75 * (F - 1)^{1.01}) * h_1$$

Se reemplazó:

$$L_j = (9.75 * (7 - 1)^{1.01}) * 0.03 \text{ m}$$

$$L_j = 1.8 \text{ m}$$

El tercer método mediante la ecuación de Smetana:

$$L_j = 6.0 * (h_2 - h_1)$$

Se reemplaza:

$$L_j = 6.0 * (0.255 \text{ m} - 0.03 \text{ m})$$

$$Lj = 1.35 \text{ m}$$

El valor de Lj será el promedio entre los tres valores calculados anteriormente.

$$Lj = \frac{1.57 \text{ m} + 1.8 \text{ m} + 1.35 \text{ m}}{3}$$

$$Lj = 1.573 \text{ m}$$

Se calculó la velocidad media (vm):

$$vm = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

$$vm = \frac{3.45 \frac{\text{m}}{\text{s}} + 0.41 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{2}$$

$$vm = 1.93 \text{ m/s}$$

Se calculó la longitud del canal para el resalto hidráulico (X):

$$X = (1.2 \text{ a } 1.4)Lj$$

Se calculó con los 2 valores extremos del rango:

$$\begin{aligned} X1 &= 1.2 * Lj \\ X1 &= 1.2 * 1.573 \text{ m} \\ X1 &= 1.9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X2 &= 1.4 * Lj \\ X2 &= 1.4 * 1.573 \text{ m} \\ X2 &= 2.2 \text{ m} \end{aligned}$$

Para X se toma el valor promedio:

$$X = \frac{1.9 \text{ m} + 2.2 \text{ m}}{2}$$

$$X = 2.05 \text{ m}$$



Se calculó el tiempo del resalto (t), el cual debe estar entre 0.8 a 1.2 segundos. Se obtiene de la siguiente ecuación:

$$t = \frac{Lj}{vm}$$

Se reemplazó:

$$t = \frac{1.573 \text{ m}}{1.93 \text{ m/s}}$$

$$t = 0.815 \text{ s}$$

### **CUMPLE**

Se calculó la pérdida de energía en el resalto ( $\Delta E$ ):

$$\Delta E = \left( h_1 + \frac{v_1^2}{2 * g} \right) - \left( h_2 + \frac{v_2^2}{2 * g} \right)$$

Se reemplazó

$$\Delta E = \left( 0.03 \text{ m} + \frac{(3.45 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right) - \left( 0.255 \text{ m} + \frac{(0.41 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right)$$

$$\Delta E = 0.373 \text{ m}$$

Se calculó el gradiente de velocidad (G), el cual según el CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente) recomienda que para que la canaleta cumpla como dispositivo de mezcla rápida debe estar entre 1000 y 2000  $\text{s}^{-1}$ .

Se calculó el G con la ecuación:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * \Delta E}{\mu * t}}$$

Dónde:

$\gamma$  = Peso específico del agua a 19°C, 9791 N/m<sup>3</sup>

$\mu$  = Viscosidad dinámica del agua a 19°C,  $1.027 \cdot 10^{-3} \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$

Se reemplaza:

$$G = \sqrt{\frac{9791 \text{ N}/\text{m}^3 \cdot 0.373 \text{ m}}{1.027 \cdot 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m} \cdot 0.815 \text{ s}}}$$

$$G = 1978 \text{ s}^{-1}$$

$$1000 \text{ s}^{-1} < 1978 \text{ s}^{-1} < 2000 \text{ s}^{-1}$$

El plano que contiene las dimensiones definitivas de la canaleta se encuentra en la sección de anexos al final del documento.

### 7.3.2 Diseño Floculador.

Partiendo de la evaluación realizada a cada unidad de floculación (Floculación Planta convencional N° 1 y Floculación Planta convencional N° 2), se pudo comprobar que existen parámetros que cumplen mientras que otros no y por ende se realizó el diseño de un nuevo floculador que cumple con los requerimientos mínimos de acuerdo con el caudal del periodo de diseño.

El floculador se diseñó con base en la siguiente condición; *“lo que se hace en la práctica es dividir el floculador en varios compartimientos o zonas de forma que el gradiente de velocidad se haga menor en cada una. Se recomienda un mínimo de tres zonas de floculación con  $G_1 > G_2 > G_3$ . Dónde:  $G_1$ , gradiente en la primera cámara,  $G_2$ , gradiente en la segunda cámara y  $G_3$ , gradiente en la tercera cámara”*.<sup>35</sup>

Se diseñó 3 unidades de floculación, para las cuales el caudal se distribuye de manera uniforme, así:

$$QMD_{2046} = 674.3 \frac{\text{L}}{\text{s}} \rightarrow 0.6743 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{\text{Por unidad}} = \frac{674.3 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{3} = 225 \frac{\text{L}}{\text{s}} \rightarrow 0.225 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

---

<sup>35</sup> PEREZ, Jorge Arturo, Manual de potabilización del agua, 1ª edición, pag 135.

La unidad de floculación está conformada por 3 floculadores en paralelo, Cada unidad de floculación tiene tres zonas de gradiente, las dimensiones de las zonas se presentan a continuación:

*Tabla 30. Dimensiones cámaras de la unidad de floculación.*

|                                   |             |
|-----------------------------------|-------------|
| Número de unidades de Floculación | 3           |
| Número de cámaras por unidad      | 12          |
| Longitud cámaras (m)              | 2.82        |
| Ancho cámaras (m)                 | 2.80        |
| Profundidad útil (m)              | 3.24        |
| Medidas de codos (m)              |             |
| Zona 1 (Cámaras 1 a 4)            | 0.80 x 0.80 |
| Zona 2 (Cámaras 5 a 8)            | 0.90 x 0.90 |
| Zona 3 (Cámaras 9 a 12)           | 1.00 x 1.00 |

*Fuente. Autor.*

### **Número de cámaras.**

El RAS 2000, recomienda un número mínimo de ocho (8) cámaras. Para este caso se diseñaron doce (12), puesto que a mayor número de cámaras la efectividad del floculador es mayor.

### **Velocidad en codos.**

La velocidad en los codos debe estar entre 0.4m/s y 0.2m/s según el RAS 2000. La velocidad se calcula mediante la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Dónde:

Q= Caudal que pasa por la cámara

A= Área de la sección del codo.

El área de la sección del codo está dada por:

$$A = L * L$$

Dónde:

L= Longitud de cada lado de la sección del codo.

Como las unidades de floculación cuentan con 3 zonas de gradiente, se realizará el cálculo de la velocidad para cada zona dependiendo de la dimensión de los codos.

- Para las cámaras con codo de 0.80 m x 0.80 m (Cámaras 1 a 4), la velocidad fue:

$$V = \frac{0.225 \frac{m^3}{s}}{(0.80 m * 0.80 m)} = 0.351 \frac{m}{s}$$

**CUMPLE**

- Para las cámaras con codo de 0.90 m x 0.90 m (Cámaras 5 a 8), la velocidad fue:

$$V = \frac{0.225 \frac{m^3}{s}}{(0.90 m * 0.90 m)} = 0.3 \frac{m}{s}$$

**CUMPLE**

- Para las cámaras con codo de 1.00 m x 1.00 m (Cámaras 9 a 12), la velocidad fue:

$$V = \frac{0.225 \frac{m^3}{s}}{(1.00 m * 1.00 m)} = 0.225 \frac{m}{s}$$

**CUMPLE**

### **Tiempo de retención.**

El tiempo de detención debe estar entre 20 y 40 minutos.

El tiempo de retención se calculó mediante la expresión:

$$T = \frac{Vol}{Q}$$

Dónde:

Vol = Volumen útil de la unidad.

Q = Caudal que pasa por la unidad.

El volumen por unidad está dado por:

$$Vol = n * B * L * h$$

Donde

n=número de cámaras por unidad

B= ancho de cada cámara

L=largo de cada cámara

h=profundidad útil de cada cámara.

Es de anotar que esta expresión es aplicable para cámaras de iguales dimensiones, como en este caso.

Entonces el volumen total del floculador fue:

$$Volumen\ total = 12 * 2.82\ m * 2.80\ m * 3.24\ m = 306.1\ m^3$$

Y el tiempo de retención:

$$T = \frac{306.1\ m^3}{0.225\ \frac{m^3}{s}} = 1360.4\ s$$

$$\frac{1360.4\ s}{60} = 22.67 \approx 23\ min$$

**CUMPLE**

Para el cálculo del gradiente se tuvo en cuenta el tiempo de retención de cada sector de cámaras.

$$Tiempo\ de\ retención\ zona\ 1\ (Cámaras\ 1\ a\ 4) = 4 * 2.82\ m * 2.80\ m * 3.24\ m = 102.33\ m^3$$

$$T = \frac{102.33\ m^3}{0.225\ \frac{m^3}{s}} = 455\ s \rightarrow \frac{455\ s}{60} = 7.583\ min$$

$$Tiempo\ de\ retención\ zona\ 2\ (Cámaras\ 5\ a\ 8) = 4 * 2.82\ m * 2.80\ m * 3.24\ m = 102.33\ m^3$$

$$T = \frac{102.33\ m^3}{0.225\ \frac{m^3}{s}} = 455\ s \rightarrow \frac{455\ s}{60} = 7.583\ min$$

Tiempo de retención zona 2 (Cámaras 9 a 12) =  $4 * 2.82 \text{ m} * 2.80 \text{ m} * 3.00 \text{ m} = 94.75 \text{ m}^3$

$$T = \frac{102.33 \text{ m}^3}{0.225 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 455 \text{ s} \rightarrow \frac{455 \text{ s}}{60} = 7.583 \text{ min}$$

### **Gradiente de velocidad.**

Según el RAS 2000, este parámetro deberá estar entre  $20 \text{ s}^{-1}$  y  $70 \text{ s}^{-1}$ .

La expresión de cálculo para el gradiente es:

$$G = \sqrt{\frac{g * h_f}{\vartheta * T}}$$

Dónde:

$g$  = Aceleración de la gravedad ( $\text{cm/s}^2$ ).

$h_f$  = Perdidas (cm).

$\vartheta$  = Viscosidad cinemática del agua ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ).

$T$  = Tiempo de retención (s).

El gradiente se calculó para cada zona, teniendo en cuenta las pérdidas totales en dicha zona y el respectivo tiempo de retención de la misma. De igual manera se calculó el gradiente en el paso por cada cámara.

Para este caso la temperatura del agua es de  $19^\circ\text{C}$  con lo cual se obtiene una viscosidad cinemática de  $0.01009 \text{ cm}^2/\text{s}$ .

### Calculó de perdidas:

Las pérdidas se presentan en el tubo pasamuro, codo y orificio de salida.

- Pérdidas en tubo pasamuro:

Están dadas por la expresión:

$$h = \frac{\left(\frac{Q}{C * A}\right)^2}{(2 * g)}$$

Dónde:

Q = Caudal que pasa por el tubo pasamuro

C = Coeficiente de descarga = 0.8

A = Área del tubo pasamuro

g = Aceleración de la gravedad

Para este caso se contó con tres tipos de dimensiones de codos (por zona). Se determinó la pérdida en el tubo pasamuro respectivo y se multiplico por el número de cámaras a diseñar.

Pérdidas tubos pasamuro zona 1:

$$h = 4 * \frac{\left( \frac{0.225 \frac{m^3}{s}}{0.8 * (0.80 \text{ m} * 0.80 \text{ m})} \right)^2}{\left( 2 * 9.81 \frac{m}{s^2} \right)} = 0.039 \text{ m}$$

Pérdidas tubos pasamuro zona 2:

$$h = 4 * \frac{\left( \frac{0.225 \frac{m^3}{s}}{0.8 * (0.90 \text{ m} * 0.90 \text{ m})} \right)^2}{\left( 2 * 9.81 \frac{m}{s^2} \right)} = 0.024 \text{ m}$$

Pérdidas tubos pasamuro zona 3:

$$h = 4 * \frac{\left( \frac{0.225 \frac{m^3}{s}}{0.8 * (1.00 \text{ m} * 1.00 \text{ m})} \right)^2}{\left( 2 * 9.81 \frac{m}{s^2} \right)} = 0.016 \text{ m}$$

- Pérdidas en codo:

Para determinar las pérdidas en el codo se emplea la expresión:

$$h = \frac{(K * v^2)}{(2 * g)}$$

Dónde:

K= Coeficiente de pérdidas en codo (0.4).

v= Velocidad que pasa en el codo.

g= Aceleración de la gravedad.

$$\text{Perdidas codos zona 1: } h = \frac{\left(0.4 * \left(0.351 \frac{m}{s}\right)^2\right)}{\left(2 * 9.81 \frac{m}{s^2}\right)} = 0.00251 \text{ m}$$

$$\text{Perdidas codos zona 2: } h = \frac{\left(0.4 * \left(0.3 \frac{m}{s}\right)^2\right)}{\left(2 * 9.81 \frac{m}{s^2}\right)} = 0.00183 \text{ m}$$

$$\text{Perdidas codos zona 2: } h = \frac{\left(0.4 * \left(0.225 \frac{m}{s}\right)^2\right)}{\left(2 * 9.81 \frac{m}{s^2}\right)} = 0.00103 \text{ m}$$

- Perdidas en orificio de salida:

Para determinar las pérdidas en los orificios de salida se empleó la siguiente expresión:

$$\text{Perdidas orificios zona 1} = 4 * \frac{\left(\frac{0.225 \frac{m^3}{s}}{0.65 * (0.80 \text{ m} * 0.80 \text{ m})}\right)^2}{\left(2 * 9.81 \frac{m}{s^2}\right)} = 0.0149 \text{ m}$$

$$\text{Perdidas orificios zona 2} = 4 * \frac{\left(\frac{0.225 \frac{m^3}{s}}{0.65 * (0.90 \text{ m} * 0.90 \text{ m})}\right)^2}{\left(2 * 9.81 \frac{m}{s^2}\right)} = 0.00930 \text{ m}$$

$$\text{Perdidas orificios zona 3} = 4 * \frac{\left(\frac{0.225 \frac{m^3}{s}}{0.65 * (1.00 \text{ m} * 1.00 \text{ m})}\right)^2}{\left(2 * 9.81 \frac{m}{s^2}\right)} = 0.00610 \text{ m}$$

$$\text{Perdidas totales zona 1} = 0.039 \text{ m} + 0.00251 \text{ m} + 0.0149 \text{ m} = 0.056 \text{ m}$$

$$\text{Perdidas totales zona 2} = 0.024 \text{ m} + 0.00183 \text{ m} + 0.00930 \text{ m} = 0.035 \text{ m}$$

$$\text{Perdidas totales zona 3} = 0.016 \text{ m} + 0.00103 \text{ m} + 0.00610 \text{ m} = 0.023 \text{ m}$$



Aplicando la expresión para determinar el gradiente en cada zona, se tuvo:

$$\text{Gradiente zona 1} = \sqrt{\frac{981 \frac{m}{s^2} * 5.6 \text{ cm}}{0.01009 \frac{cm^2}{s} * 455 \text{ s}}} = 34.6 \text{ s}^{-1}$$

$$\text{Gradiente zona 2} = \sqrt{\frac{981 \frac{m}{s^2} * 3.5 \text{ cm}}{0.01009 \frac{cm^2}{s} * 455 \text{ s}}} = 27.34 \text{ s}^{-1}$$

$$\text{Gradiente zona 3} = \sqrt{\frac{981 \frac{m}{s^2} * 2.3 \text{ cm}}{0.01009 \frac{cm^2}{s} * 455 \text{ s}}} = 22.2 \text{ s}^{-1}$$

### **Profundidad de la unidad.**

La profundidad que se adoptó para este diseño fue 3.24 m, la cual cumple, puesto que según el CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente) este criterio debe encontrarse entre 3.00 m y 3.50 m.

### **Relación largo/ancho.**

La relación largo/ancho de cada cámara debe ser de 1.00 a 1.33, en este caso las dimensiones de cada una de las cámaras son 2.82 m x 2.80 m.

$$\frac{2.82 \text{ m}}{2.80 \text{ m}} = 1.01$$

**CUMPLE**

### **7.3.3 Diseño Sedimentador.**

De acuerdo con la evaluación realizada a cada unidad de sedimentación de ambas plantas (Sedimentación Planta Convencional N°1 y Sedimentación Planta Convencional N°2), se debe realizar un diseño nuevo, teniendo en cuenta el caudal de diseño

calculado para una proyección de 30 años (2016-2046). Se diseñaron sedimentadores de alta tasa aprovechando las unidades ya existentes.

$$QMD_{2046} = 674.3 \text{ L/s} \rightarrow 0.6743 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$QMD_{2046} = 0.6743 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s} = 58259.52 \text{ m}^3/\text{d}$$

Se diseñaron 3 unidades de sedimentación, las cuales cuentan cada una con el siguiente aural:

$$Q = \frac{674.3 \frac{\text{L}}{\text{s}}}{3} = 225 \text{ L/s}$$

Velocidad promedio

$$V_0 = \frac{Q}{A \times \sin \theta}$$

Se reemplaza:

$$V_0 = \frac{0.6743 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s}}{226 \text{ m}^2 \times \sin 60} = 298 \text{ m/d} = 0.3 \text{ cm/s}$$

$$V_0 = 298 \text{ m/d} * \frac{1 \text{ dia}}{1440 \text{ min}} = 0.207 \text{ m/min}$$

Placas

$$2,40 \text{ mts} \times 1.20 \text{ m} \times 0,01 \rightarrow \text{separacion de } 6.5 \text{ cm}$$

Longitud relativa del sedimentador

$$Lr = \frac{L}{d}$$

Se reemplazó:

$$Lr = \frac{120 \text{ cm}}{6.5 \text{ cm}} = 18.46 \text{ cm}$$

La viscosidad cinemática se determina de acuerdo con la tabla a continuación.

Tabla 31. Viscosidad cinemática del agua a diferentes temperaturas.

| T (°C) | $\nu * 10^6 \text{ m}^2/\text{s}$ |
|--------|-----------------------------------|
| 0      | 1.785                             |
| 5      | 1.519                             |
| 10     | 1.306                             |
| 15     | 1.139                             |
| 20     | 1.003                             |
| 25     | 0.893                             |
| 30     | 0.800                             |

Fuente. <http://fluidos.eia.edu.co/fluidos/>.

La temperatura del agua es de 20° C, para la cual corresponde un valor de  $1,003 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}} = 1.003 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$

La longitud relativa  $L'$  para la región de transición de tubos

$$L' = \frac{0,013 \times V_0 \times d}{\nu}$$

Se reemplazó:

$$L' = \frac{0,013 \times 0,207 \frac{\text{m}}{\text{min}} \times 0,065 \text{ m}}{60 \times 1,003 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} = 2.9 \text{ cm}$$

$$L' < L \Rightarrow L_c = L - L' = 18.46 \text{ cm} - 2.9 \text{ cm} = 15.6 \text{ cm}$$

Longitud relativa del sedimentador en flujo laminar, corregida en la longitud de transición.

$$L_c = 15.6 \text{ cm}$$

Ecuación para la velocidad crítica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa ( $V_{sc}$ ).

$$V_{sc} = \frac{S_c V_0}{\sin \theta + L_c \cos \theta}$$

Se reemplaza:

$$V_{sc} = \frac{1 \times 298 \text{ m/d}}{\text{sen } 60^\circ + 15.6 \text{ cm} \cos 60^\circ} = 34.4 \text{ m/d}$$

Según Azevedo Netto (1972), los flóculos de sulfato de aluminio sedimentan con una velocidad comprendida entre 0.015 y 0.070 cm/s, o sea entre 13 y 60 m/d.

$$V_{sc} = 13 \text{ m/d} < \mathbf{34.4 \text{ m/d}} < 60 \text{ m/d}$$

Número de Reynolds

$$N_{RE} = \frac{V_o d}{\nu}$$

Se reemplazó:

$$N_{RE} = \frac{298 \text{ m/d} \times 0,065 \text{ m}}{86400 \text{ s} \times 1,003 \times 10^{-6} \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}} = 223.51$$

$$\mathbf{223.51} < 500 \rightarrow \textit{Existe flujo laminar}$$

Tiempo de retención en el tanque:

$$T = \frac{V}{Q}$$

Se reemplazó:

$$T = \frac{89.52 \text{ m}^2 \times 4.5 \text{ m}}{0,6743 \text{ m/s} \times 60} = 10.00 \text{ min}$$

Número de Placas

$$N = \frac{Q}{a * v_o * e}$$

Dónde:

a = Longitud de la placa en el sentido normal al flujo.

e = Separación entre placas.

v<sub>o</sub> = Velocidad promedio.

Al reemplazar:

$$N = \frac{0.2248 \frac{m^3}{s} * 100 \frac{cm}{m}}{2.40 m * 0.34 \frac{cm}{s} * 0.065 m} = 424$$

Longitud ocupada por las placas

$$L^* = L * \cos\theta + \frac{N * e + N * E}{\sen\theta}$$

Dónde:

L = Longitud de la placa en el sentido del flujo.

N = Número placas.

e = Separación entre placas.

E = Espesor de la placa.

Se reemplazó:

$$L^* = 1.20 * \cos 60^\circ + \frac{424 * 0.065 m + 424 * 0.01 m}{\sen 60^\circ}$$

$$L^* = 37.3 m$$

Tolva de lodos

Se deja un volumen del 50% de la celda de sedimentación

Volumen de la celda

$$V_c = L^* * L * \sen\theta * a$$

$$V_c = 37.3 m * 1.20 m * \sen 60^\circ * 2.40 m$$

$$V_c = 93.03 m^3$$

Volumen de la tolva

$$V_t = 0.50 * v_c$$

$$V_t = 0.50 * 93.03 m^3$$

$$V_t = 46.51 m^3$$

Tuberías de descarga de lodos

Suponiendo  $\theta = 4''$  y 10 tubos

$$q = C \cdot A \sqrt{2 * g * h}$$

Para  $\theta = 4''$  y  $C = 0.80$

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

Reemplazando:

$$A = \frac{\pi * (4 * 0.254)^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi * (4 * 0.254)^2}{4}$$

$$A = 8.10 \times 10^{-3} m^2$$

$$q = 0.80 * 8.10 * 10^{-3} \sqrt{2 * 9.81 * (3.00 m - 1.20 m)}$$

$$q = 0.038 m^3/s$$

$$qt = 0.038 m^3/s * 8 = 0.304 m^3/s$$

Las dimensiones definitivas de las unidades de sedimentación se encuentran en los anexos al final del documento.

#### 7.3.4 Diseño de filtros.

Se diseñó 4 filtros rápidos de lecho mixto y tasa declinante.

- $Q_{Diseño}: QMD_{2046} = 674.3 \frac{L}{s} = 0.6743 \frac{m^3}{s} = 58260 \frac{m^3}{dia}$

- *Tasa media de filtración (adoptada)  $q_{med} = 220 \frac{m^3}{m^2} * dia$*
- El número de filtros adoptado fue de 4, esto debido a que se cuenta con gran espacio para su ubicación sin ningún problema. A demás para que al momento de realizar el lavado, este se pueda efectuar alternando las unidades, realizando el lavado a 2 de ellas mientras las otras 2 funcionan y posteriormente hacerlo con las otras 2, esto con la finalidad de no generar interrupciones en el servicio.
- *Caudal de diseño por filtro  $= \frac{58260 \frac{m^3}{dia}}{4} = 14565 \frac{m^3}{dia}$*

**Área total de filtración ( $A_T$ ):**

$$A_T = \frac{Q}{q_{med}}$$

Dónde:

$A_T$  = Área total de filtración.

$Q$  = Caudal de diseño = 14830.5 m<sup>3</sup>/día

$q_{med}$  = Tasa media de filtración = 220 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*día

$$A_T = \frac{14565 \frac{m^3}{dia}}{220 \frac{m^3}{m^2 * dia}}$$

$$A_T = 66.20 \text{ m}^2$$

**Área de cada filtro ( $A$ ):**

$$A = \frac{A_T}{N}$$

Dónde:

$A$  = Área de cada filtro.

$A_T$  = Área total de filtración= 67 m<sup>2</sup>.

$N$  = número de filtros = 4.

$$A = \frac{66.20 \text{ m}^2}{4}$$

$$A = 16.55 \text{ m}^2$$

**Dimensiones de los filtros:**

$$\frac{B}{L} = \frac{N + 1}{2N} = \frac{4 + 1}{2 * 4} = \frac{5}{8}$$

$$\frac{B}{L} = 0.625$$

$$B = 0.625 L$$

$$L * B = A$$

Dónde:

L= Largo del filtro.

B= Ancho del filtro.

A= Área de cada filtro.

Entonces:

$$L * 0.625 * L = 16.55 \text{ m}^2$$

$$0.625 L^2 = 16.55 \text{ m}^2$$

Se despeja L:

$$L = \sqrt{\frac{16.55 \text{ m}^2}{0.625}}$$

$$L = 5.14 \text{ m}$$

Entonces:

$$B = 0.625 * 5.14 \text{ m}$$

$$B = 3.21 \text{ m}$$

Como:



$$1 \leq \frac{L}{B} \leq 3$$

$$\frac{L}{B} = \frac{5.14 \text{ m}}{3.21 \text{ m}} = 1.60$$

$$1 \leq 1.60 \leq 3$$

**CUMPLE**

**Tasa de filtración (q):**

$q_{\text{med}}$  = Tasa media de filtración =  $220 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ .

Entonces:

$$q_{\min} = (1 - C) * q$$

$$q_{\max} = (1 + C) * q$$

Dónde:

$q_{\min}$  = Tasa mínima de filtración.

$q_{\max}$  = Tasa máxima de filtración.

C = Coeficiente de mayoración o minoración, que debe estar específicamente dentro del siguiente parámetro ( $0.25 \leq C \leq 0.50$ ). para este caso se adopta la mitad del rango. Es decir,  $C = 0.37$

Se tiene:

$$q_{\min} = (1 - 0.37) * 220 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}}$$

$$q_{\min} = 139 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}} = \textit{Tasa mínima de filtración.}$$

$$q_{\max} = (1 + 0.37) * 220 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}}$$

$$q_{\max} = 301.4 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}} = \textit{Tasa máxima de filtración.}$$

## Características de los medios filtrantes.

Tabla 32. Combinaciones de lechos de arena-antracita que se comportan bien en el lavado y producen adecuada intermezcla.

| Material  | Tamiz No. | Diámetros de tamices mm | Tamaño efectivo mm | Coefficiente de uniformidad | Relación $d_2/d_3$ | 1.10 Vmf $t=15-30^{\circ}\text{C}$ cm/min |
|-----------|-----------|-------------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------|-------------------------------------------|
| Antracita | 12 - 25   | 1.68 - 0.71             | 0.78               | 1.54                        | 4                  | 50 - 56                                   |
| Arena     | 18 - 40   | 1.00 - 0.42             | 0.46               | 1.54                        |                    |                                           |
| Antracita | 10 - 20   | 2.00 - 0.85             | 0.9                | 1.55                        | 4                  | 70 - 75                                   |
| Arena     | 16 - 35   | 1.19 - 0.5              | 0.55               | 1.60                        |                    |                                           |
| Antracita | 8 - 18    | 2.36 - 1.00             | 1.1                | 1.55                        | 3.9                | 88 - 93                                   |
| Arena     | 14 - 35   | 1.40 - 0.60             | 0.65               | 1.53                        |                    |                                           |
| Antracita | 8 - 16    | 2.36 - 1.18             | 1.28               | 1.40                        | 3.9                | 88 - 93                                   |
| Arena     | 14 - 30   | 1.40 - 0.60             | 0.65               | 1.53                        |                    |                                           |

Fuente. Arboleda valencia, Jorge, teoría y práctica de la purificación del agua, 3ra edición, cap. 9, pág. 449.

Se adoptó según la tabla:

TE: Tamaño efectivo= 0.55 mm

CU: Coeficiente de uniformidad= 1.60

P<sub>0</sub>: Porosidad = 0.40

Para hallar la abertura ideal que deja pasar el 60% del material (D<sub>60</sub>) se tiene:

$$d_{60} = CU * d_{10}$$

Dónde:

d<sub>60</sub>= Abertura del tamiz ideal que deja pasar el 60% del material.

CU= Coeficiente de uniformidad.

d<sub>10</sub>= Abertura del tamiz ideal que deja pasar el 10% del materia = Tamaño Efectivo (TE).

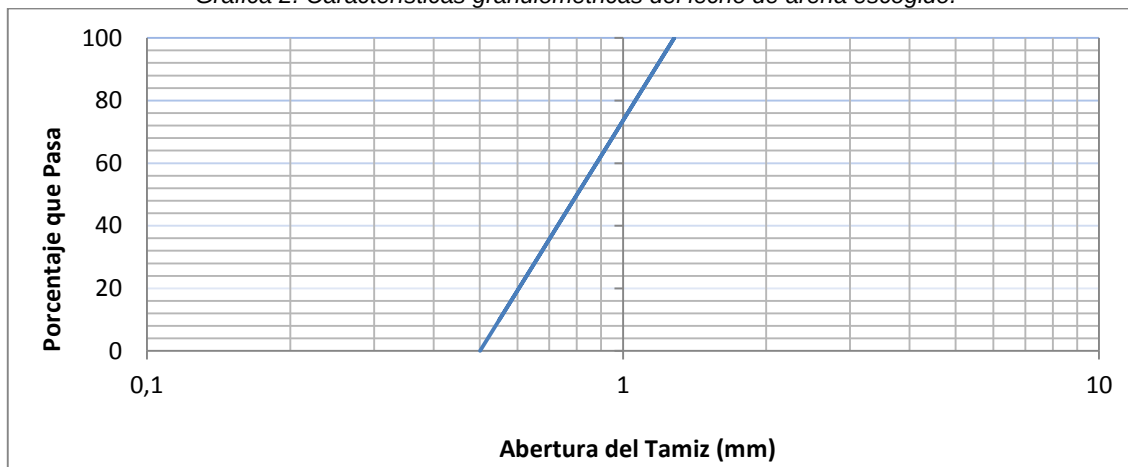
$$d_{60} = CU * d_{10}$$

$$d_{60} = 1.60 * 0.55 = 0.88 \text{ mm}$$

$$d_{60} = 0.88\text{mm} ; d_{10} = 0.55\text{mm}$$

Con los diámetros anteriormente calculados se realizó la gráfica que define las características granulométricas que debe cumplir la arena escogida, la cual se muestra a continuación.

Gráfica 2. Características granulométricas del lecho de arena escogido.



Fuente. Autor.

Para la antracita se toma la siguiente ecuación:

$$d_{90}(\text{Antracita}) = C * d_{10}(\text{Arena})$$

Dónde:

$d_{10}(\text{Arena})$  = Abertura del tamiz ideal que deja pasar el 10 % del material = 0.55mm.

$d_{90}(\text{Antracita})$  = Abertura tamiz ideal que deja pasar el 90% del material.

C= Coeficiente que depende de la condición de la mezcla; se adopta 3.0 para una mezcla parcial, este es el valor recomendado, los valores de la tabla se exponen a continuación.

Tabla 33. Valores del coeficiente C.

| CONDICIONES DE MEZCLA  | VALORES DE C |
|------------------------|--------------|
| Sin                    | 2,5          |
| Parcial                | 3,0 (1)      |
| Sustancial             | 4,0          |
| <b>(1) recomendado</b> |              |

Fuente. Pérez Parra, Jorge Arturo, Manual de potabilización del agua, 1era edición, tabla 16, pág. 288.

Entonces:

$$d_{90}(\text{Antracita}) = 3.00 * 0.55\text{mm} = 1.65\text{mm}$$

Es recomendable que el coeficiente de uniformidad CU de la antracita sea igual al de la arena, para ello se tiene:

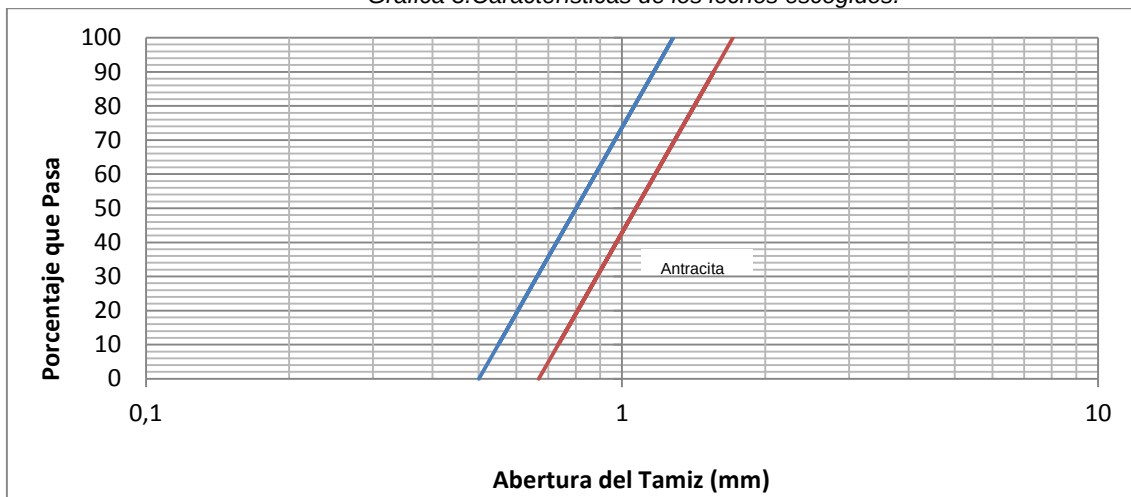
$$CU(\text{antracita}) = CU(\text{arena})$$

$$CU(\text{antracita}) = 1.60$$

Se trazó una paralela a la granulometría de la arena, la cual pasa por el punto  $d_{90}$  de la antracita, esta representa las características granulométricas para la antracita seleccionada y se obtiene:

$$TE(\text{antracita}) = 0.75 \text{ mm}$$

Gráfica 3. Características de los lechos escogidos.



Fuente. Autor.

### Calculo del espesor del lecho

$$\frac{TE_a}{X_a} = \frac{TE_A}{X_A}$$

Dónde:

$TE_a$ = Tamaño efectivo de la arena (mm)= 0.55mm.

$TE_A$ = Tamaño efectivo de la antracita (mm) = 0.75 mm.

$X_a$ = Porcentaje en volumen de arena.

$X_A$ = Porcentaje en volumen de la antracita.

Se tiene que:

$$X_a + X_A = 100\%$$

$$X_A = \frac{TE_A}{TE_a} * X_a$$

$$X_A = \frac{0.75}{0.55} * X_a$$

$$X_A = 1.36 * X_a$$

La profundidad del lecho filtrante fue de 0.70m (adoptado), entonces se tiene:

$$X_a + X_A = 0.70m$$

$$X_a + (1.36 X_A) = 0.70m$$

Se despejó  $X_a$  como sigue:

$$X_a = 0.30 \text{ m (espesor para la capa de arena)}$$

Entonces:

$$X_a + X_A = 0.70m$$

$$X_A = 0.70m - 0.30m$$

Para la grava de soporte se tuvo en cuenta las siguientes características de la tabla a continuación.

Tabla 34. Características para la grava de soporte.

| Posición | Espesor [cm] | Tamaño [mm] |
|----------|--------------|-------------|
| Fondo    | 10,0 - 15,0  | 25,4 - 50,0 |
| 2        | 7,5 - 10,0   | 12,7 - 25,4 |
| 3        | 7,5 - 10,0   | 6,4 - 12,7  |
| 4        | 7,5 - 10,0   | 3,2 - 6,4   |
| 5        | 7,5 - 10,0   | 1,7 - 3,2   |

Fuente. Pérez Parra, Jorge Arturo, Manual de Potabilización del Agua, 3ra edición – tabla 19. pág. 269.

Para el acceso de agua a las unidades de filtración se utilizó una compuerta de 14" de diámetro. Para la estructura de salida se empleó un vertedero de tipo rectangular con un ancho de 0.40 m.

### Hidráulica de lavado de filtros

- Para la arena:

Numero de Galileo ( $G_a$ )

$$G_a = \frac{g * (S_s - 1) * d_{90}^3}{\nu^2}$$

Dónde:

$G_a$  = Número de galileo.

$d_{90}$  = Abertura del tamiz que deja pasar el 90% del material = 1.18 mm ó 0.118 cm.

$\nu$  = viscosidad dinámica del agua a 19°C =  $1.028 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

$g$  = Aceleración de la gravedad =  $980 \text{ cm/s}^2$ .

$S_s$  = Peso específico de la arena = 2.65

Se reemplaza:

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 * (2.65 - 1) * (0.118 \text{ cm})^3}{(1.028 * 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s})^2}$$

$$G_a = 25140.3$$

- Para la antracita:

Numero de Galileo ( $G_a$ )

$$G_a = \frac{g * (S_s - 1) * d_{90}^3}{\nu^2}$$

$G_a$  = Número de galileo.

$d_{90}$  = Abertura del tamiz que deja pasar el 90% del material = 1.65 mm ó 0.165 cm.

$V$  = viscosidad dinámica del agua a 20°C =  $1.042 \cdot 10^{-2}$  cm<sup>2</sup>/s.

$g$  = Aceleración de la gravedad = 980 cm/s<sup>2</sup>.

$S_s$  = Peso específico de la arena = 1.65

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 * (1.65 - 1) * (0.165 \text{ cm})^3}{(1.028 * 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s})^2}$$

$$G_a = 27077.3$$

### Velocidad de fluidificación total

$$V_a = \left( \frac{1.3 * v}{d_{90}} \right) * \{ (33.7^2 + 0.0408 * G_a)^{0.5} - 33.7 \}$$

- Para la arena:

$$V_a = \left( \frac{1.3 * 1.028 * 10^{-2}}{0.118 \text{ cm}} \right) * \{ (33.7^2 + 0.0408 * 25140.3)^{0.5} - 33.7 \}$$

$$V_a = 1.44 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0.864 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

- Para la antracita:

$$V_a = \left( \frac{1.3 * 1.028 * 10^{-2}}{0.165 \text{ cm}} \right) * \{ (33.7^2 + 0.0408 * 27077.3)^{0.5} - 33.7 \}$$

$$V_a = 1.10 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0.66 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

### Calculo de la expansión de lechos filtrantes

La expansión en el lecho de arena es la siguiente:

Tabla 35. Resumen cálculo de la expansión del lecho de arena.

| EXPANSIÓN DEL LECHO DE ARENA |         |         |         |         |        |           |                     |      |         |            |                  |
|------------------------------|---------|---------|---------|---------|--------|-----------|---------------------|------|---------|------------|------------------|
| N° de Tamiz                  | d1 (cm) | d2 (cm) | di (cm) | Ga      | Re     | Vs (cm/s) | $\beta \text{Re}^q$ | Pe   | $\xi_c$ | $\xi_i$    | $\Delta L_c$ (m) |
| 40-30                        | 0,42    | 0,059   | 0,05    | 1861,6  | 34,84  | 7,26      | 0,2503              | 0,66 | 0,76    | 0,20       | 0,046            |
| 30-20                        | 0,059   | 0,084   | 0,071   | 5330,3  | 62,5   | 9,17      | 0,2805              | 0,60 | 0,50    | 0,36       | 0,030            |
| 20-16                        | 0,084   | 0,119   | 0,101   | 15344   | 112,42 | 11,6      | 0,3144              | 0,55 | 0,33    | 0,34       | 0,020            |
| 16-12                        | 0,119   | 0,168   | 0,143   | 43549,4 | 200,7  | 14,62     | 0,3520              | 0,52 | 0,25    | 0,10       | 0,015            |
|                              |         |         |         |         |        |           |                     |      |         | $\Sigma =$ | 0,111            |

Fuente. Autor.

Explicación de la tabla:

### Cálculo del número de Galileo.

$$G_a = \frac{g * (S_s - 1) * d_{90}^3}{\nu^2}$$

Dónde:

$G_a$  = Número de galileo.

$G$  = Aceleración de la gravedad = 980 cm/s<sup>2</sup>.

$d^{90}$  = Abertura del tamiz que deja pasar el 90% del material (tabla = di).

$S_s$  = Peso específico de la arena = 2.65

$\nu$  = Viscosidad dinámica del agua a 20°C = 1.042\*10<sup>-2</sup> cm<sup>2</sup>/s.

Reemplazando:

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 * (2.65 - 1) * (0.050 \text{ cm})^3}{(1.042 * 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s})^2}$$

$$G_a = 1861.6$$

### Cálculo del número de Reynolds.

$$R_e = \alpha G_a^m$$

Dónde:

$R_e$  = Número de Reynolds.

$G_a$  = número de Galileo = 1861.6

$\alpha$  = constante de cada material según tabla = 0.5321

$M$  = constante de cada material según tabla = 0.5554

$\alpha$  y  $m$  se exponen en la siguiente tabla.



Tabla 36. Valores de  $\alpha$  y  $m$ .

| Material  | $\alpha$ | $m$    |
|-----------|----------|--------|
| Arena     | 0,5321   | 0,5554 |
| Antracita | 0,2723   | 0,6133 |

Fuente. Pérez Parra, Jorge Arturo, *Manual de potabilización del agua*, 3ra edición- tabla 24, pág. 293.

Se reemplazó:

$$R_e = 0.5321 (1861.6)^{0.5554}$$

$$R_e = 34.84$$

### Cálculo de la velocidad de sedimentación de los granos del lecho ( $V_s$ ).

La velocidad de sedimentación de los granos del lecho está dada por la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{v R_e}{d}$$

Dónde:

$V_s$  = Velocidad de sedimentación de los granos del lecho.

$V$  = Viscosidad dinámica del agua a 20°C =  $1.042 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

$R_e$  = Número de Reynolds = 34.84

$d$  = di tomado de la tabla.

Al reemplazar se tiene:

$$V_s = \frac{\left(1.042 \cdot 10^{-2} \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}\right) * (34.84)}{0.050 \text{ cm}}$$

$$V_s = 7.26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

### Calculo del factor $\beta R_e^\theta$ .

El cálculo del factor  $\beta R_e^\theta$  está dado por la siguiente expresión:

$$\beta R_e^\theta = \beta * (R_e)^\theta$$

Los factores de  $\beta$  y  $\theta$  se presentan en la tabla a continuación:

Tabla 37. Valores de  $\beta$  y  $\theta$ .

| Material  | $\beta$ | $\theta$ |
|-----------|---------|----------|
| Arena     | 0,1254  | 0,1947   |
| Antracita | 0,1813  | 0,1015   |

Fuente. Pérez Parra, Jorge Arturo, Manual de potabilización del agua, 3ra edición- tabla 25 pág. 294

Entonces:

$$\beta Re^\theta = 0.1254 * (34.84)^{0.1947}$$

$$\beta Re^\theta = 0.2503$$

### Calculo de la porosidad del lecho filtrante expandido ( $P_e$ ).

El cálculo de la porosidad del lecho filtrante expandido ( $P_e$ ), está dado por la siguiente expresión:

$$P_e = \left(\frac{V_a}{V_s}\right)^{\beta Re^\theta}$$

Dónde:

$V_s$  = Velocidad de sedimentación de los granos del lecho = 7.26 cm/s.

$V_a$  = Velocidad de fluidificación del lecho de arena = 1.43 cm/s.

$\beta Re^\theta$  = factor = 0.2503.

Se reemplaza:

$$P_e = \left(\frac{1.43 \text{ cm/s}}{7.26 \text{ cm/s}}\right)^{0.2503}$$

$$P_e = 0.66$$

### Calculo de la expansión relativa de la capa ( $\xi_c$ ).

El cálculo de la expansión relativa de la capa ( $\xi_c$ ), está dado por la siguiente expresión:

$$\xi_c = \frac{p_e - p_o}{1 - p_e}$$

Dónde:

$\xi_c$  = Expansión relativa de la capa.

$P_0$  = porosidad inicial del lecho = 0.40.

$P_e$  = Porosidad del lecho filtrante expandido = 0.66.

Al reemplazar se tiene:

$$\xi_c = \frac{0.66 - 0.40}{1 - 0.66}$$

$$\xi_c = 0.76$$

**Calculo de la longitud expandida parcial para cada capa ( $\Delta L_c$ ).**

El cálculo de la longitud expandida parcial para cada capa ( $\Delta L_c$ ) está dado por la siguiente expresión:

$$\Delta L_c = \xi_c * x * X$$

Dónde:

$\xi_c$  = expansión relativa de cada capa = 0.76

$x$  = Porcentaje de material de cada capa = 0.20 (según tabla Xi)

$X$  = espesor del lecho de la arena = 0.30 m.

$$\Delta L_c = 0.76 * 0.20 * 0.30$$

$$\Delta L_c = 0.046 \text{ m}$$

El cálculo de las demás filas de la tabla, se realiza de la misma manera que el ejemplo realizado para la fila 1.

La expansión en el lecho de antracita es la siguiente:

Tabla 38. Resumen cálculo de la expansión del lecho de antracita.

| EXPANSIÓN DEL LECHO DE ANTRACITA |         |         |         |         |       |           |              |       |         |            |                  |
|----------------------------------|---------|---------|---------|---------|-------|-----------|--------------|-------|---------|------------|------------------|
| N° de Tamiz                      | d1 (cm) | d2 (cm) | d3 (cm) | Ga      | Re    | Vs (cm/s) | $\beta Re^q$ | Pe    | $\xi_c$ | $\xi_i$    | $\Delta L_c$ (m) |
| 30-20                            | 0,059   | 0,084   | 0,071   | 2099,1  | 29,7  | 4,35      | 0,2557       | 0,703 | 1,02    | 0,22       | 0,090            |
| 20-16                            | 0,084   | 0,119   | 0,101   | 6045    | 57    | 6,00      | 0,2732       | 0,630 | 0,62    | 0,34       | 0,084            |
| 16-12                            | 0,119   | 0,168   | 0,143   | 17156   | 108   | 8,00      | 0,2239       | 0,641 | 0,67    | 0,34       | 0,091            |
| 12-10                            | 0,168   | 0,200   | 0,184   | 36547,5 | 171,1 | 10,00     | 0,2300       | 0,601 | 0,50    | 0,10       | 0,020            |
|                                  |         |         |         |         |       |           |              |       |         | $\Sigma =$ | 0,285            |

Fuente. Autor.

Explicación de la tabla:

### Cálculo del número de Galileo.

$$G_a = \frac{g * (S_s - 1) * d_{90}^3}{\nu^2}$$

Dónde:

$G_a$  = Número de galileo.

$G$  = Aceleración de la gravedad = 980 cm/s<sup>2</sup>.

$d_{90}$  = Abertura del tamiz que deja pasar el 90% del material (tabla = di).

$S_s$  = Peso específico de la arena = 1.65

$\nu$  = Viscosidad dinámica del agua a 20°C = 1.042\*10<sup>-2</sup> cm<sup>2</sup>/s.

Reemplazando:

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 * (1.65 - 1) * (0.071 \text{ cm})^3}{(1.042 * 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s})^2}$$

$$G_a = 2099.1$$

### Cálculo del número de Reynolds.

$$R_e = \alpha G_a^m$$

Dónde:

$R_e$  = Número de Reynolds.

$G_a$  = número de Galileo = 2099.1

$\alpha$  = constante de cada material según tabla = 0.2723

$M$  = constante de cada material según tabla = 0.6133

Se reemplaza:

$$R_e = 0.2723 (2099.1)^{0.6133}$$

$$R_e = 29.7$$

### Cálculo de la velocidad de sedimentación de los granos del lecho ( $V_s$ ).

La velocidad de sedimentación de los granos del lecho está dada por la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{vR_e}{d}$$

Dónde:

$V_s$  = Velocidad de sedimentación de los granos del lecho.

$V$  = Viscosidad dinámica del agua a 20°C =  $1.042 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

$R_e$  = Número de Reynolds = 29.7

$d$  = di tomado de la tabla.

Al reemplazar se tiene:

$$V_s = \frac{\left(1.042 \cdot 10^{-2} \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}\right) * (29.7)}{0.071 \text{ cm}}$$

$$V_s = 4.35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

### Calculo del factor $\beta Re^\theta$ .

El cálculo del factor  $\beta Re^\theta$  está dado por la siguiente expresión:

$$\beta Re^\theta = \beta * (Re)^\theta$$

Entonces:

$$\beta Re^\theta = 0.1813 * (29.7)^{0.1015}$$

$$\beta Re^\theta = 0.2557$$

### Calculo de la porosidad del lecho filtrante expandido ( $P_e$ ).

El cálculo de la porosidad del lecho filtrante expandido ( $P_e$ ), está dado por la siguiente expresión:

$$P_e = \left(\frac{V_a}{V_s}\right)^{\beta Re^\theta}$$

Dónde:

$V_s$  = Velocidad de sedimentación de los granos del lecho = 4.35 cm/s.

$V_a$  = Velocidad de fluidificación del lecho de arena = 1.1 cm/s.

$\beta Re^\theta$  = factor = 0.2557.

Se reemplaza:

$$P_e = \left( \frac{1.1 \text{ cm/s}}{4.35 \text{ cm/s}} \right)^{0.2557}$$

$$P_e = 0.703$$

### **Calculo de la expansión relativa de la capa ( $\xi_c$ ).**

El cálculo de la expansión relativa de la capa ( $\xi_c$ ), está dado por la siguiente expresión:

$$\xi_c = \frac{p_e - p_o}{1 - p_e}$$

Dónde:

$\xi_c$  = Expansión relativa de la capa.

$P_o$  = Porosidad inicial del lecho = 0.40.

$P_e$  = Porosidad del lecho filtrante expandido = 0.703.

Al reemplazar se tiene:

$$\xi_c = \frac{0.703 - 0.40}{1 - 0.703}$$

$$\xi_c = 1.02$$

### **Calculo de la longitud expandida parcial para cada capa ( $\Delta L_c$ ).**

El cálculo de la longitud expandida parcial para cada capa ( $\Delta L_c$ ) está dado por la siguiente expresión:

$$\Delta L_c = \xi_c * x * X$$

Dónde:

$\xi_c$  = Expansión relativa de cada capa = 1.02

$x$  = Porcentaje de material de cada capa = 0.22 (según tabla Xi)

$X$  = Espesor del lecho de la antracita = 0.40 m.

$$\Delta L_c = 1.02 * 0.22 * 0.40$$

$$\Delta L_c = 0.09 \text{ m}$$

## Expansión total del lecho filtrante

La expansión total del lecho filtrante se calculó con la siguiente expresión:

$$\xi_T = \frac{\xi_a * X_a + \xi_A * X_A}{X_a + X_A}$$

Dónde:

$\xi_T$ = Expansión total del lecho filtrante.

$\xi_a$ = Expansión en el lecho de arena = 0.111.

$\xi_A$ = Expansión en el lecho de antracita = 0.285.

$X_a$ = Espesor del lecho de arena = 0.30.

$X_A$ = Espesor del lecho de antracita = 0.40.

Al reemplazar se tiene:

$$\xi_T = \frac{(0.111 * 0.30) + (0.285 * 0.40)}{0.30 + 0.40}$$

$$\xi_T = 0.210 \text{ m}$$

## Chequeo del sistema auto lavable

$$Q_l \leq Q$$

Dónde:

$Q_l$ = Caudal de lavado.

$$Q = Q_{\text{Diseño}}: QMD_{2046} = 674.3 \frac{L}{s} = 0.6743 \frac{m^3}{s} = 58260 \frac{m^3}{dia}.$$

$$Q_l = V_a * A$$

Dónde:

$V_a$ = Velocidad ascensional = 0.850 m/min.

$A$ = Área superficial de un filtro = 16.55 m<sup>2</sup>.

$$Q_l = 0.850 \frac{m}{min} * \frac{min}{60 seg} * 16.55 m^2 * 1000 \frac{l}{m^3}$$

Entonces, el caudal de lavado es:

$$Q_l = 234.4 \text{ l/s}$$

Se tiene que:

$$Q = 674.3 \text{ l/s}$$

Entonces:

$$Q_l \leq Q$$

**CUMPLE**

**Cálculo de la pérdida de carga durante el lavado.**

- Para la arena:

$$h_{La} = (S_s - 1)(1 - P_0) * l_0$$

Dónde:

$S_s$  = Peso específico de la arena = 2.65.

$H_{La}$  = Perdida de carga en la arena.

$P_0$  = Porosidad de la arena = 0.40.

$l_0$  = Profundidad del lecho de la arena = 0.30 m.

$$h_{La} = (2.65 - 1)(1 - 0.40) * 0.30 \text{ m}$$

$$h_{La} = 0.297 \approx 0.30 \text{ m}$$

- Para la antracita:

$$h_{LA} = (S_s - 1)(1 - P_0) * l_0$$

Dónde:

$H_{La}$  = perdida de carga en la antracita.

$P_0$  = Porosidad de la antracita = 0.40.

$S_s$  = Peso específico de la antracita = 1.65.

$l_0$  = Profundidad del lecho de la antracita = 0.40 m.



$$h_{LA} = (1.65 - 1)(1 - 0.40) * 0.40 \text{ m}$$

$$h_{LA} = 0.156 \approx 0.16 \text{ m}$$

### **Cálculo de la pérdida de carga total en el lecho.**

$$h_{LT} = h_{La} + h_{LA}$$

Dónde:

$h_{LT}$  = Pérdida de carga total en el lecho.

$h_{La}$  = Pérdida de carga en la arena.

$h_{LA}$  = Pérdida de carga en la antracita.

$$h_{LT} = 0.30 + 0.16$$

$$h_{LT} = 0.46 \text{ m}$$

### **Cálculo de la pérdida de carga en la grava.**

$$h_{LG} = \frac{V_a * L}{3}$$

Dónde:

$h_{LG}$  = Pérdida de carga del lecho de grava.

$L$  = Espesor del lecho de grava = 0.40 m (fondo Leopold)

$V_a$  = Velocidad ascensional = 0.850 m/min.

$$h_{LG} = \frac{0.850 \text{ m/min} * 0.40}{3}$$

$$h_{LG} = 0.113 \text{ m}$$

### **Perdida de carga en el falso fondo.**

Se usó un falso fondo con viguetas prefabricadas con 200 orificios, los cuales tienen un diámetro de  $\frac{3}{4}$ " (1.905 cm), este se determinó de la siguiente manera:

$$h_{LD} = \frac{Q_0^2}{C^2 A^2 * 2g}$$

Dónde:

$h_{LD}$  = Pérdida de carga en el falso fondo.

A = Área de un orificio.

$Q_0$  = Caudal a través de los orificios.

C = Coeficiente de descarga = 0.80.

Se halló el área de un orificio (A), como sigue:

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

$$A = \frac{\pi * (0.0254 * \frac{3}{4})^2}{4}$$

$$A = 2.850 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

El caudal a través de los orificios ( $Q_0$ ), se calculó de la siguiente manera:

$$Q_0^2 = \left[ \frac{(V_a * A * \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ s}})}{200} \right]^2$$

Dónde:

$V_a$  = Velocidad de fluidificación = 0.850 m/min.

Entonces:

$$h_{LD} = \frac{\left[ \frac{(0.850 \text{ m/min} * 16.55 \text{ m}^2 * \frac{\text{min}}{60 \text{ s}})}{200} \right]^2}{(0.80)^2 * (2.85 * 10^{-4} \text{ m}^2)^2 * (2 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})}$$

$$h_{LD} = 1.35 \text{ m}$$

**Pérdida de carga total durante el lavado.**

$$H_{LT} = h_{LT} + h_{LG} + h_{LD}$$

Dónde:

$H_{LT}$  = Pérdida de carga total durante el lavado.

$h_{LT}$  = Pérdida de carga total en el lecho.

$h_{LG}$  = Pérdida de carga en el lecho de grava.

$h_{LD}$  = Pérdida de carga en el falso fondo.

$$H_{LT} = 0.46 \text{ m} + 0.113 \text{ m} + 1.35$$

$$H_{LT} = 1.923 \text{ m}$$

### **Hidráulica de la filtración.**

#### **Pérdida de carga en la válvula de entrada.**

$$h_{VA} = \frac{K_1}{2g} * v$$

Dónde:

$h_{VA}$  = Pérdida de carga en la válvula de entrada.

$v$  = Velocidad por la compuerta totalmente abierta (m/s).

$g$  = Gravedad =  $9.81 \text{ m/s}^2$

Se aplicó en la ecuación de continuidad:

$$v * a = q * A$$

Dónde:

$a$  = Área de la compuerta ( $\text{m}^2$ ).

$q$  = Tasa de filtración o carga superficial ( $\text{m}^3/\text{m}^2\text{día}$ ).

$A$  = Área superficial de los filtros.

Se despeja  $v$  de la ecuación anterior y se tiene:

$$v = \frac{q * A}{a}$$

Se reemplazó en la ecuación de pérdida de carga de la válvula de entrada:

$$h_{VA} = \frac{K_1}{2g * 86400^2} * \left(\frac{A}{a}\right)^2 * q^2$$

Se utilizó una válvula de compuerta de 14" de diámetro, entonces:

$$a = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$a = \frac{\pi * 0.355 m^2}{4}$$

$$a = 0.098 m^2$$

Se tiene que:

$$k = \frac{1}{C^2}$$

Dónde:

C= Coeficiente de la válvula = 0.80.

Entonces:

$$k = \frac{1}{(0.8)^2}$$

$$k = 1.56$$

Reemplazando:

$$h_{VA} = \frac{1.56}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * (86400)^2} * \left(\frac{16.55 m^2}{0.098}\right)^2 * q^2$$

$$h_{VA} = 3.04 * 10^{-7} * q^2$$

Dónde:

$h_{VA}$  = Pérdida de carga en la válvula de entrada (m).

q = Tasa de filtración (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*día)

g = Gravedad (m/s<sup>2</sup>)

**Pérdida de carga en el lecho.**

Se tiene que:

$$h_0 = \frac{f' * v}{g} * \frac{(1 - P_0)^2}{P_0^3} * \frac{36}{C_e^2} * L_o \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} * q$$

Dónde:

$h_0$  = Pérdida de carga en el lecho.

$f'$  = Constante de permeabilidad experimental y adimensional (generalmente es igual a 5)<sup>36</sup>.

$v$  = Viscosidad dinámica del agua a 20°C.

$C_e$  = Factor de forma de los granos del lecho filtrante<sup>37</sup>

$x_i$  = Porcentaje retenido de granos en la capa del lecho.

$d_i$  = Diámetro promedio de los granos del lecho.

$$C_e \text{ para la arena} = 0.82.$$

$$C_e \text{ para la antracita} = 0.73$$

Tabla 39. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la arena.

| DIAMETRO PROMEDIO Y PORCENTAJE RETENIDO PARA LA ARENA |         |         |         |           |      |                 |
|-------------------------------------------------------|---------|---------|---------|-----------|------|-----------------|
| N° de tamiz                                           | d1 (cm) | d2 (cm) | di (cm) | di^2 (cm) | xi   | xi/di^2 (cm^-2) |
| 40-30                                                 | 0,042   | 0,059   | 0,050   | 0,002     | 0,2  | 81              |
| 30-20                                                 | 0,059   | 0,084   | 0,070   | 0,005     | 0,36 | 73              |
| 20-16                                                 | 0,084   | 0,119   | 0,100   | 0,010     | 0,34 | 34              |
| 16-12                                                 | 0,119   | 0,168   | 0,141   | 0,020     | 0,1  | 5               |
|                                                       |         |         |         |           | 1,00 | 193             |

Fuente. Autor.

Tabla 40. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la antracita.

| DIAMETRO PROMEDIO Y PORCENTAJE RETENIDO PARA LA ANTRACITA |         |         |         |           |      |                 |
|-----------------------------------------------------------|---------|---------|---------|-----------|------|-----------------|
| N° de tamiz                                               | d1 (cm) | d2 (cm) | di (cm) | di^2 (cm) | xi   | xi/di^2 (cm^-2) |
| 30-20                                                     | 0,059   | 0,084   | 0,07    | 0,005     | 0,22 | 44              |
| 20-16                                                     | 0,084   | 0,119   | 0,1     | 0,01      | 0,34 | 34              |
| 16-12                                                     | 0,119   | 0,168   | 0,141   | 0,02      | 0,34 | 17              |
| 12-10                                                     | 0,168   | 0,2     | 0,183   | 0,034     | 0,1  | 3               |
|                                                           |         |         |         |           | 1,00 | 98              |

Fuente. Autor.

<sup>36</sup> CEPIS, Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua, 2da edición pág. 322

<sup>37</sup> Ibid. Pág. 322

La finalidad de la tabla fue calcular el factor:

$$\frac{x_i}{d_i^2}$$

Dónde:

$L_0$  = Espesor del lecho de arena =  $X_{\text{arena}} = 30\text{cm}$

$L_0$  = Espesor del lecho de antracita =  $X_{\text{antracita}} = 40\text{ cm}$

$$\frac{x_i}{d_i^2} = \frac{\% \text{ retenido}}{\text{diametro promedio}}$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} = 193 \text{ Para la arena}$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} = 98 \text{ Para la antracita}$$

Pérdida de carga en el lecho para la arena:

$$h_0 = \frac{f' * v}{g} * \frac{(1 - P_0)^2}{P_0^3} * \frac{36}{C_e^2} * L_0 \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} * q$$

$$h_0 = \frac{5 * 1.042 * 10^{-2}}{980 \text{ cm/s}^2 * 86400} * \frac{(1 - 0.40)^2}{0.40^3} * \frac{36}{(0.82)^2} * 30 \text{ cm} * 193 \text{ cm}^{-2} * q$$

$$h_0 = 1.072 * 10^{-3} * q$$

Pérdida de carga en el lecho para la antracita:

$$h_0 = \frac{f' * v}{g} * \frac{(1 - P_0)^2}{P_0^3} * \frac{36}{C_e^2} * L_0 \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} * q$$

$$h_0 = \frac{5 * 1.042 * 10^{-2}}{980 \text{ cm/s}^2 * 86400} * \frac{(1 - 0.40)^2}{0.40^3} * \frac{36}{(0.73)^2} * 40 \text{ cm} * 98 \text{ cm}^{-2} * q$$

$$h_0 = 9.165 * 10^{-4} * q$$

Pérdida de carga total en el lecho ( $h_{oT}$ ). (Arena + Antracita)

$$h_{oT} = 1.072 * 10^{-3} * q + 9.165 * 10^{-4} * q$$

$$h_{oT} = 1.988 * 10^{-3} * q$$

Pérdida de carga en la grava de soporte ( $h_g$ )

$$h_g = \frac{L}{3} * q$$

Dónde:

$h_g$  = Perdida de carga en la grava de soporte.

$L$  = Espesor del lecho.

$q$  = Tasa de filtración.

$$h_g = \frac{0.40}{3 * 1440} * q$$

$$h_g = 9.26 * 10^{-5} * q$$

Pérdida de carga en el falso fondo ( $h_D$ )

$$h_D = \frac{K_1}{2g * 86400^2} * \left(\frac{A}{a}\right)^2 * q^2$$

Dónde:

$h_D$  = Perdida de carga en el falso fondo.

$K_1$  = Coeficiente = 1.56.

$A$  = Área de un filtro= 16.55 m<sup>2</sup>.

$a$  = Área total hueca = 5.7\*10<sup>-2</sup>m<sup>2</sup> = área de 200 orificios de diámetro 3/4"

$q$  = Tasa de filtración.

$$h_D = \frac{1.56}{2 * (9.81) * 86400^2} * \left(\frac{16.55 \text{ m}^2}{5.7 * 10^{-2}}\right)^2 * q^2$$

$$h_D = 8.979 * 10^{-7} * q^2$$

Pérdida de carga en el vertedero ( $h_{VE}$ )

Se utiliza un vertedero individual de 0.30 m de ancho de cresta:

$$h_{VE} = \left( \frac{A}{1.838 * L * 86400} \right)^{0.6667} * q^{0.6667}$$

Dónde:

$h_{VE}$  = Pérdida de carga en el vertedero.

A = Área de un filtro = 16.55 m<sup>2</sup>.

L = Ancho de la cresta = 0.30 m.

q = Tasa de filtración.

$$h_{VE} = \left( \frac{16.55 \text{ m}^2}{1.838 * 0.30 \text{ m} * 86400} \right)^{0.6667} * q^{0.6667}$$

$$h_{VE} = 4.940 * 10^{-3} * q^{0.6667}$$

### **Canaleta de lavado**

#### **Canaleta de recolección de agua de lavado.**

Se dispuso de dos canaletas que se ubicaron a cada extremo.

N = 2 canaletas.

$$q = \frac{Q_i}{N}$$

Dónde:

q = Caudal para cada canaleta.

$Q_1$  = Caudal de lavado = 234.4 l/s

N = Número de canaletas = 2

$$q = \frac{234.4 \text{ l/s}}{2}$$

$$q = 117.2 \text{ l/s}$$



Altura de la lámina de agua en la canaleta ( $h_m$ )

Se usó un ancho de canaleta de 0.25 m, se calcula la altura de la lámina de agua en la canaleta ( $h_m$ ).

$$h_m = \left( \frac{73 * q}{b} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dónde:

$h_m$  = Altura de la lámina de agua de la canaleta.

$b$  = Ancho de la canaleta = 0.25 m ó 25 cm.

$$h_m = \left( \frac{73 * 117.2 \text{ l/s}}{25 \text{ cm}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_m = 48.92 \text{ cm}$$

Borde libre = 6cm.

Dimensiones de la canaleta:

Ancho= 0.25 m (interior).

Altura = 0.549 m (interior).

Espesor de pared= 0.15 m.

Altura total = 0.70 m.

Altura de la cresta de la canaleta con respecto a la superficie del lecho no expandido ( $w$ )

$W$  = expansión del lecho ( $\xi T$ ) + factor de seguridad + altura total de la canaleta.

$$W = 0.210 \text{ m} + 0.10 \text{ m} + 0.70 \text{ m}$$

$$W = 1.01 \text{ m}$$

Altura del vertedero de salida respecto a la cresta de la canaleta ( $Y$ ):

Pérdida de carga total durante el lavado ( $h_{LT}$ ) = 1.923 m

La altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero fue:

$$h_{cv} = \left( \frac{q}{1.838 L} \right)^{2/3}$$

Dónde:

$h_{cv}$  = Altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero.

$Q$  = Caudal para cada canaleta = 117.2 l/s = 0.1172 m<sup>3</sup>/s.

$L$  = Ancho de la cresta de la canaleta = 1.00 m

$$h_{cv} = \left( \frac{0.1172 \text{ m}^3/\text{s}}{1.838 * 1.00} \right)^{2/3}$$

$$h_{cv} = 0.16 \text{ m}$$

La altura del vertedero de salida ( $Y$ ) respecto a la cresta de la canaleta fue:

$$Y = h_{LT} + h_{cv}$$

$$Y = 1.923 \text{ m} + 0.16 \text{ m}$$

$$Y = 2.083 \text{ m}$$

El plano con las dimensiones definitivas de las unidades de se presentan en los anexos al final del documento.

## 8 CONCLUSIONES

Las conclusiones se realizaron teniendo en cuenta cada una de las fases de la investigación:

Primera fase: Descripción de la planta.

- Se describió, debido a la antigüedad de puesta en marcha de la planta de potabilización del municipio de Pitalito (hace 25 años) y que ésta cuenta con todos los procesos completos para efectuar la potabilización del agua, como son Desarenación, Coagulación, Sedimentación, Filtración y Desinfección), sin embargo algunas de éstas estructuras no funcionan adecuadamente, ya que se evidencia presencia de floc en la parte superficial de estructuras como el floculador y el sedimentador, adicionalmente también se pudo ver que tanto la planta N°1 y la planta N°2 no poseen un sistema de evacuación de lodos, lo que hace que la limpieza de estos se haga de manera manual y le quiten capacidad de almacenamiento a cada proceso.

Segunda fase: Evaluación de la planta.

- Se evaluó cada una de las estructuras, después de que se realizaran cálculos matemáticos para verificar que estructuras y elementos cumplen o no de acuerdo al caudal que trata actualmente cada estructura y teniendo en cuenta el caudal y el periodo para el que fue diseñada la planta, se encontró que parámetros como el número de cámaras en los floculadores no cumplen de acuerdo al RAS, el tiempo de retención en el floculador de la planta N°2 no cumple con los parámetros establecidos por la norma. De igual manera se verificó que los lechos utilizados en la filtración no son los adecuados para los filtros de lecho mixto. En cuanto a lo que tiene que ver con las características físico-químicas, las cuales fueron analizadas por el laboratorio ANALQUIM LTDA, muestran que tanto el agua de la fuente de abastecimiento como el agua tratada en la planta cumplen con los valores máximos permitidos por la resolución 2115 de 2007.

Tercera fase: Optimización de la planta.

- Se optimizó cada elemento, con el fin de efectuar los nuevos diseños de cada una de las estructuras, se realizó una nueva proyección de la población para un periodo de 30 años debido a la población con la que cuenta el casco urbano del municipio, de lo cual se obtuvo una población de 252221 habitantes para el año 2046 y un Caudal Máximo Diario (QMD) de 674.3 L/s. Con ello se diseñó una

canaleta parshall que asegura el resalto hidráulico para el caudal de diseño, también se realizó el diseño de un floculador tipo Alabama compuesto por 3 unidades. Se diseñaron sedimentadores de alta tasa de flujo ascendente. Igualmente se diseñaron 4 filtros rápidos de lecho mixto (arena y antracita) con grava de soporte, tasa declinante y lavado ascendente o retro lavado.

## 9 RECOMENDACIONES

Los floculadores que tiene actualmente la planta de potabilización trabajan de forma adecuada, sin embargo se hace notoria la presencia de floc en la parte superficial de esta unidad. Se hace necesaria la construcción de una nueva unidad de floculación, se realizaría una optimización utilizando las unidades ya existentes pero por cuestiones de espacio no es posible hacerlo, sin embargo a un costado existe un lote de buen tamaño para la construcción de esta.

El proceso de sedimentación actual se encuentra en condiciones aceptables, y es notorio el desgaste de las placas planas que componen esta unidad, es recomendable construir una nueva unidad de sedimentación que trabaje con las actuales y que garantice la tratabilidad del agua. También es recomendable que esta se construya a un costado de la planta existente.

Cabe resaltar que la planta no cuenta con procesos de extracción de lodos, para lo que se hace necesario al construir las nuevas unidades implementarlo, para que la evacuación de estos se haga de manera más eficiente y rápida, garantizando que la capacidad de las unidades no disminuya.

Los filtros existentes en la planta para la potabilización del agua son filtros rápidos de flujo descendente que no cumplen con los parámetros exigidos por la normatividad vigente, se recomienda optimizarlos de manera que sean filtros rápidos de lecho mixto y tasa declinante con vertederos de salida hacia la desinfección.

## 10 BIBLIOGRAFÍA

- ANALISIS DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN COLOMBIA. (En línea). Fecha de Investigación: (26 de septiembre de 2014)  
Disponible en:  
<http://www.bvsde.paho.org/eswww/fulltext/analisis/colombias/colombias.html#intro>
- ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. ACODAL.
- CONGRESO DE LA REPUBLICA, Ley 142 de 1994. En línea). Fecha de Investigación: 25 de septiembre de 2014. Disponible en:  
<http://www.alcaldiabogota.gov.co/sisjur/normas/Norma1.jsp?i=2752>
- Construmatica. (En Línea). Fecha de Investigación: 18 de noviembre de 2014)  
Disponible en:  
[http://www.construmatica.com/construpedia/Estaci%C3%B3n\\_de\\_Tratamiento\\_de\\_Agua\\_Potable](http://www.construmatica.com/construpedia/Estaci%C3%B3n_de_Tratamiento_de_Agua_Potable)
- Constitución Política de la república de Colombia (1991). Capitulo V. De La Finalidad Social del Estado y de los Servicios públicos. (En Línea) Fecha de Investigación: (10 de octubre de 2014) Disponible en:  
<http://pdba.georgetown.edu/Constitutions/Colombia/col91.html>
- DMEDICINA. (En línea). Fecha de Investigación: (26 de septiembre de 2014)  
Disponible en: <http://www.dmedicina.com/enfermedades/viajero/colera-1>

- Definición ABC. (En Línea). Fecha de Investigación: (18 de octubre de 2014)  
Disponible en: <http://www.definicionabc.com/medio-ambiente/potabilizacion.php>
- Diseprosa Diseños y Proyectos Reunidos (2010) (En Línea) Fecha de Investigación: (18 de octubre de 2014) Disponible en: [https://www.interempresas.net/FeriaVirtual/Catalogos\\_y\\_documentos/87264/Plantas\\_de\\_Tratamiento\\_de\\_Aguas.p](https://www.interempresas.net/FeriaVirtual/Catalogos_y_documentos/87264/Plantas_de_Tratamiento_de_Aguas.p)
- 
- EMPRESA DE SERVICIOS PÚBLICOS DOMICILIARIOS DE PITALITO, EMPITALITO ESP. (En línea). Fecha de Investigación: (28 de Septiembre de 2014) Disponible en: [http://www.empitalito.gov.co/quienes\\_somos.html](http://www.empitalito.gov.co/quienes_somos.html)
- 
- LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo, Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 2da edición. Editorial escuela colombiana de ingeniería.
- Ministerio de la Protección Social. (2007). DECRETO 1575 DE 2007. 9 de Mayo de 2007, de Ministerio de la Protección Social Sitio web: [http://www.corpamag.gov.co/archivos/normatividad/Decreto1575\\_20070509.htm](http://www.corpamag.gov.co/archivos/normatividad/Decreto1575_20070509.htm)
- MESA GARCÍA Cristian Alberto, PARRA DAZA Andrés Santiago, ROLDÁN BELTRAN Cristian Adolfo. Estudio para la optimización de los diseños existentes en la Planta de Tratamiento para la potabilización del agua ubicada en el municipio de Arbeláez, Cundinamarca. Año 2013. Biblioteca Universidad la Gran Colombia, Facultad de Ingeniería Civil. Bogotá, D.C.
- RODRIGUEZ VALDERRAMA, Ricardo Enrique. AHUMADA NAVARRO, Galo. Diseño Hidráulico de los Procesos de Filtración Directa, Desinfección y

Desinfección y Almacenamiento de Agua para el Municipio de Villa pinzón (Cundinamarca). Universidad Piloto de Colombia. Bogotá, D.C. 2010.

- REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO - RAS 2000.TITULO C.
- REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO - RAS 2000.TITULO B.
- UNICEF. (2013). El agua potable. 2013, de UNICEF Sitio web: <http://www.unicef.com.co/situacion-de-la-infancia/el-agua-potable/>
- Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios. (2014). Energía, Gas y Combustible; Acueducto y Alcantarillado. (En Línea) Fecha de investigación: (10 de octubre de 2014) Disponible en: <http://www.superservicios.gov.co/>
- VARGAS SILVA, Diego Felipe. Estudio descriptivo de la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) en la cabecera Municipal de Timaná, en el Departamento del Huila. Año 2013. Biblioteca Universidad La Gran Colombia, Facultad de Ingeniería Civil. Bogotá, D.C.



## **ANEXOS**

**ANEXO N°1. PLANOS ACTUALES PLANTA DE POTABILIZACIÓN  
DE PITALITO**

## **ANEXO N°2. PLANOS ACTUALES BOCATOMA**

### **ANEXO N°3. PLANOS ACTUALES DESARENADORES**

## **ANEXO N°4. RESULTADOS DE ANALISIS FISICO-QUIMICO DEL AGUA**

## **ANEXO N°5. PLANOS DISEÑO CANALETA PARSHALL**

## **ANEXO N°6. PLANOS DISEÑO FLOCULADOR**

## **ANEXO N°7. PLANOS DISEÑO SEDIMENTADOR**



## **ANEXO N°8. PLANOS DISEÑO FILTRO**