

**DISEÑO DE UNA PLANTA DE PURIFICACIÓN DE AGUA PARA CONSUMO  
HUMANO EN LA VEREDA DE ACAPULCO, MUNICIPIO SAN JUAN DE  
GIRÓN – SANTANDER**

**ADRIANA ROCÍO PALENCIA SALGAR**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FÍSICO-QUÍMICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA QUÍMICA  
BUCARAMANGA  
2004**

**DISEÑO DE UNA PLANTA DE PURIFICACIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO  
EN LA VEREDA DE ACAPULCO, MUNICIPIO SAN JUAN DE GIRÓN – SANTANDER**

**ADRIANA ROCÍO PALENCIA SALGAR**

**Trabajo de Grado presentado como requisito para optar al título de  
Ingeniera Química**

**Director:  
Dr. ALVARO RAMÍREZ GARCÍA  
Ingeniero Químico**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERIAS FÍSICO-QUÍMICAS  
ESCUELA DE INGENIERIA QUÍMICA  
BUCARAMANGA  
2004**

## CONTENIDO

|  | Pág. |
|--|------|
| INTRODUCCION   |      |
| 1.PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROBLEMA Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO | 1    |
| 1.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO                                    | 1    |
| 1.1.1 Reseña histórica   | 1    |
| 1.1.2 Climatología e hidrología  | 1    |
| 1.1.3 Hidrografía  | 1    |
| 1.1.4 Topografía   | 1    |
| 1.1.5 Geología   | 1    |
| 1.1.6 Consumo predominante del área  | 1    |
| 1.1.7 Descripción de la infraestructura existente                              | 2    |
| 1.1.8 Condiciones socio - económicas   | 2    |
| 1.2 CONDICIONES SANITARIAS EXISTENTES  | 4    |
| 1.2.1 Acueducto y sistema de evacuación de aguas negras                        | 4    |
| 1.2.2 Basuras  | 4    |
| 1.3 ANÁLISIS DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE                                   | 4    |
| 1.4 SELECCIÓN DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO                                   | 4    |
| 1.4.1 Hidrología   | 4    |
| 1.4.2 Aforo de la fuente   | 4    |
| 1.4.3 Calidad del agua   | 6    |
| 2. MARCO TEÓRICO   | 7    |
| 2.1 ESTUDIO DE LA DEMANDA  | 7    |
| 2.1.2 Densidades actuales y futuras  | 7    |
| 2.2 SISTEMA DE CAPTACIÓN   | 8    |
| 2.2.1 Captación  | 8    |
| 2.2.2 Línea de conducción  | 11   |
| 2.3 SEDIMENTACIÓN SIMPLE   | 13   |
| 2.3.1 Desarenador  | 13   |

|  |    |
|--|----|
| 2.4 COAGULACIÓN                                | 14 |
| 2.4.1 Clasificación de los procesos            | 14 |
| 2.5 FLOCULACIÓN                                | 18 |
| 2.5.1 Tipos de floculadores                    | 18 |
| 2.6 SEDIMENTACIÓN                              | 20 |
| 2.6.1 Sedimentadores                           | 21 |
| 2.7 FILTRACIÓN                                 | 24 |
| 2.7.1 Mecanismos responsables de la filtración | 25 |
| 2.7.2 Clasificación de filtros                 | 26 |
| 2.8 DESINFECCIÓN                               | 27 |
| 2.8.1 Cloración                                | 27 |
| 2.8.2 Ozonación                                | 28 |
| 2.8.3 Desinfección con rayos ultravioletas     | 28 |
| 3. DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO                      | 29 |
| 3.1 CAPTACIÓN                                  | 32 |
| 3.2 SEDIMENTACIÓN SIMPLE                       | 32 |
| 3.3 COAGULACIÓN                                | 33 |
| 3.4 FLOCULACIÓN                                | 35 |
| 3.5 SEDIMENTACIÓN                              | 36 |
| 3.6 FILTRACIÓN                                 | 36 |
| 3.7 DESINFECCIÓN Y TANQUE DE DISTRIBUCIÓN      | 37 |
| 4. DISEÑO                                      | 38 |
| 4.1 CAUDAL DE DISEÑO                           | 38 |
| 4.1.1 Proyección de la población               | 38 |
| 4.1.2 Determinación de la demanda              | 39 |
| 4.1.3 Proyección de la población avícola       | 40 |
| 4.1.4 Demanda de agua avícola                  | 40 |
| 4.2 CAPTACIÓN                                  | 41 |
| 4.2.1 Diseño de la bocatoma de fondo           | 41 |
| 4.3 LÍNEA DE ADUCCIÓN BOCATOMA-DESARENADOR     | 50 |
| 4.3.1 Especificaciones de diseño               | 50 |

|   |    |
|---|----|
| 4.3.2 Diseño de la línea de aducción bocatoma-desarenador | 51 |
| 4.4 DESARENADOR   | 54 |
| 4.4.1 Especificaciones de diseño                          | 57 |
| 4.4.2 Diseño del desarenador                              | 57 |
| 4.5 CONDUCCIÓN  | 63 |
| 4.6 COAGULACIÓN   | 66 |
| 4.6.1 Dosificación de cal                                 | 66 |
| 4.6.2 Mezcla de cal                                       | 67 |
| 4.6.3 Dosificación de sulfato de aluminio                 | 70 |
| 4.6.4 Canaleta parshall                                   | 71 |
| 4.7 FLOCULACIÓN   | 76 |
| 4.8 SEDIMENTACIÓN   | 78 |
| 4.8.1 Dimensionamiento de tanques                         | 78 |
| 4.8.2 Sistema de admisión de agua floculada               | 80 |
| 4.8.3 Salida de agua del sedimentador                     | 81 |
| 4.8.4 Sistema de recolección y descarga de lodos          | 81 |
| 4.9 FILTRACIÓN  | 82 |
| 4.9.1 Parámetros de diseño                                | 82 |
| 4.9.2 Datos de entrada                                    | 82 |
| 4.9.3 Características del medio filtrante                 | 82 |
| 4.9.4 Hidráulica del lavado                               | 83 |
| 4.9.5 Dimensiones del filtro                              | 85 |
| 4.9.6 Hidráulica de la filtración                         | 86 |
| 4.10 DESINFECCIÓN Y TANQUE DE DISTRIBUCIÓN                | 87 |
| 4.10.1 Dosificación                                       | 87 |
| 4.10.2 Mezcla   | 87 |
| 4.10.3 Tanque de distribución                             | 88 |
| CONCLUSIONES  | 89 |
| RECOMENDACIONES   | 90 |
| BIBLIOGRAFÍA  | 91 |
| ANEXOS  | 92 |

## RESUMEN

**TÍTULO:** DISEÑO DE UNA PLANTA DE PURIFICACIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO EN LA VEREDA DE ACAPULCO, MUNICIPIO SAN JUAN DE GIRÓN – SANTANDER \*

**AUTOR:** PALENCIA SALGAR, Adriana \*\*

**PALABRAS CLAVES:** Agua, caudal, potabilización, tratamiento, diseño.

### DESCRIPCIÓN:

En este trabajo se realizó el diseño de una planta de tratamiento de agua potable para la vereda de Acapulco, desde la captación de agua hasta la potabilización. En la vereda se identificaron los siguientes problemas: carencia de los servicios de agua potable, recolección y evacuación de aguas residuales por inexistencia de la infraestructura física necesaria y existencia de problemas de salud pública solucionables con la ejecución de un proyecto de agua potable. El motivo principal para desarrollar este proyecto fue la necesidad de agua potable y los problemas de salud pública que conlleva el uso de agua cruda por la población. La ejecución del proyecto permite contar con el diseño viable de un sistema de tratamiento de agua para consumo humano. Dicho proyecto pretende dar inicio a la solución de un problema de saneamiento básico y contribuir a mejorar la calidad de vida de la localidad.

La metodología empleada en el desarrollo del proyecto se dividió en tres etapas: estudios previos del proyecto de agua potable, cuantificación de demanda y necesidades, y diseño del sistema de potabilización. En la primera se describió la localidad y la zona del proyecto. En la segunda se determinó la población afectada por el problema, y la población beneficiada con la ejecución del proyecto, calculada dentro del periodo de diseño; en la última etapa se diseñaron los equipos involucrados en el proceso de potabilización y se determinó el costo de la potabilización de agua.

El caudal de diseño es 7.46 L/s, la población beneficiada será: 242 personas que consumen 0.91 L/s, y pollos\* que consumen 6 L/s; (el caudal restante representa las pérdidas) el sistema de potabilización incluye bocatoma, tuberías de conducción, (bocatoma – desarenador y desarenador – planta de tratamiento) desarenador, sistema de coagulación, floculador, sedimentador, filtro, y sistema de cloración; el costo del diseño es \$102'357,430.

---

\* Proyecto de grado.

\*\* Facultad de Ingenierías Físico – Químicas. Escuela de Ingeniería Química. Álvaro Ramírez García.

\* Se incluyó para el diseño de la demanda el caudal consumido por las aves debido a que la avicultura es la principal actividad económica de la población y por petición de los habitantes.

## SUMMARY

**TITLE:** DESIGN OF A PLANT OF PURIFICATION OF WATER FOR HUMAN CONSUMPTION IN THE SIDEWALK DE ACAPULCO, MUNICIPALITY SAN JUAN DE GIRÓN - SANTANDER \*

**AUTHOR:** PALENCIA SALGAR, Adriana \*\*

**PASSWORDS:** Water, flow, drinkable, treatment, design.

### DESCRIPTION:

In this work was carried out the design of a plant of treatment of drinking water for the sidewalk of Acapulco, from the reception of water until the drinkable. In the sidewalk the following problems were identified: lack of the services of drinking water, gathering and evacuation of waste waters for nonexistence of the necessary physical infrastructure and existence of problems of health public solves with the execution of a project of drinking water. The main reason to develop this project the necessity of drinking water and the problems of public health that it bears the use of water hang-over for the population. The execution of the project allows have with the viable design of a system of treatment of water for human consumption. This project seeks to give beginning to the solution of a problem of basic reparation and to contribute to improve the quality of life of the town.

The methodology used in the development of the project was divided in three stages: previous studies of the project of drinking water, demand quantification and necessities, and design of the drinkable system. In the first one it was described the town and the area of the project. In second was determined the population affected by the problem, and the population benefitted with the execution of the project, calculated in the period of design; in the last stage the teams were designed involved in the drinkable process and was determined the cost of the drinkable of water.

The design flow is 7.46 L/s, the benefitted population will be: 242 people that consume 0.91 L/s, and chickens\* that consume 6 L/s; (the remaining flow represents the losses) the drinkable system includes bocatoma, conduction pipes, (bocatoma - desarenador and desarenador - treatment plant) desarenador, system of clotting, floculador, sedimentador, filter, and cloration system; the cost of the design is \$102'357,430.

---

\* Work of Grade.

\*\* Faculty of Engineerings Physique – Chemical. School of Chemical Engineering. Álvaro Ramírez García.

\* It was included for the design of the demand the flow consumed by the birds because the poultry keeping is the population's main economic activity and form the inhabitants's petition.

## INTRODUCCIÓN

Tener un sistema de abastecimiento de agua potable, nos ayuda a mejorar nuestra calidad de vida, hace que las condiciones de salud e higiene sean buenas y por lo tanto que se disminuya el número de morbilidad por causa de las enfermedades hídricas, resultado del consumo de agua contaminada y mala disposición de aguas residuales y basuras.

El problema que presentan hoy en día muchas comunidades es la escasez de una infraestructura que les proporcione agua apta para consumo humano; se ven afectadas muchas de las actividades que realizan cotidianamente. Por ejemplo los niños no tienen buen rendimiento en la escuela, los jóvenes y adultos no se motivan a realizar actividades comunitarias, las personas no pueden asistir a sus actividades laborales, etc.

El presente trabajo tiene por objeto el diseño de una planta de potabilización de agua para una comunidad rural. El proyecto comprende el estudio de la localidad y la zona, de la calidad de la fuente, de la demanda de agua, y el diseño de cada operación involucrada en el proceso: la captación, la aducción, el pretratamiento, la conducción, y la planta de tratamiento.

La metodología del presente texto es la siguiente: primero se describe en forma general las condiciones físicas, económicas, y sociales de la localidad, como es: la climatología, los suelos, los recursos hídricos, la descripción de la infraestructura existente, las características socioeconómicas, las vías de acceso, etc. Luego se encuentra el fundamento teórico del diseño; en el capítulo tres se describe el diseño de la planta de tratamiento, en el cuarto se realizan en forma detallada los cálculos de cada operación del proceso; a continuación se muestra el presupuesto de la obra y por último las conclusiones.

Las razones mencionadas anteriormente motivaron a realizar el presente proyecto, el diseño de una planta de tratamiento de agua potable para la vereda de Acapulco en miras de la realización de algo más que un sueño; una necesidad.

## **1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE ESTUDIO**

En el presente capítulo se describe en forma general la localidad y la zona del proyecto: condiciones físicas, económicas y sociales de la población para la cual se planea llevar a cabo el proyecto de agua potable. También se identifica el tipo de consumo predominante de agua del área.

### **1.1 DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE ESTUDIO**

1.1.1 Reseña histórica. Acapulco es una vereda que pertenece al municipio San Juan de Girón del departamento de Santander. Se encuentra al sur de Bucaramanga en la vía Floridablanca Ruitoque, al sur-occidente y a 10 Km de la cabecera municipal de Girón. Limita al norte con la vereda El Pilón, al sur con la vereda Palogordo, y al este con la vereda La Esperanza\*.

1.1.2 Climatología e hidrología. El clima predominante en la vereda es cálido con temperatura promedio de 24 grados centígrados. En época de invierno el nivel y el caudal del río aumentan sin ocasionar precipitaciones peligrosas, en verano la fuente superficial “quebrada Tapias” suministra el volumen necesario para garantizar el abastecimiento de la comunidad en estudio.

La época de lluvias comprende los meses de Marzo a Mayo y de Septiembre a Diciembre<sup>1</sup>.

1.1.3 Hidrografía. La vereda en la cercanía de los ríos bañada por los ríos: Frío y Oro.

1.1.4 Topografía. La localidad se encuentra en un terreno montañoso

1.1.5 Geología. La zona tiene un nivel de sismicidad medio, y el suelo presenta características arcillo-arenosas<sup>2</sup>.

1.1.6 Consumo predominante del área. El consumo predominante del área es agroindustrial, debido a que es la principal fuente de ingresos de los habitantes de la zona\*\*.

---

\* En los anexos puede ver el plano topográfico y la foto aereográfica de la zona.

<sup>1</sup> Entrevista con Zoraida Bustamante, Presidenta de La Acción Comunal de la Vereda Acapulco. Municipio San Juan de Girón Santander, 20 de Junio de 2003.

<sup>2</sup> Entrevista con Zoraida Bustamante, Presidenta de La Acción Comunal de la Vereda Acapulco. Municipio San Juan de Girón Santander, 20 de Junio de 2003.

\*\* En el numeral 1.1.8.3 se describe la economía de los habitantes de la vereda.

1.1.7 Descripción de la infraestructura existente. La localidad tiene proyectada la pavimentación de la vía que se comunica con el municipio de Floridablanca, y por el este con las veredas de La Esperanza y Buenos Aires\*.

1.1.7.1 Servicio telefónico. La comunidad cuenta con servicio de telefónico, suministrado por la empresa Telebucaramanga\*\*.

1.1.7.2 Energía eléctrica. Todos los predios de la localidad están conectados a la red de energía eléctrica, mediante el sistema de interconexión eléctrica. Dicha red pertenece a la electrificadora de Santander S.A., ESSA. Las viviendas se benefician del servicio prestado por ESSA\*\*\*.

1.1.7.3 Gas natural. Actualmente la comunidad no goza de este servicio. Utilizan como combustible gas metano envasado en cilindros y distribuido en camiones desde la ciudad de Bucaramanga. En la actualidad la red se ha venido extendiendo hacia la vereda Acapulco y esta proyectada para prestar este servicio antes del 2005.

1.1.7.4 Vías de acceso. Las vías que comunican son las de Palogordo, Valle de Ruitoque y Meseta de Ruitoque.

1.1.8 Condiciones socio-económicas.

1.1.8.1 Vivienda. Esta depende de las condiciones económicas de la población, se presentan viviendas en diferentes materiales como: Adobe, ladrillo, madera, eternit y zinc. Las viviendas se encuentran estratificadas en el nivel bajo

1.1.8.2 Educación La comunidad cuenta con una escuela llamada El Pilón localizada en una vereda aledaña "El Pilón", en la cual se enseña desde primero hasta quinto de primaria; en el corregimiento de Acapulco existe una escuela de enseñanza primaria y colegio de bachillerato.

1.1.8.3 Economía.

- Ocupación. El 75% de los habitantes derivan su sustento de la actividad avícola y de la agricultura; el 12.5% se dedica a la cría de ganado vacuno y caprino; y el otro 12.5% trabaja al jornal. La vereda fue catalogada por el Plan de Ordenamiento Territorial (POT) del municipio San Juan de Girón como de uso potencial urbano y prohibió la construcción de nuevos galpones.
- Tenencia de tierras. Algunos propietarios trabajan en ella, existe aparcería y en algunos casos son arrendadas.

---

\*La información del numeral 1.1.7 al 1.1.8.3 fue suministrada por los habitantes de la vereda.

- Ingresos familiares. La actividad avícola y agrícola son la principal fuente de ingresos. Los productos avícolas son: huevos comerciales, pollos de engorde, pollitos y huevos para incubar; los cuales se comercializan de la siguiente forma: El 75% de los pollos de engorde son llevados a las plantas de beneficio de Distraves y MacPollo; el porcentaje restante de estos es vendido en Bucaramanga, Floridablanca, San Gil y Socorro; los pollitos y los huevos comerciales se venden en Bucaramanga, Floridablanca, Socorro y San Gil; y los huevos para incubar son llevados a la incubadora Mundo Avícola. Los productos agrícolas son vendidos en Floridablanca y Bucaramanga

1.1.8.4 Salud. La mayoría de enfermedades de la población se deben a la escasez de un plan de saneamiento básico, algunas enfermedades son: diarrea, parasitismo, problemas en la piel y otras; que no pueden ser atendidas inmediatamente porque la localidad no cuenta con un centro de salud cercano. No existen registros de morbilidad para la vereda concretamente, en su defecto el municipio de Girón cuenta con información registrada de morbilidad para la zona rural sin identificar las poblaciones o veredas. Los registros de morbilidad existentes para la zona rural de Girón, están incluidos en el anexo A.

La atención médica ambulatoria en la vereda es perentoria por la escasez de agua potable

1.1.8.5 Organización de la comunidad. La población cuenta con una junta de acción comunal que es renovada cada año y que se encarga de realizar mejoras en la vereda en los aspectos educativos, culturales y de obras civiles de acuerdo a la ayuda económica que dispongan del municipio o de la empresa privada.

1.1.8.6 Aspecto demográfico.

- Población total. En la vereda se encuentran nueve predios los cuales tienen en total 23 viviendas con un promedio de 5 habitantes por vivienda. La población flotante es de 100 personas. El incremento de población flotante se presenta los fines de semana y en fiestas decembrinas\*.
- Índice de crecimiento. Los datos de índice de crecimiento anual fueron tomados del último censo realizado por el DANE en 1993, para la zona rural de San Juan de Girón. La tasa de crecimiento anual es 1.71%

1.1.8.7 Recursos de la comunidad

- Materiales para la construcción. La zona no cuenta con facilidad de acceso a materiales de construcción; los materiales deberán ser suministrados por fábricas, ferreterías y tiendas de construcción de Floridablanca y Bucaramanga mayormente.
- Mano de obra. Para la realización de este proyecto se cuenta con la mano de obra de algunos habitantes que han trabajado en construcción de obras civiles; es necesario llevar personal especializado que se encargue de dirigir el proyecto.

---

\* Información obtenida del censo previo que realicé el mes de Junio de 2003

## **1.2 CONDICIONES SANITARIAS EXISTENTES**

1.2.1 Acueducto y sistema de eliminación de aguas negras. Los habitantes de la vereda se proveen de agua cruda proveniente de la fuente superficial quebrada Tapias, cada usuario coloca mangueras directamente en el cauce y la llevan hasta sus casas sin ninguna especificación técnica. No cuentan con servicio de agua potable, alcantarillado de aguas lluvias, y sistema de recolección de aguas negras, estas son dispuestas en pozos sépticos sin ningún control ambiental<sup>3</sup>.

1.2.2 Basuras. No existe una empresa de aseo que se encargue de recoger basuras; estas son arrojadas a las proximidades de las viviendas y quemadas en algunos casos produciendo contaminación ambiental y posibles enfermedades.

## **1.3 ANÁLISIS DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.**

No existe infraestructura que permita suministrar un buen servicio y abastecimiento de agua continuo, se requiere de la ejecución de un proyecto de saneamiento básico que permita solucionar los graves problemas de salud pública, medio ambiente, y bienestar social.

## **1.4 SELECCIÓN DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO.**

Para seleccionar la fuente se hizo un estudio de las vertientes de la zona; se analizaron las diferentes fuentes superficiales entre ellas: quebrada Tapias, quebrada la Cueva del Indio y quebrada la Ruitoca.

Fue seleccionada la que presentó mejores condiciones técnico-económicas para el diseño, características topográficas adecuadas, caudal suficiente y estable para garantizar el gasto requerido y el sitio adecuado para fundar la obra. La vertiente que mejor cumplía estos requisitos fue la quebrada Tapias.

1.4.1 Hidrología. No hay estudios.

1.4.2 Aforo de la fuente. En época de invierno y verano se hicieron aforos volumétricos del caudal, en la fuente seleccionada. El resultado final muestra que la quebrada Tapias abastecerá eficientemente la población proyectada, los aforos realizados se encuentran en las tablas 1, 2, 3, 4 y 5\*.

---

<sup>3</sup> Entrevista con Zoraida Bustamante, Presidenta de La Acción Comunal de la Vereda Acapulco. Municipio San Juan de Girón Santander, 20 de Junio de 2003.

\* El caudal fue medido con un caudalímetro que fue facilitado por la Empresa de Acueducto Metropolitano de Bucaramanga.

Tabla 1. Cuadro de aforos (Junio 16 de 2003)

| Medición | Caudal (L/s) |
|----------|--------------|
| 1        | 20           |
| 2        | 20.1         |
| 3        | 20.8         |
| 4        | 19.3         |

Caudal promedio: 20.05L/s

Tabla 2. Cuadro de aforos (Julio 20 de 2003)

| Medición | Caudal (m <sup>3</sup> /s) |
|----------|----------------------------|
| 1        | 17.2                       |
| 2        | 17.5                       |
| 3        | 17.3                       |
| 4        | 17.83                      |

Caudal promedio: 17.458L/s.

Tabla 3. Cuadro de aforos (Agosto 23 de 2003)

| Medición | Caudal (m <sup>3</sup> /s) |
|----------|----------------------------|
| 1        | 15.8                       |
| 2        | 16.3                       |
| 3        | 16.24                      |
| 4        | 15.72                      |

Caudal promedio: 16.05L/s

Tabla 4. Cuadro de aforos (Septiembre 2 de 2003)

| Medición | Caudal (m <sup>3</sup> /s) |
|----------|----------------------------|
| 1        | 10.73                      |
| 2        | 12.35                      |
| 3        | 11.27                      |
| 4        | 10.12                      |

Caudal promedio: 11.1L/s

Tabla 5. Cuadro de aforos (Septiembre 15 de 2003)

| Medición | Caudal (m <sup>3</sup> /s) |
|----------|----------------------------|
| 1        | 14.58                      |
| 2        | 14.56                      |
| 3        | 14.6                       |
| 4        | 14.36                      |

Caudal promedio: 14.51L/s

Promedio general del caudal = 16L/s  
Promedio mínimo del caudal = 11.93L/s  
Promedio máximo del caudal = 20.02L/s

1.4.3 Calidad del agua. Cuando se va a realizar un diseño de un sistema de tratamiento de agua para consumo humano es necesario conocer de antemano: el tipo de fuente, la calidad del agua de la misma, las características organolépticas, fisico-químicas, y microbiológicas esenciales. La calidad de la fuente debe caracterizarse de la manera mas completa posible para poder identificar el tipo de tratamiento que necesita. La fuente debe cumplir con lo exigido en el Decreto 1594 del 26 de junio de 1984, en sus artículos 37 y 38, o en su ausencia el que lo reemplace. Los análisis de laboratorio y el muestreo deben realizarse de acuerdo con métodos estándar reconocidos nacional e internacionalmente.

Para la selección de tratamiento previos o paralelos al diseño de una planta, deben realizarse ensayos en el laboratorio siendo obligatorio entre estos el Ensayo de Jarras; los ensayos de planta piloto no se recomiendan para niveles bajo y medio de complejidad<sup>4</sup>.

Los muestreos se efectuaron de acuerdo con las normas NTC-ISO 5667. Las pruebas de laboratorio las realizó el Acueducto metropolitano de Bucaramanga; los resultados obtenidos se encuentran en el anexo B.

Se determino la calidad de la fuente y el grado de tratamiento de acuerdo a los resultados obtenidos de los estudios de tratabilidad y a los parámetros de calidad de la fuente y grado de tratamiento. La fuente se definió como deficiente, el tratamiento adecuado es: pretratamiento, coagulación, sedimentación, filtración rápida o lenta y desinfección<sup>5</sup>.

---

<sup>4</sup> REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección I, TÍTULO A, SISTEMAS DE POTABILIZACIÓN. República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C; Noviembre de 2000.p. A58.

<sup>5</sup> Ibid., p. A58<sup>5</sup>

## 2. MARCO TEÓRICO

Este capítulo abarca el fundamento teórico que implica el diseño del proyecto de agua potable. El capítulo se divide así: estudio de la demanda; sistema de captación, donde se explica la bocatoma de fondo y la conducción de agua de la bocatoma al desarenador; sedimentación simple; coagulación, en la que se incluyen tipos de coagulantes empleados, dosificación y equipos para mezcla rápida; floculación; sedimentación; filtración y desinfección.

### 2.1 ESTUDIO DE LA DEMANDA

Se debe establecer un procedimiento a seguir para la evaluación de la población, la dotación bruta y la demanda de agua de un sistema de acueducto con el fin de determinar la capacidad real que un componente en particular o que todo el sistema debe tener a lo largo de un período de diseño determinado.

El procedimiento para estimar la población de diseño consiste en recolectar datos demográficos de la población, en especial censos de población del DANE y los censos disponibles de suscriptores de acueducto y otros servicios públicos de la localidad o localidades similares. Con base en los datos anteriores deben obtenerse los parámetros que determinan el crecimiento de la población<sup>6</sup>.

2.1.2 Densidades actuales y futuras. Para determinar la densidad actual de la localidad, se efectuó un censo indicando los predios de la población con el número de casas y personas que habitan en estas. Para realizar la proyección de la población se tuvo en cuenta el censo anteriormente nombrado y se recurrió al último censo realizado por el DANE en el año 1993. Este censo se tabuló para la población rural del municipio de Giron. No existen datos específicos para la vereda Acapulco.

El método de cálculo empleado para realizar la proyección depende del nivel de complejidad del sistema. (según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable RAS) El tiempo en años a proyectar la población fue de 15<sup>7</sup>.

Los datos de población deben estar ajustados con la población flotante y la población migratoria. Las densidades de la población y la distribución espacial deben estar acordes con los planes de desarrollo, planes de ordenamiento territorial y demás programas formulados por el gobierno municipal, gubernamental o nacional que determinen la distribución espacial de la población, los usos de la tierra, atendiendo a los programas desarrollados según la ley 188 de 1997.

---

<sup>6</sup> Ibid., p. B30.

<sup>7</sup> Ibid., p. B30, B31.

## 2.2 SISTEMA DE CAPTACIÓN

Debido a las condiciones topográficas de la región, se decidió diseñar la planta de tratamiento en un terreno plano a 1200 m<sup>2</sup> del sistema de captación.

2.2.1 Captación. Se construirá una bocatoma de fondo que garantice el abastecimiento de agua potable para la población. El agua es captada a través de una rejilla colocada en la parte superior de una presa, que a su vez es direccionada en sentido normal de la corriente. El agua captada mediante la rejilla localizada en el fondo del lecho del río, se conduce a una caja de derivación de donde sale la tubería hacia el desarenador.

La bocatoma tendrá muros laterales que encauzan el agua hacia la rejilla, siendo estos de concreto ciclópeo empotrados en la ribera de la quebrada. También contará con un canal de aducción que recibe el agua a través de la rejilla y entrega el agua captada a la cámara de recolección. La cámara de recolección tiene en su interior un vertedero de excesos lateral que entrega el agua a una tubería de excesos que regresa el agua al río. En las figuras 1, 2, 3, 4 y 5 se ilustran los elementos más importantes de este tipo de bocatoma.

Elementos de la bocatoma:

- Presa. Su cota superior está al mismo nivel de la cota de fondo del río. Construida generalmente en concreto ciclópeo, dentro de ella se encuentra el canal de aducción.
- Solados o enrocado superior e inferior. Ubicados aguas arriba y aguas debajo de la presa, tiene por objeto protegerla de la erosión. Pueden ser construidos en concreto o enrocado.
- Muros laterales. Encausan el agua hacia la rejilla y protegen los taludes. El ancho de estos muros depende de la estabilidad estructural. Siendo en concreto ciclópeo, el ancho de los muros puede ser de 60 centímetros o menos<sup>8</sup>.
- Rejilla. Está colocada sobre el canal de aducción que se encuentra dentro de la presa. La longitud de la rejilla, y por lo tanto la del canal de aducción, puede ser menor que la longitud de la presa el ancho de la garganta, según las necesidades del caudal que se ha de captar. El ancho mínimo es de 40 centímetros y el largo mínimo de 70 centímetros, dados para facilitar la operación de limpieza y mantenimiento. Los barrotes y el marco pueden ser de hierro, con separación entre barrotes de 5 a 10 centímetros y diámetro de los barrotes de ½ pulgada, ¾ de pulgada o, 1 pulgada<sup>9</sup>.

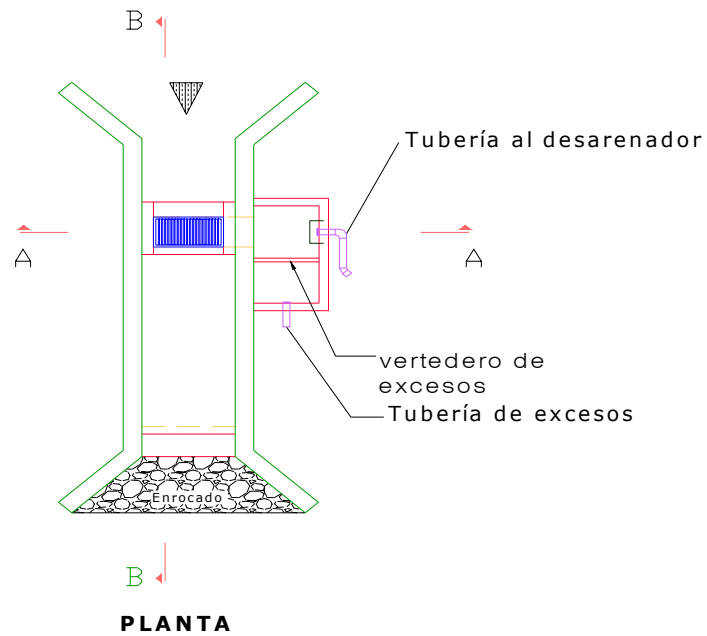
---

\* Dato obtenido del plano topográfico proporcionado por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi

<sup>8</sup> LÓPEZ CUALLA, Jorge. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C, McGraw Hill, 1998. p.140.

<sup>9</sup> Ibid., p.140.

Figura 1. Bocatoma de fondo (planta)



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Figura 2. Rejilla de la bocatoma

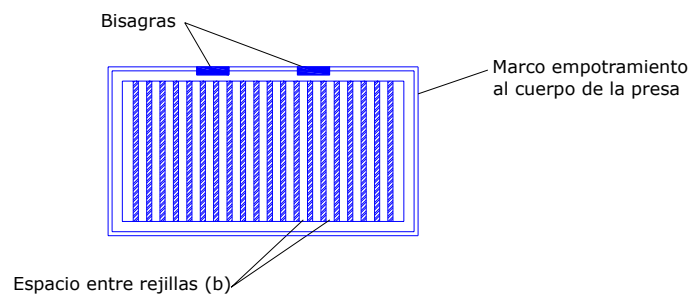
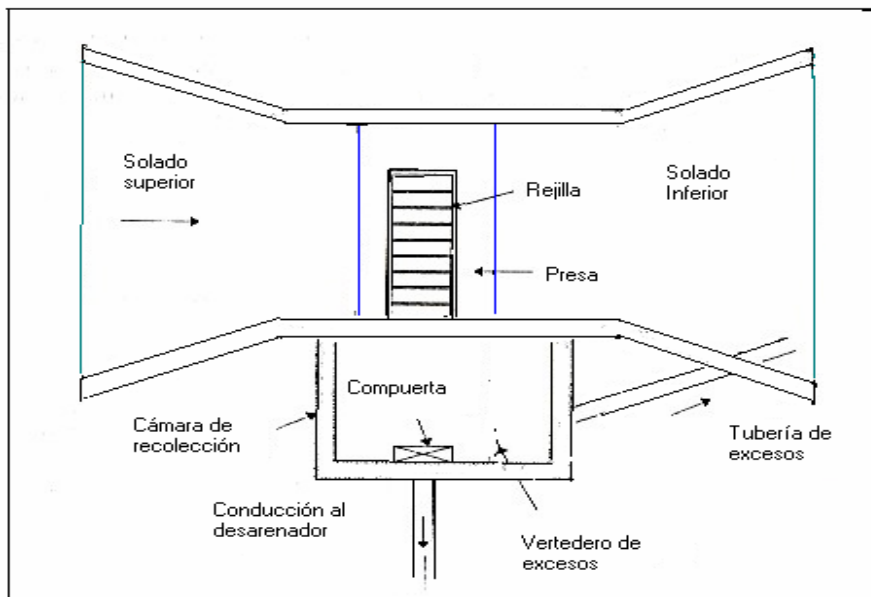
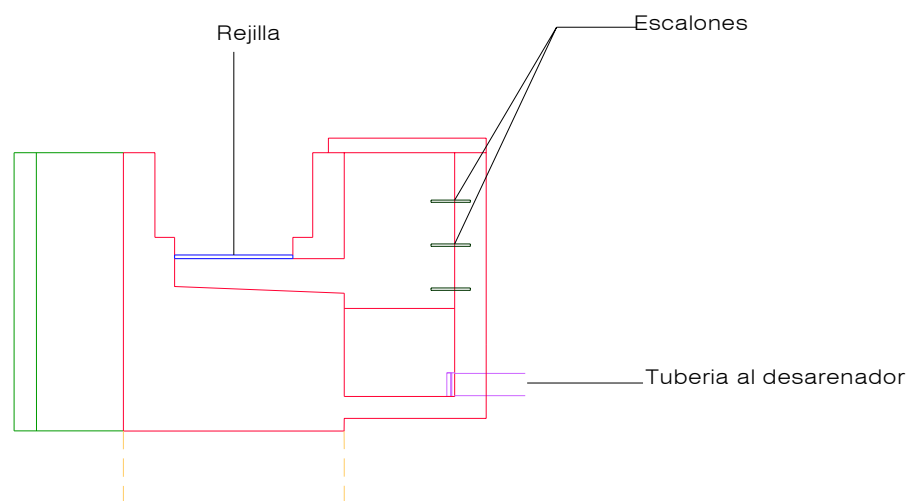


Figura 3. Bocatoma de fondo (planta)



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

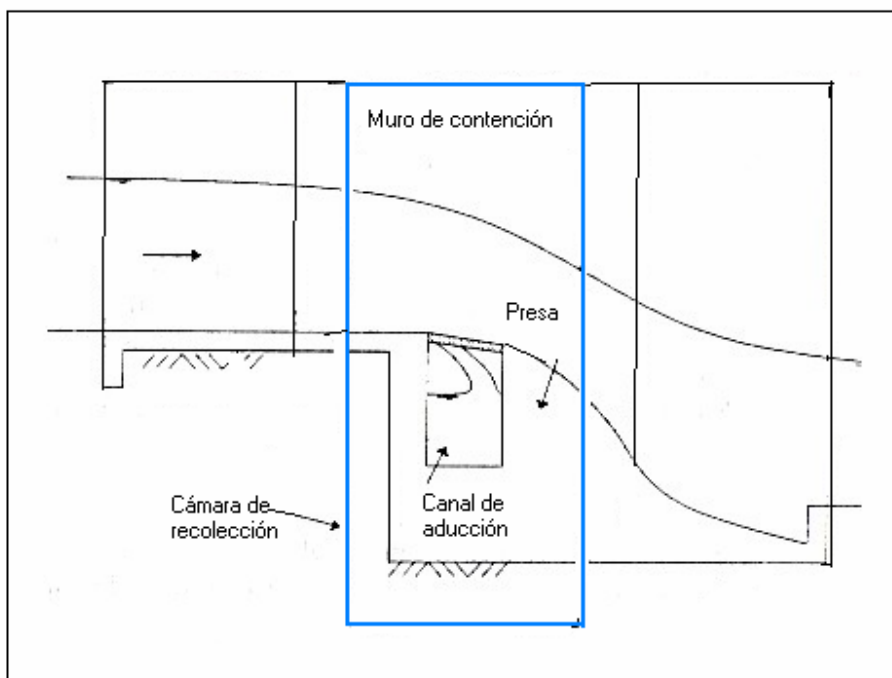
Figura 4. Bocatoma de fondo (corte transversal)



### CORTE A-A

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Figura 5. Bocatoma de fondo (corte longitudinal)



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

2.2.2 Línea de conducción. Se designa como una conducción el medio de transporte del caudal de diseño de la bocatoma al desarenador, del desarenador al tanque de almacenamiento y de éste a la red de distribución. Las conducciones pueden ser de diferentes tipos, a saber:

- a. Canales abiertos
- b. Conductos cerrados a superficie libre
- c. Conductos cerrados a presión
- d. Conducciones mixtas<sup>10</sup>

El caudal que debe transportar la conducción debe ser el caudal máximo diario.

En un acueducto, el tipo de conducción más frecuente es mediante conductos cerrados.

- Conductos cerrados a superficie libre. Este tipo de conducciones tiene las mismas ventajas y desventajas que las conducciones abiertas con excepción de la posible contaminación externa del agua. Los conductos pueden ser prefabricados o

---

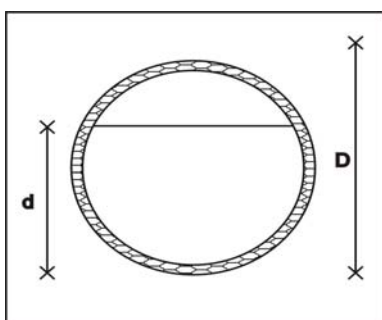
<sup>10</sup> Ibid., p.141

construidos en el sitio. El método de cálculo es similar y sólo difiere en cuanto a las recomendaciones de velocidad y pérdidas.

- Conductos prefabricados. Comúnmente se trata de tuberías fabricadas en diferentes materiales y diámetros como por ejemplo.
  - Tubería de gres
  - Tubería de cemento
  - Tubería PVC<sup>11</sup>

Un ejemplo de estos se puede ver en la figura 6.

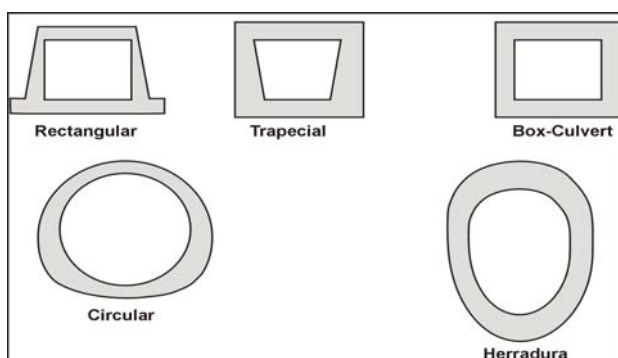
Figura 6. Conductos prefabricados



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

- Conductos construidos en el sitio. Pueden ser de diferentes formas según lo indicado en la figura 7.

Figura 7. Conductos cerrados construidos en el sitio



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

La línea de conducción será por gravedad y a presión.

---

<sup>11</sup> Ibid.,p142,143.

### 2.3. SEDIMENTACIÓN SIMPLE

Es diseñado para remover las partículas grandes y sedimentables del agua cruda antes de que esta llegue a las unidades de tratamiento iniciales.

La sedimentación simple Permite la remoción por gravedad de sólidos suspendidos en el agua cruda y la agregación natural de las partículas en un tanque sin utilizar coagulantes. La eficiencia de este proceso, medido por la remoción de turbiedad depende considerablemente del tamaño de las partículas suspendidas y de su velocidad de sedimentación. Un desarenador es un elemento que constituye un tratamiento primario o pretratamiento convencional donde ocurre sedimentación simple.

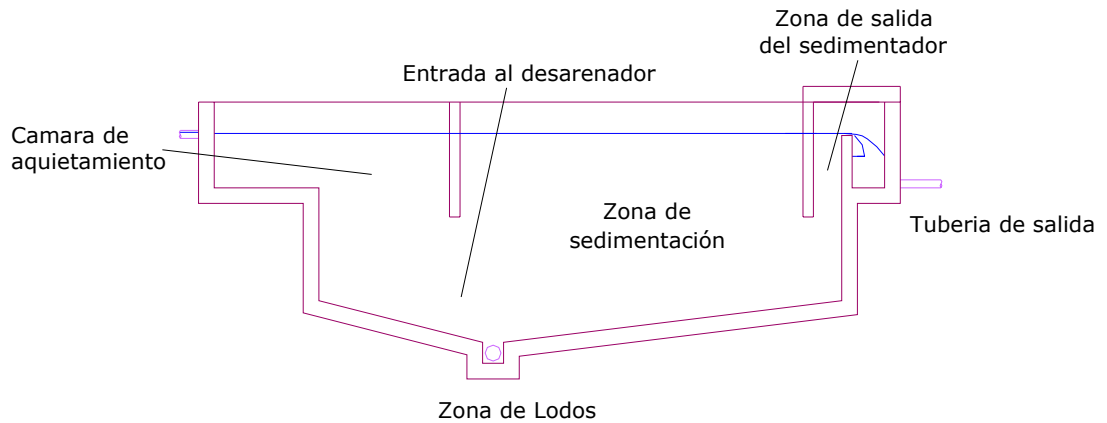
2.3.1 Desarenador. En el diseño del desarenador para el tratamiento de la Quebrada Tapias se describieron cinco zonas, a saber (ver figura 6)

- Zona 1: cámara de aquietamiento, debido a la ampliación de la sección se disipa el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada.
- Zona 2: entrada al desarenador. Constituida entre la cámara de aquietamiento y una cortina, la cual obliga a las líneas de flujo a descender rápidamente de manera que se sedimente el material grueso inicialmente.
- Zona 3: zona de sedimentación. Es la zona donde se sedimentan todas las partículas restantes y en donde se cumple en rigor con las leyes de sedimentación.
- Zona 4: salida del desarenador, constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección
- Zona 5: almacenamiento de lodos; esta zona comprende el volumen entre la cota de profundidad útil en la zona 3 y el fondo del tanque<sup>12</sup>.

---

<sup>12</sup> Ibid ,p 154,155,156.

Figura 8. Planta del desarenador



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

## 2.4 COAGULACIÓN

La coagulación del agua consiste en aglutinar las partículas en pequeñas masas con peso específico superior a la del agua llamadas floc. Los objetivos del proceso son:

1. Remoción de turbiedad orgánica o inorgánica que no puede sedimentarse rápidamente.
2. Remoción de color verdadero y aparente.
3. Eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos susceptibles de ser separados por coagulación.
4. Destrucción de algas y plancton en general.
5. Eliminación de sustancias productoras de sabor y olor en algunos casos, y de precipitados químicos suspendidos o compuestos orgánicos en otros.

2.4.1 Clasificación de los procesos. Los procesos que deben llevarse a cabo en esta etapa del tratamiento del agua potable son la dosificación y la mezcla rápida.

Una vez adicionados los coagulantes y auxiliares de la coagulación deben dispersarse rápida y homogéneamente en el cuerpo de agua, para lo cual deben emplearse las unidades de mezcla rápida.

Estos equipos pueden ser hidráulicos o mecánicos.<sup>13</sup>

2.4.1.1 Dosificación. En este proceso se adicionan los coagulantes, que permiten que ocurran una serie de reacciones químicas y físicas entre los coagulantes, la superficie de las partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma; los coagulantes permiten que las partículas se empiecen a aglutinar.

De acuerdo con las características de los productos químicos, puede emplearse dosificadores en seco y en solución.

➤ Dosificadores.

\* Dosificadores en seco. Deben emplearse para la aplicación de sustancias químicas en polvo, los dosificadores pueden ser volumétricos o gravimétricos

- a. Volumétricos. En este tipo de dosificadores la dosis requerida debe determinarse midiendo el volumen de material que libera una superficie que se desplaza a velocidad constante. Los dosificadores más utilizados son la válvula alveolar, el disco giratorio, el cilindro giratorio, el plato oscilante y de tornillo<sup>14</sup>.
- b. Gravimétricos. La cantidad de producto químico dosificado debe medirse pesando el material, o con base en una pérdida de peso constante del material depositado en la tolva<sup>15</sup>.

\* Dosificadores en Solución. Deben usarse para dosificar por vía húmeda o para dosificar líquidos. Pueden ser de dos tipos: por bombeo y por gravedad.

- a. Sistema por bombeo. Se pueden emplear las bombas de pistón y de diagrama<sup>16</sup>.
- b. Sistema por gravedad. Puede emplearse los de carga constante y los de carga regulable. En los de carga constante debe mantenerse una carga constante de agua sobre un orificio para obtener un caudal de dosificación constante. El caudal debe calibrarse a la salida mediante una válvula.

Este sistema debe contar de un tanque de solución, un tanque dosificador y un dispositivo de media. Para el nivel bajo de complejidad del sistema, puede emplearse un único tanque para la preparación de la solución y la dosificación<sup>17</sup>.

---

<sup>13</sup> REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección II, TÍTULO C, SISTEMAS DE POTABILIZACIÓN. República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C; Noviembre de 2000.p. C35,C36.

<sup>14</sup> Ibid.,p.C37, C38.

<sup>15</sup> Ibid.,p.C38.

<sup>16</sup> Ibid.,p.C39.

<sup>17</sup> Ibid.,p.C39.

Para la preparación de soluciones o suspensiones en tanques, debe contarse con dos unidades con capacidad para funcionar al menos durante 8 a 12 horas, con dosis media<sup>18</sup>.

- Coagulantes. Los coagulantes que pueden emplearse son los coagulantes metálicos y los polímeros orgánicos e inorgánicos.
  - a) Coagulantes metálicos. Pueden ser de tres tipos: sales de aluminio, sales de hierro y compuestos varios, como el carbonato de magnesio. Los coagulantes son sales de aluminio son el sulfato de aluminio, sulfato de aluminio amoniacal y aluminato de sodio. Los coagulantes con sales de hierro son el cloruro férrico, el sulfato férrico y el sulfato ferroso. Para la dosificación en la coagulación por adsorción – neutralización debe tenerse en cuenta la relación estequiométrica entre la dosis del coagulante y la concentración de los coloides, ya que una sobredosis conduce a una reestabilización de las partículas. Para aguas de bajo nivel de alcalinidad, se recomienda aumentar el pH añadiendo hidróxido de calcio (Ca(OH)<sub>2</sub>).
  - b) Los polímeros inorgánicos. Se pueden emplear los polímeros de hierro (III) y aluminio como coagulantes. Se recomienda el uso de policloruro de aluminio para el tratamiento de aguas blandas y turbias. Entre los polímeros orgánicos o polielectrolitos que se pueden emplear están los derivados del almidón y la celulosa, materiales proteicos. Para la aplicación de los coagulantes sintéticos debe solicitarse la aprobación del Ministerio de Salud.<sup>19</sup>

Debe adicionarse un auxiliar de la coagulación, de la floculación o de la filtración, si en los ensayos de laboratorio se ha determinado que es conveniente. En su selección, debe escogerse aquel que no vaya a tener efectos adversos sobre la calidad del agua tratada.

En la selección del coagulante, debe tenerse en cuenta su facilidad de adquisición, almacenamiento, manejo, seguridad y dosificación. No deben usarse aquellos productos fácilmente deteriorables o que requieran condiciones muy específicas para su manejo y conservación<sup>20</sup>.

Deben realizarse ensayos de laboratorio para determinar cuál es el coagulante o cuáles son los coagulantes más apropiados para el tratamiento.

2.4.1.2 Mezcla rápida. La mezcla rápida puede realizarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos o mecánicos

La mezcla hidráulica es ejecutada como resultado de la turbulencia que existe en el régimen de flujo; en los mecánicos la mezcla es inducida a través de impulsores rotatorios del tipo hélice o turbina.

---

<sup>18</sup> Ibid.,p.C40.

<sup>19</sup> ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Práctica de la Purificación del Agua. Tercera edición. Mc GrawHill, Tomo 1.p.51.

<sup>20</sup> República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, Op.cit,p.C41.

- Mezcladores hidráulicos. Los mezcladores rápidos hidráulicos se utilizan cuando se dispone de suficiente cabeza o energía en el flujo de entrada. En general se utilizan los resaltos hidráulicos, canaletas *Parshall*, tubo *venturi*, dispersores de tubos perforados y tanques con baffles; en donde se disipa energía en turbulencia y se aprovecha para la mezcla del coagulante

El mezclador hidráulico tiene la ventaja de no requerir equipo mecánico, consideración muy importante en el diseño de plantas para lugares en los que no se dispone de personal capacitado para mantenimiento ni de disponibilidad apropiada de repuestos.<sup>21</sup>

Los mezcladores hidráulicos son: Resalto hidráulico, difusores y vertederos.

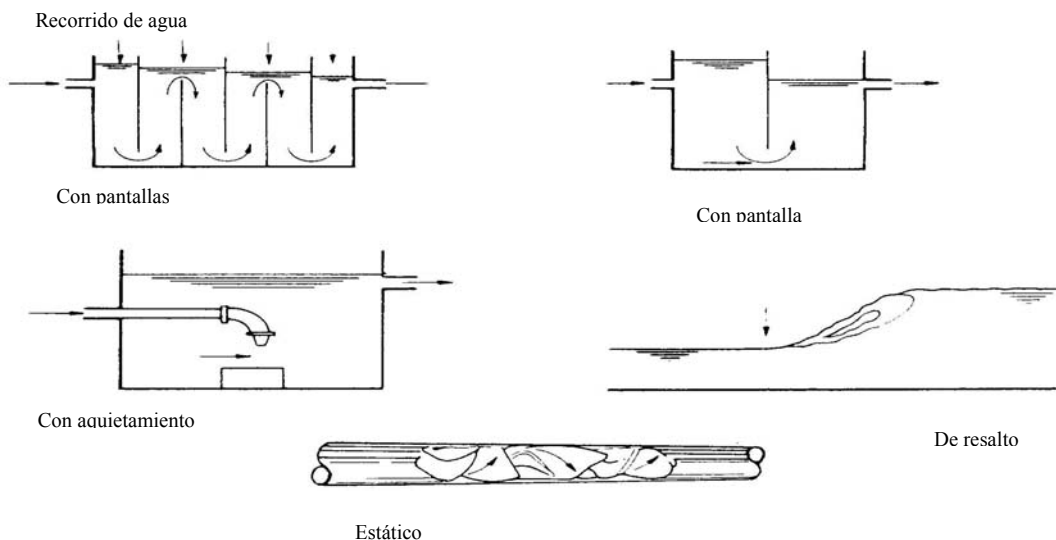
- Resalto hidráulico. El resalto debe producirse en la garganta, por lo que el dispositivo debe diseñarse para garantizar esta condición.

Puede emplearse la canaleta *Parshall* como dispositivo para la generación del salto hidráulico siempre y cuando no trabaje ahogado. También pueden usarse vertederos de cresta ancha con dientes productores de resalto.

- Difusores. El difusor puede ser un tubo perforado o una canaleta de distribución. Debe diseñarse teniendo en cuenta que a mayor número de puntos de aplicación se obtiene una mayor dispersión del coagulante y se logra una mayor eficiencia.

- Vertederos. Esta unidad puede emplearse también para medir el caudal de entrada a la planta. La dosificación del coagulante debe realizarse a través de la longitud del vertedero. Los vertederos sólo deben utilizarse para los niveles bajo y medio de complejidad.

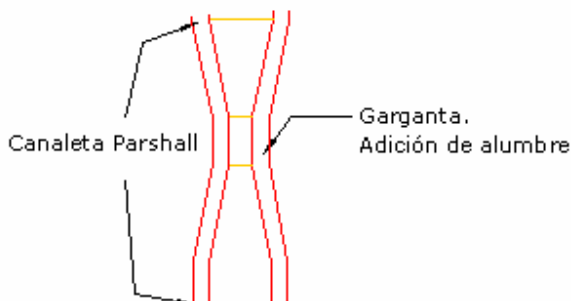
Figura 9. Mezcladores hidráulicos



Fuente: ROMERO ROJAS, Jairo A. Acuípurificación. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, 1998.

<sup>21</sup> ROMERO ROJAS, Jairo A. Acuípurificación. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, 1998.p31,32,33.

Figura 10. Canaleta parshall (mezclador hidráulico)



➤ Mezcladores rápidos mecánicos.

El proceso usualmente utiliza tanques y equipos como los de la figura 8. Los tanques de mezcla rápida mecánica se proyectan generalmente de sección circular o cuadrada<sup>22</sup>.

## 2.5 FLOCULACIÓN

El término floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas, o sea es el proceso por el cual, una vez desestabilizados los coloides, se provee una mezcla suave de las partículas para incrementar la tasa de encuentros o colisiones entre ellas sin romper o disturbar los agregados preformados<sup>23</sup>. La Floculación está influenciada por fuerzas químicas y físicas tales como la carga eléctrica de las partículas, la capacidad de intercambio, el tamaño y la concentración de floc, el pH, la temperatura del agua y la concentración de los electrolitos. Para partículas muy pequeñas el movimiento Browniano provee cierto grado de transporte de ellas creando la floculación pericinética, pero para partículas grandes el movimiento Browniano es muy lento y se requiere algún mecanismo de transporte que induzca la colisión de las partículas creando la floculación ortocinética<sup>24</sup>.

En la floculación, una vez introducido y mezclado el coagulante, las partículas diminutas coaguladas son puestas en contacto una con otra y con las demás partículas presentes mediante agitación lenta prolongada, floculación, durante la cual las partículas se aglomeran, incrementan su tamaño y adquieren mayor densidad. El floculador es, por lo tanto, un tanque con algún medio de mezcla suave y lenta, con un tiempo de retención relativamente prolongado.

2.5.1 Tipos de floculadores. La mezcla lenta para floculación puede efectuarse mecánicamente usando rotores de paletas, o hidráulicamente, como resultado del movimiento del agua.

<sup>22</sup> Ibid., p35, 36.

<sup>23</sup> Ibid.,p47,48.

<sup>24</sup> ARBOLEDA,Op.cit.,p.89,90,91.

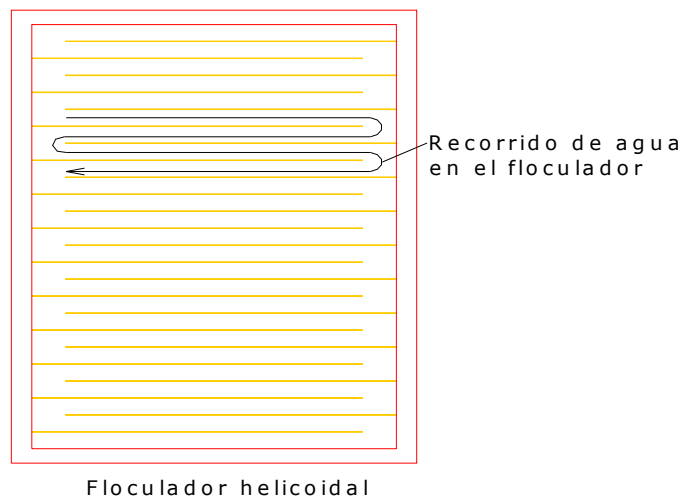
- Floculadores hidráulicos. Los floculadores hidráulicos pueden ser de flujo horizontal o de flujo vertical.

El floculador de flujo horizontal consiste en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto u otro material adecuado, dispuestos en tal forma que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de los extremos libres de los tabiques. En el floculador de flujo vertical el agua fluye hacia arriba y hacia abajo, por encima y por debajo de los tabiques, pantallas o baffles que dividen el tanque. En general, los floculadores hidráulicos, con una velocidad de flujo apropiada y un número adecuado de baffles para asegurar suficientes curvas, proveen una floculación efectiva<sup>25</sup>.

En la práctica, los floculadores hidráulicos de flujo horizontal se usan para plantas pequeñas, caudales menores de 50 L/s.

- Floculadores mecánicos. En los floculadores mecánicos se introduce potencia al agua para asegurar una mezcla lenta mediante agitadores mecánicos. El tipo de agitador mecánico más usado es el de paletas. Como el grado de mezcla óptimo es variable, según la calidad del agua, se recomienda que el equipo agitador mecánico sea de velocidad variable<sup>26</sup>.

Figura 11. Floculador hidráulico helicoidal.



Fuente: ROMERO ROJAS, Jairo A. Acuípurificación. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, 1998.

<sup>25</sup> República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, Op.cit.,Sección II. Título C.p.C46.

<sup>26</sup> Ibid.,p.C46,C47.

## 2.6 SEDIMENTACIÓN

Es la operación por la cual se remueven las partículas sólidas de una suspensión mediante la fuerza de la gravedad; en algunos casos se denomina clarificación o espesamiento. Dos son las formas de sedimentación usadas en la purificación del agua: sedimentación simple y sedimentación después de coagulación y floculación o ablandamiento.

La sedimentación, después de la adición de coagulantes y de la floculación, se usa para remover los sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico, como en el caso de remoción de color y turbiedad o en el ablandamiento con cal.<sup>27</sup>

En un sentido amplio el término sedimentación comprende un grupo de acciones diferentes según el tipo y concentración de sólidos o partículas en suspensión, los que se resumen en los modelos indicados en la tabla 6.

Tabla 6. Diferentes modelos del proceso de clarificación por sedimentación

| Clarificación por sedimentación tipo | Características de los sólidos en suspensión                 | Descripción del proceso  | Ejemplos   |
|--------------------------------------|--|--|--|
| 1                                    | Partículas discretas y aisladas en soluciones diluidas       | No hay interacción entre las partículas y entre las partículas y el resto del fluido       | Movimiento de sedimentación de partículas en desarenadores o presedimentadores |
| 2                                    | Partículas aglomerables en soluciones relativamente diluidas | Las partículas se aglomeran agrupándose en partículas de mayor tamaño.                     | Sedimentación de flocs en decantadores horizontales o de placas.               |
| 3                                    | Soluciones de concentración intermedia.                      | Las partículas interfieren entre sí en su descenso manteniendo posiciones estables.        | Deposición de lodos en decantadores de flujo ascendentes.                      |
| 4                                    | Soluciones de alta concentración.                            | Se forma una estructura entre las partículas que va modificándose lentamente con el tiempo | Compactación de depósitos de lodos.  |

Fuente: ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Práctica de la Purificación del Agua. Tercera edición. Mc GrawHill, Tomo 1.

Cabe destacar que para el modelo de clarificación tipo 1 los sólidos o partículas son idealizadas como discretas y aisladas, o sea, no cambian de densidad, tamaño o forma al descender en el líquido.

En cambio, en el modelo de clarificación tipo 2 los sólidos o partículas son pesadas como aglomerables y al descender se adhieren o aglutinan entre sí cambiando de tamaño, forma y peso específico durante la caída. En la clarificación tipo 3 y tipo 4 es el

<sup>27</sup> ROMERO ROJAS, Op.cit.,p.67

comportamiento conjunto de los sólidos lo que se analiza, debido a las interferencias mutuas entre partículas que hace que éstas formen un manto de lodos que flota en el líquido.

Los tipos de sedimentadores, clasificados según el sentido del flujo, utilizados en las unidades de decantación y el tipo de clarificación que se genera se resumen en la tabla 7 (que complementa la tabla 6) y se indican en la figura 13.

Tabla 7. Tipos de sedimentación según el sentido del flujo en unidades de decantación de plantas de purificación de agua.

| Sentido del flujo                    | Tipo de sedimentación | Ejemplo                           | Rata de flujo m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /d |
|--------------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|---|
| Horizontal                           | 1 y 2                 | Desarenadores                     | 200 – 420                                       |
|                                      |                       |                                   | 15 – 30   |
| Vertical                             | 2 y 3                 | Manto de lodos                    | 45 - 60   |
| Inclinado (ascendente o descendente) | 1 y 2                 | Decantadores con módulos o placas | 120 – 180                                       |

Fuente: ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Práctica de la Purificación del Agua. Tercera edición. Mc Graw Hill, Tomo 1.

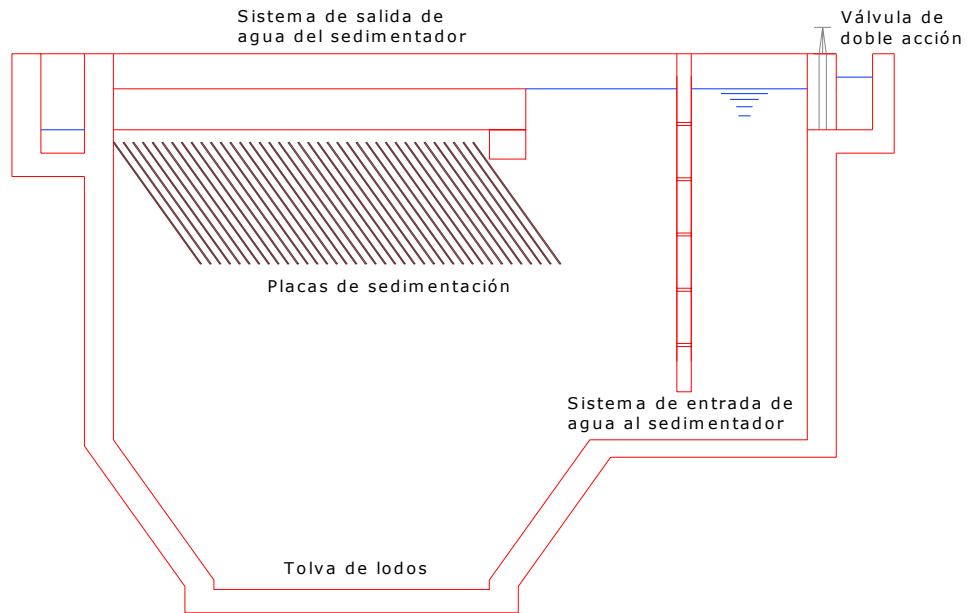
#### 2.6.1.Sedimentadores.

- Sedimentadores de alta tasa. Son tanques provistos de placas inclinadas paralelas de asbesto-cemento; el agua asciende por las celdas con flujo laminar. El diseño debe ser flexible para facilitar el retiro o el cambio de placas. En la figura 11 se muestra un esquema de un sistema de sedimentación de alta tasa<sup>28</sup>.
- Sedimentador con manto de lodos. La unidad puede ser de dos tipos: sedimentador de manto de lodos de suspensión hidráulica y sedimentador de manto de lodos de suspensión mecánica. Para los dos tipos, en la misma unidad debe llevarse a cabo la inyección de los coagulantes, la mezcla rápida de estos con el agua, la floculación y la sedimentación<sup>29</sup>.

<sup>28</sup> ARBOLEDA VALENCIA, Op.cit.,p.283,284,285.

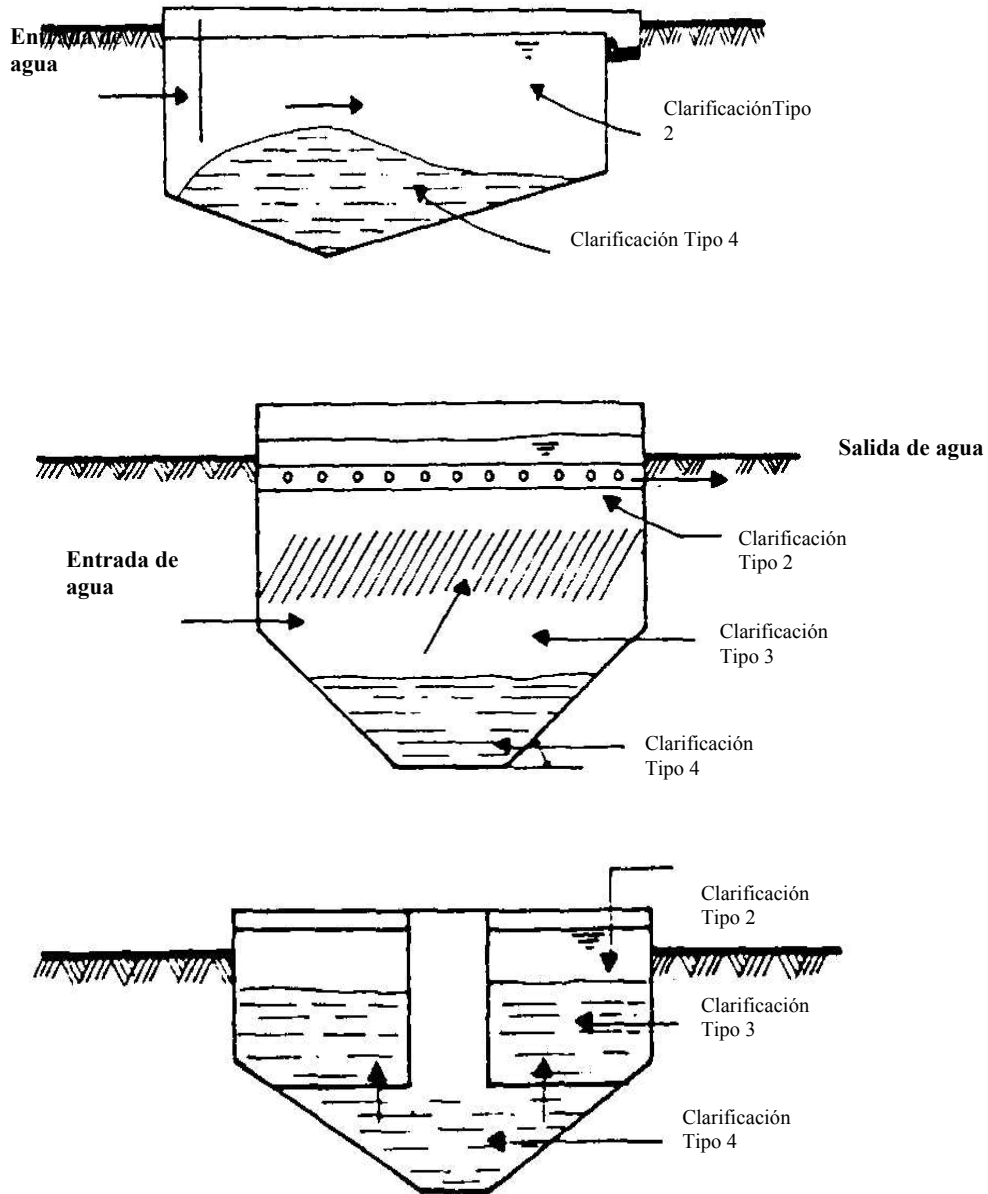
<sup>29</sup> Ibid.,p.261-270

Figura 12. Sedimentador de alta tasa



Fuente: ROMERO ROJAS, Jairo A. Acupurificación. Universidad Nacional de Colombia.

Figura 13. Modelos de decantadores de flocs según el sentido de flujo



Fuente: ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Práctica de la Purificación del Agua. Tercera edición. Mc GrawHill, Tomo 1.

## 2.7 FILTRACIÓN

El objetivo básico de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables, que no han quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación. En consecuencia el trabajo que los filtros desempeñan, depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios.

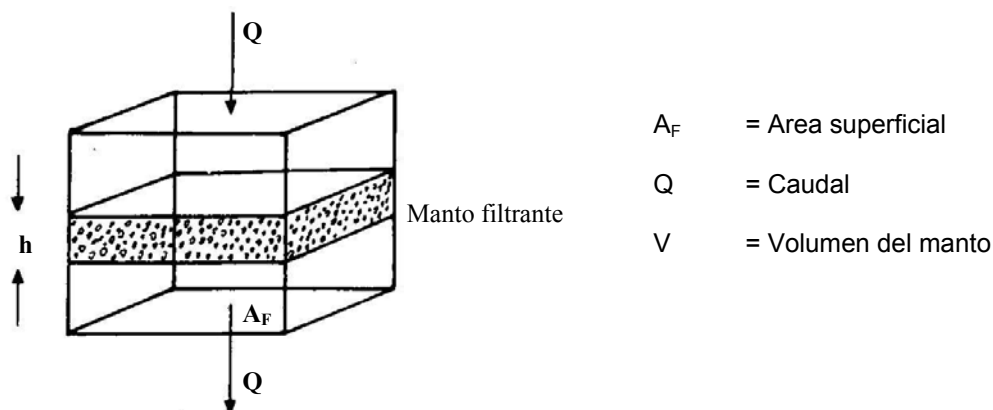
La filtración puede efectuarse en muchas formas: con baja carga superficial (filtros lentos) o con alta carga superficial (filtros rápidos), en medios porosos (pastas arcillosas, papel de filtro) o en medios granulares (arena, antracita, granate o combinados), con flujo ascendente de abajo hacia arriba o descendente de arriba hacia abajo y mixto (parte ascendente y parte descendente). Por último, el filtro puede trabajar a presión o por gravedad, según sea la magnitud de la carga hidráulica que exista sobre el lecho filtrante. La tabla 8 presenta una clasificación de los filtros basada en estas ideas.

La filtración puede efectuarse en muchas formas: con baja carga superficial (filtros lentos) o con alta carga superficial (filtros rápidos), en medios porosos (pastas arcillosas, papel de filtro) o en medios granulares (arena, antracita, granate o combinados), con flujo ascendente de abajo hacia arriba o descendente de arriba hacia abajo y mixto (parte ascendente y parte descendente).

Por último, el filtro puede trabajar a presión o por gravedad, según sea la magnitud de la carga hidráulica que exista sobre el lecho filtrante. La tabla 8 presenta una clasificación de los filtros basada en estas ideas.

La filtración se identifica por la velocidad de pasaje del agua a través del manto filtrante o del manto poroso, medida como rata<sup>30</sup> o carga superficial.

Figura 14. Esquema general de filtración



Fuente: ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Práctica de la Purificación del Agua. Tercera edición. Mc GrawHill, Tomo 1.

<sup>30</sup> La palabra rata (del latín: rata, ratione) fue aceptada por el diccionario de la Real Academia Española (Anexo 1970) con el sentido de parte proporcional, variación en el tiempo.

Tabla 8. Clasificación de los filtros

| Según la velocidad de filtración                         | Según el medio filtrante usado                           | Según el sentido del flujo              | Según la carga sobre el lecho |
|--|--|---|-------------------------------|
| Rápidos<br>120 - 360 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día | 1. Arena<br>(h=60-75 cm)                                 | Ascendentes                             | Por gravedad                  |
|  | 2. Antracita<br>(h=60-75 cm)                             | Descendentes                            | Por presión                   |
|  | 3. Mixtos:<br>Antracita (35-50 cm)<br>Arena (20 - 35 cm) |   |                               |
|  | 4. Mixtos: Arena,<br>Antracita, Granate                  | Flujo Mixto                             |                               |
| Lentos<br>7 - 14 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día     | Arena<br>(h=60-100 cm)                                   | Descendente<br>Ascendente<br>Horizontal | Por gravedad                  |

Fuente: ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Práctica de la Purificación del Agua. Tercera edición. Mc Graw Hill, Tomo 1.

2.7.1 Mecanismos responsables de la filtración. La remoción de partículas muchísimo más pequeñas que los poros del medio filtrante descartó la idea primitiva que la filtración se realizaba por el simple efecto físico de cernido<sup>31</sup>.

En efecto, el agua, ya sea sedimentada o no, que entra en un filtro contiene una variedad muy grande de partículas en suspensión. Su tamaño puede variar desde flóculos relativamente grandes de 1 mm de diámetro hasta coloides, bacterias y virus con tamaños inferiores a 10<sup>-3</sup> mm (1 μ). Dentro de esta gama, se pueden encontrar partículas electropositivas, electronegativas y neutras, o microflocos con polímeros adsorbidos. Todo este conjunto queda en mayor o menor proporción retenido en el lecho filtrante, preferentemente adherido a la superficie de sus granos formando una película alrededor de ellos, cuya resistencia al esfuerzo cortante producido por la fuerza de arrastre del flujo es función de la magnitud de las fuerzas que mantienen pegadas las partículas a cada elemento del medio granular. Si estas fuerzas son débiles, el floc será arrastrado por el flujo y penetrará cada vez más hondo, hasta que eventualmente aparecerá en el efluente. Si son, en cambio, fuertes, el floc quedará obstaculizado temporalmente el paso del agua<sup>32</sup>.

El floc grande, cuyo volumen es mayor que el de los poros del medio granular, queda retenido por simple cernido en los intersticios del lecho; en cambio, el material finamente dividido cuyo orden de magnitud es varias veces menor que el de los poros (las bacterias son hasta 100 veces menores que ellos) queda removido.

Las partículas de menor diámetro que los poros del medio filtrante, entran libremente en el material granular, y tienen que atravesar una distancia relativamente grande antes de

<sup>31</sup> Ibid, p.367,368.

<sup>32</sup> Ibid, .p.368

poderse adherir a los granos que forman dichos poros. El proceso de filtración por tanto se puede considerar que ocurre en dos etapas distintas pero complementarias. La de transporte de las partículas dentro de los poros y la de adherencia a los granos del medio.

El transporte de partículas es debido a fenómenos físico e hidráulicos, influenciados por los factores que gobiernan la transferencia de masas. La adherencia es debida a fenómenos de acción superficial que son influenciados por parámetros físicos y químicos.

Los mecanismos que pueden realizar el transporte son:

- a. Cernido
- b. Sedimentación
- c. Intercepción
- d. Difusión
- e. Impacto inercial
- f. Acción hidrodinámica<sup>33</sup>.

Los que pueden realizar la adherencia son:

- a. Fuerzas de *Van der Waals*
- b. Fuerzas electroquímicas
- c. Puente químico<sup>34</sup>.

No todos necesariamente tienen que actuar al mismo tiempo y, en algunos casos, la contribución que uno o varios de ellos pueden hacer para retener el material suspendido, es quizás despreciable.

Una comparación entre las características de diseño de estos diferentes tipos de filtros, se incluye en la tabla 9.

### 2.7.2 Clasificación de filtros.

#### Filtros Químicos

1. Rápidos con lecho de un solo material.
  - a. De arena sola fina o gruesa
  - b. De antracita sola .
2. Rápidos con lecho múltiple
  - a. De antracita y arena
  - b. De antracita, arena y granate o ilmenita.

---

<sup>33</sup> Ibid.,Tomo 2.,p.368-373.

<sup>34</sup> Ibid.,Tomo 2.,p.375-377.

3. Rápidos con flujo ascendente.
4. De flujo mixto (parte ascendente y parte descendente).

#### Filtros Biológicos.

1. Rápidos biológicos
2. Lentos convencionales
3. Prefiltros
  - a. De arena dinámicos
  - b. De arena horizontales
  - c. De arena ascendentes

## 2.8 DESINFECCIÓN

A pesar de efectuar los procesos anteriores muchas veces los microorganismos continúan presentes en el agua, por lo que es necesario realizar una desinfección de los sistemas de abastecimiento de agua potable. La desinfección se lleva a cabo casi universalmente mediante el uso de gas cloro o compuestos de cloro (hipocloritos). Su capacidad para eliminar organismos patógenos y costo moderado los hace adecuados para la desinfección. El período disponible para la interacción entre el desinfectante y los componentes del agua, conocido como tiempo de contacto es muy importante para así garantizar una desinfección efectiva.

Entre los procesos de desinfección que pueden realizarse está: cloración, ozonación, desinfección con dióxido de cloro, y con rayos ultravioleta.

2.8.1 Cloración. La cloración debe ser empleada para: desinfección de las aguas, control de olores y sabores, prevención del crecimiento de algas y microorganismos. Para la desinfección se puede emplear cloro gaseoso generado a partir de la vaporización de cloro líquido almacenado bajo presión en cilindros, hipoclorito de sodio (líquido), o hipoclorito de calcio (sólido en forma granular).

El compuesto más usado en Colombia para efectuar la cloración es el hipoclorito de calcio, el cual tiene la ventaja de ser más fácil su manipulación que el cloro gaseoso en pequeñas comunidades, tiene una alta solubilidad, de fácil transporte, no es tóxico a menos que sea ingerido, no requiere de equipos complejos para su dosificación<sup>35</sup>.

- Reacciones del cloro con el agua. Básicamente podemos considerar dos tipos de reacciones del cloro en el agua que se producen en el siguiente orden:
  1. Hidrólisis. Al agregar el agua, lo primero que ocurre es que este se hidroliza para producir ácido hipocloroso HOCl e ion hipoclorito OCl<sup>-</sup>. A estos compuestos se les llama cloro libre el cual es un desinfectante muy activo.

---

<sup>35</sup> República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, Op.cit.,Sección II. Título C.p.C77

2. Oxidación – reducción. Luego se produce una reacción de oxidación - reducción en donde el cloro se combina con el nitrógeno amoniacal para producir cloraminas, a las cuales se les llama también cloro combinado utilizable. Estas son un desinfectante menos eficaz que el cloro libre por lo que requiere un tiempo de contacto largo o de dosificaciones mayores<sup>36</sup>

2.8.2 Ozonación. Se recomienda el uso de ozono para: mejorar la calidad organoléptica (color, sabor, etc). Por su acción bactericida y virulicida, para la oxidación de materia orgánica, para la oxidación de micro – contaminantes.

En el caso de implementar la ozonación debe tenerse en cuenta que el ozono no produce efecto residual y por lo tanto debe emplearse un desinfectante secundario que genere este efecto con el fin de proteger el agua en el sistema de distribución<sup>37</sup>.

2.8.3 Desinfección con rayos ultravioletas. Se recomienda este tipo de desinfección cuando el contenido de materia orgánica y la turbiedad son muy bajas.

Para asegurar la desinfección, el agua debe ser completamente clara, Debe emplearse un desinfectante para obtener un efecto residual adecuado que asegure que no vuelvan a desarrollarse microorganismos en el sistema de distribución.

---

<sup>36</sup> Ibid.,p.C77,C78.

<sup>37</sup> Ibid.,p.C78

### **3. DESCRIPCIÓN DEL DISEÑO**

En este capítulo se presenta la descripción general del diseño de la planta de potabilización de agua para la vereda Acapulco; primero se muestran dos diagramas de bloques que esquematizan las operaciones efectuadas para realizar la potabilización de agua y los equipos utilizados en estas, al finalizar se describen las generalidades del diseño.

Figura 15. Diagrama de bloques de operaciones efectuadas en el tratamiento de agua

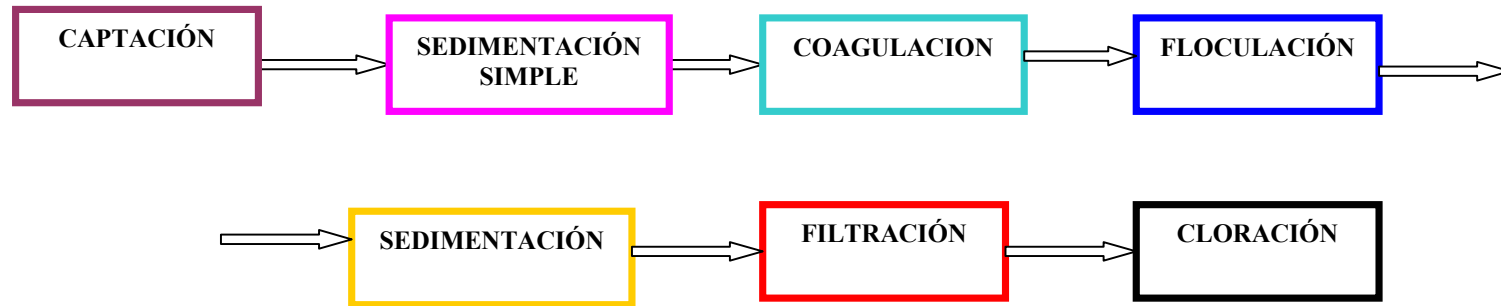
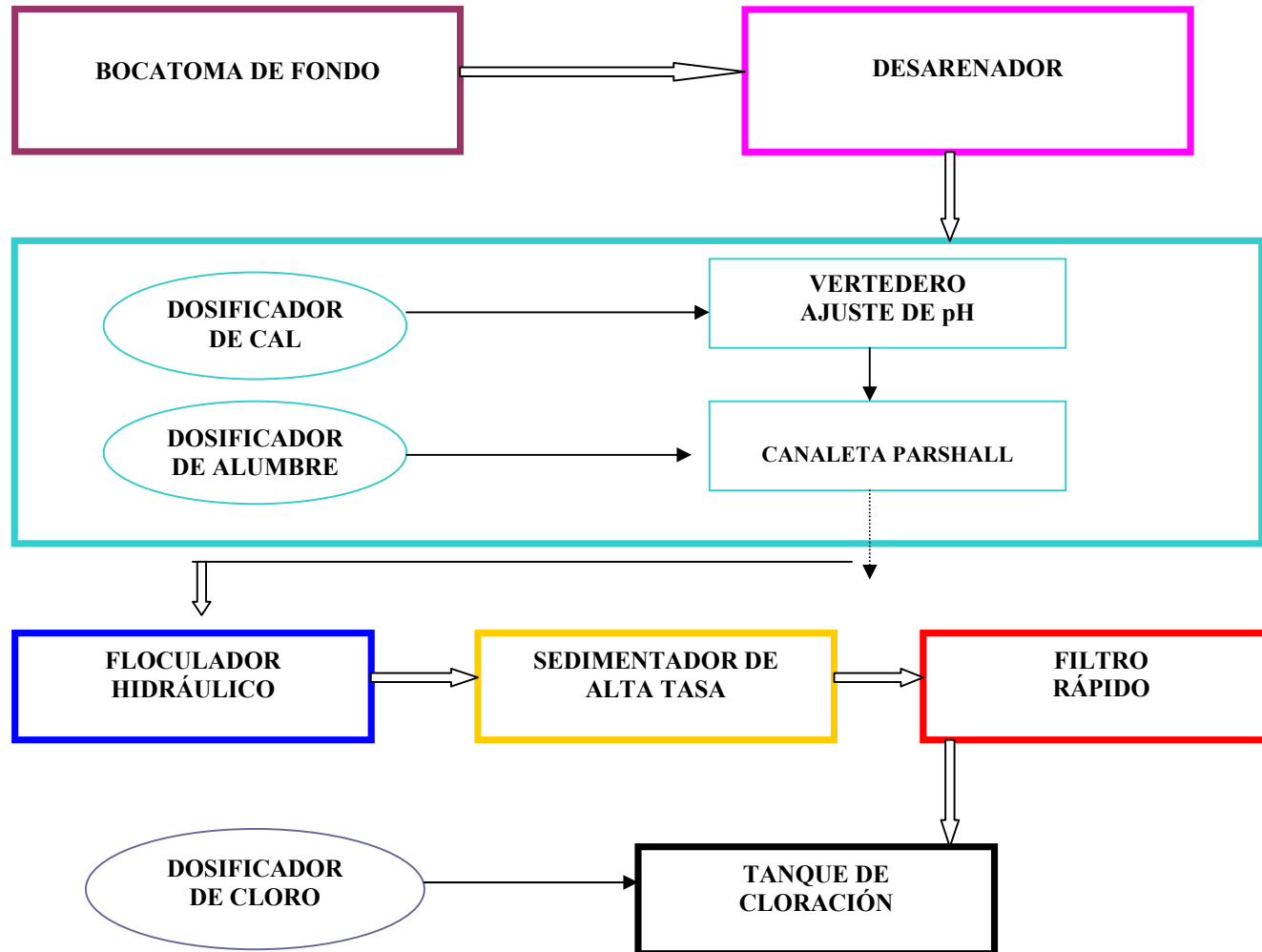


Figura 16. Diagrama de bloques de equipos utilizados en el tratamiento de agua



Los colores de los equipos (bloques) de la figura 16 corresponden al color de la operación de la figura 15 a la cual pertenecen.

La planta de tratamiento diseñada es de tipo convencional de funcionamiento hidráulico y consta de los siguientes procesos: captación, sedimentación simple, coagulación, floculación, sedimentación, filtración, y cloración.

### **3.1 CAPTACIÓN**

Para la captación de agua de la quebrada Tapias se diseñó una bocatoma de fondo, ubicada en un tramo recto del río a 1000m de la planta de tratamiento de agua. Los elementos que constituyen esta bocatoma son: presa, muros laterales, rejilla, canal de aducción, y cámara de recolección.

- Presa. Se adoptó un ancho de la presa de 1m de acuerdo al ancho del río; el material de construcción recomendado según la RAS – 2000 es concreto reforzado.
- Rejilla. Se utilizó una rejilla con barrotes en la dirección del flujo. Se adoptaron barrotes de hierro de ½” (0.0127m) y separación entre ellos de 5 centímetros. La longitud de la rejilla es 75cm y el número de orificios es 12.
- Canal de aducción. Se adoptó un borde libre de 15cm y una pendiente del 3%, la distancia de la rejilla hasta la lámina de agua, aguas arriba sobre el canal de aducción es 18.8cm, La distancia de la rejilla hasta la salida de agua del canal de aducción es de 22cm. La sección del canal es rectangular
- Cámara de recolección. La cámara de recolección es cuadrada, con muros en concreto reforzado, el espesor es 30cm, el ancho 61.9cm, la profundidad 22cm, el borde libre adoptado fue 15cm.
- Muros laterales. Son de concreto ciclópeo, el ancho de estos es 37.9cm

El vertedero de excesos estará colocado a 0.80m de la pared de la cámara de recolección

La tubería de excesos es de PVC de 3in, con una pendiente de 7.8%. El caudal de excesos es  $0.04677\text{m}^3/\text{s}$

La tubería de conducción al desarenador tiene una longitud de 50m, es de PVC de 3in

### **3.2 SEDIMENTACIÓN SIMPLE**

Se diseñó un desarenador convencional, situado a 50m de la bocatoma. El tanque desarenador de concreto ciclópeo tiene un volumen de  $13.9\text{m}^3$ , área superficial  $8.7\text{m}^2$ , ancho 1.7m y largo 5.1m.

El desarenador consta de una cámara de aquietamiento de profundidad 0.53m, ancho de 1.7m y largo igual a 5.1m; de dos pantallas: una de entrada y de salida con 0.8m de profundidad; de un vertedero de salida de 31 cm de ancho, y una zona de almacenamiento de lodos con profundidad de 0.4m.

La tubería de excesos es de PVC, tiene 60m de longitud y diámetro igual a 3in

La tubería de conducción a la planta de tratamiento es de PVC de 3in, la longitud horizontal de conducción es de 600m.

### 3.3 COAGULACIÓN

En esta operación se realiza la formación de los coágulos con ayuda de un coagulante y en un equipo mecánico o hidráulico que produzca la mezcla rápida.

En el diseño de la operación se tuvo en cuenta dos coagulantes: sulfato de aluminio y las poliacrilamidas\*.

Se realizaron ensayos de jarras con los dos coagulantes para determinar cual era más conveniente en la operación. Los parámetros analizados para su selección fueron la eficiencia y los costos para el tratamiento de agua.

El estudio de clarificación con sulfato de aluminio lo realizó la Compañía del Acueducto Metropolitano de Bucaramanga: Se recomendó el uso de cal primaria para adicionarle alcalinidad al agua y de esta forma mejorar la formación de coágulos. Los resultados de dosificación y costos de coagulantes fueron los siguientes\*\*:

Tabla 9. Resultados de dosificación de alumbre y cal

| Análisis                     | Dosis (g/m <sup>3</sup> ) |
|------------------------------|---------------------------|
| Dosis de cal primaria        | 100                       |
| Dosis de sulfato de aluminio | 80                        |

Fuente: Compañía del Acueducto Metropolitano de Bucaramanga

Tabla 10. Costos de coagulantes

| Coagulante          | Valor de 1 Kg | Valor mensual |
|---------------------|---------------|---------------|
| Cal primaria        | \$450         | \$86940       |
| Sulfato de aluminio | \$1500        | \$232020      |

\* se descartó el uso de otros coagulantes metálicos como el sulfato ferroso ya que este se usa para agua turbia con pH>8 y es inadecuado para aguas de contenido de color alto

\*\* En el anexo A se encuentran 3 tablas con los resultados obtenidos por la Compañía del Acueducto Metropolitano de Bucaramanga

Las pruebas para evaluar el comportamiento del agua con el polielctrolito fueron realizadas por la empresa EXRO; donde recomendaron el uso de dos productos comerciales; el primero es un coagulante catiónico denominado EXRO 615, el segundo es una poliacrilamida de peso molecular ultra alto y de carácter aniónico llamada EXRO 666. La ficha técnica de los productos se muestra en el anexo B. Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

Tabla 11. Resultados de dosificación de EXRO 615 y EXRO 666

| Coagulante | Dosis (ppm) | Dosis (Kg/día) | Tiempo de residencia (min) |
|------------|-------------|----------------|----------------------------|
| EXRO 615   | 30          | 23             | 1                          |
| EXRO 666   | 1.5-2       | 13             | 5                          |

Fuente: EXRO

Tabla 12. Resultados de turbidez y color con coagulantes EXRO

| Coagulante | Turbidez (FAU) | Color(UPC) |
|------------|----------------|------------|
| EXRO 615   | 11             | 98         |
| EXRO 666   | 10             | 90         |

Fuente: EXRO

Tabla 13. Costos de coagulantes tipo polielectrolitos

| Coagulante | Valor de 1 Kg | Valor (Kg/mes) |
|------------|---------------|----------------|
| EXRO 615   | \$3994        | \$2'775,030    |
| EXRO 666   | \$13000       | \$5'070,000    |

Fuente: EXRO

El empleo de EXRO 615 y 666 fue descartado debido a su alto costo, difícil manejo y limitada adquisición. La escasa oferta encarece el mercado.

Se optó por realizar el diseño de una mezcla rápida con sulfato de aluminio debido a que es de fácil adquisición, almacenamiento, manejo, seguridad y dosificación; es recomendado para países en vía de desarrollo<sup>38</sup>; además de su bajo costo y su alta eficiencia.

- Dosificación. La dosificación de cal y sulfato de aluminio se realizó en un dosificador en solución, en un sistema de gravedad de carga variable, (modelo integrado) que consiste en un flotador colocado en el tanque de solución. Dicho flotador va perforado dentro del cual va otro que puede deslizarse para variar la posición del orificio dosificador con respecto al nivel del agua. Con un tornillo se puede sujetar los tubos en la posición que se desee\*.

<sup>38</sup> ARBOLEDA VALENCIA, Op.cit., Tomo 1. p.45

\* Las especificaciones de diseño y cálculo se pueden ver en el capítulo 4

El tanque del dosificador de cal será un tanque concreto con volumen de  $0.07\text{m}^3$ , altura y diámetro  $0.45\text{m}$ . El tanque para dosificación de alumbre será de concreto revestido con pintura bituminosa o epóxica, con un volumen de  $1.01\text{m}^3$ , altura y diámetro  $0.5\text{m}$ . Para la solución de alumbre y de cal el tubo de plástico que se desliza para variar la posición del orificio es de  $\frac{1}{4}$ " , y el tubo de plástico que perfora el flotador es de  $\frac{1}{2}$ "<sup>39</sup>.

Los equipos hidráulicos para mezcla son un vertedero (mezcla de cal) y una canaleta *parshall* para mezcla rápida de alumbre.

- Vertedero para mezcla de cal. El vertedero de concreto tiene las siguientes dimensiones: ancho  $45.7\text{cm}$  y altura  $20.3\text{cm}$ .
- Cámara de distribución de agua mezclada. Aguas debajo de la canaleta *Parshall* se ha dejado una cámara de repartición de flujos que permite desviar directamente el agua coagulada al canal de distribución de filtros, para hacer filtración directa, abriendo una compuerta lateral de  $0.3\text{m} \times 0.3\text{m}$ , o si esta permanece cerrada, hacerla desbordar hacia el floculador por encima del vertedero.

### 3.4 FLOCULACIÓN

Debido a la baja turbiedad habitual de la fuente no se consideró necesaria la adopción de floculadores mecánicos; (factor que incrementa el costo) por otra parte, debido a restricciones topográficas se vio la conveniencia de usar cámaras de alta profundidad y de pequeña área que pudieran ajustarse a la disponibilidad del lote seleccionado, y que quedarán cimentadas en terreno firme.

Por las razones anteriores se adoptó un sistema de floculación hidráulica de flujo helicoidal, en el cual la energía hidráulica es usada para promover movimientos hacia arriba y hacia abajo, estableciéndose un flujo helicoidal en virtud del desplazamiento de las aberturas de entrada y salida del eje central.

Este movimiento horizontal es inducido por pantallas horizontales de madera de  $1.20\text{m}$  de ancho, colocadas inmediatamente sobre las aberturas de inferiores o debajo de las superiores, en forma tal que eviten cualquier posibilidad de paso directo.

Este sistema presenta la ventaja de eliminar el uso de equipo mecánico de alto costo, y además comparado con el sistema tradicional de floculación hidráulica produce menores pérdidas de carga.

- Desagüe. El desagüe del floculador se hace mediante válvulas de fondo de  $3"$ .
- Salida. Se realiza en el último compartimento de floculación, mediante dos pantallas separadas provistas de orificios que comunica directamente con los sedimentadores.

---

<sup>39</sup> Ibid.,p.44,45

### 3.5 SEDIMENTACIÓN

Se ha adoptado el sistema de sedimentación acelerada o de alta rata de flujo laminar, (mencionado en el capítulo 2) mediante el uso de placas planas de asbesto-cemento con dos decantadores, cada uno constituido por un compartimento de 2.42m\*4.21m y 4.04m de profundidad total, separados por una estructura central de 0.2m.

El área efectiva de sedimentación está constituida por la zona de placas, de 2.61m de longitud, conformado por placas de asbesto-cemento de 2.42m\*1.20m y 8mm de espesor, inclinadas a 60° con relación a la horizontal y con espaciamentos libres de 5cm en sentido normal a las placas.

La profundidad total del tanque se distribuye como sigue, de arriba hacia abajo:

|   |       |
|---|-------|
| Borde libre:  | 0.30m |
| Altura de agua sobre placas   | 0.20m |
| Espacio vertical ocupado por las placas   | 1.04m |
| Espacio libre por debajo de las placas hasta corona de tolvas de recolección de lodos | 1.5m  |
| Altura adicional para el depósito de lodos  | 1m    |
| <hr/>   |       |
| TOTAL   | 4.04m |

- Admisión. La admisión de agua floculada a los compartimentos de sedimentación se efectúa mediante dos pantallas provistas de orificios, cada una tiene de alto 2.89m y de ancho 2.44m; cuenta con 6 filas de orificios y 5 columnas de los mismos; un total de 30 orificios de 2in de diámetro; la separación entre columnas es 0.94m y entre filas 1.5m. El área útil de la pantalla es 2.22m<sup>2</sup> con altura igual a 1.79m y ancho 1.24m.
- Efluente. Para la recolección del agua sedimentada se ha proyectado un sistema constituido por un canal situado en la parte superior del sedimentador donde el agua sale por rebose; el ancho del canal es 0.15m y la altura 0.2m.

### 3.6 FILTRACIÓN

Se diseñó un filtro de flujo descendente y tasa declinante autolavantes; dicho filtro trabaja con alta carga superficial y por lo tanto pueden procesar grandes caudales con ratas de filtración que oscilan entre 120-900 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día; su eficiencia depende de la calidad de los tratamientos previos. Generalmente el flujo descendente es el más usado en las plantas de tratamiento.

Para el diseño de este sistema de filtros se siguieron los siguientes parámetros de acuerdo a lo establecido capítulo C.7 del RAS 2000.

- Se utilizó lecho simple de arena con TE = 0.45-0.65 mm.
- La velocidad de filtración no será mayor de 120 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día.
- La altura de agua sobre el lecho no será menor de 0.5 m.
- Se tomaron no menos de 4 unidades de filtración.

Para el lavado del filtro se suspende el proceso de filtración y se inyecta agua por la parte inferior del filtro con una presión adecuada tal que expanda el medio filtrante permitiendo que los granos choquen entre sí y desprendan el material retenido en la superficie

### 3.7 DESINFECCIÓN Y TANQUE DE DISTRIBUCIÓN

La desinfección se efectúa con hipoclorito de calcio; la dosis óptima es:  $10\text{g}/\text{m}^3$ <sup>40</sup>.

El hipoclorito de calcio viene en forma granular, su aplicación es por medio de una solución acuosa; en un dosificador en solución, en un sistema de gravedad de carga variable, (modelo integrado), como el que se empleó para el caso de la cal y el alumbre.

El tanque del dosificador será de concreto revestido con pintura epóxica<sup>41</sup>, con volumen de  $1.3\text{m}^3$ , altura y diámetro 0.55m. Para la solución de cloro el tubo de plástico que se desliza para variar la posición del orificio es de  $\frac{1}{4}$ " , y el tubo de plástico que perfora el flotador es de  $\frac{1}{2}$ ".

Se diseñó un tanque de distribución superficial enterrado<sup>42</sup> de concreto. Las dimensiones del tanque son: profundidad 4.16m y el largo y ancho es 7.18m

---

<sup>40</sup> COMPAÑIA DEL ACUEDUCTO METROPOLITANO DE BUCARAMANGA E.S.P.

<sup>41</sup> República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, Op.cit.,Sección II. Título C.p.C99

<sup>42</sup> López, Op. Cit.,p.211,212,213.

## 4. DISEÑO

En el capítulo de diseño se presentan ecuaciones, relaciones y cálculos empleados para efectuar cada operación de la planta de tratamiento de agua potable.

### 4.1 CAUDAL DE DISEÑO

El consumo de agua predominante en la localidad es de uso agroindustrial (para aves principalmente). La determinación del caudal de diseño se efectuó teniendo en cuenta las necesidades de la zona, es decir agua de consumo humano y avícola. La potabilización de agua para aves (pollos) fue incluida en el diseño por consenso de los habitantes.

4.1.1 Proyección de la población. Existen diferentes métodos de cálculo para estimar la población futura de una localidad; el empleado para este caso fue el método geométrico<sup>43</sup>. La ecuación para el cálculo de la población futura es<sup>44</sup>:

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

Donde  $P_f$  = Población correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población

$P_{uc}$  = Población correspondiente al último censo

$T_f$  = Año para el que se quiere proyectar la población

$T_{uc}$  = Año del último censo

$r$  = Tasa de crecimiento anual en forma decimal.

El valor de  $r$  es 0.0171; dato obtenido en el último censo realizado por el DANE en 1993 para la zona rural de Girón. No se encontraron registros para la vereda de Acapulco; motivo por el cual se empleó el método geométrico, y por el cual se realizó un censo en junio de 2003 en la vereda. Los datos obtenidos en el censo se muestran en el anexo C

La población del último censo es 110 habitantes. El periodo de diseño es 15 años\*.

Entonces  $T_f$  es: 2018.

$P_f$  es: 141.856 habitantes.

La población flotante determinada en el censo fue 100 habitantes, por lo tanto la población de diseño es: 242 habitantes.

---

<sup>43</sup> República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, Op.cit., Sección II. Título B.p.B29,B30.

<sup>44</sup> Ibid., p.B30

\* Según la RAS

#### 4.1.2 Determinando la demanda.

- Dotación neta. Es la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

La dotación neta según el RAS es 150-200 L/hab\*día. La dotación neta asumida es 158L/hab\*día.

- Dotación bruta. La dotación bruta debe establecerse según la siguiente ecuación<sup>45</sup>:

$$\text{Ecuación 2. } d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

Donde  $d_{bruta}$  = demanda bruta (L/hab\*día)  
 $d_{neta}$  = demanda neta (L/hab\*día)  
 $\%p$  = porcentaje de pérdidas técnicas  
 $\%p$  según el RAS es 4%

La dotación bruta es:

$$d_{bruta} = 266.667L / hab \times día$$

- Caudal medio diario. El caudal medio diario,  $Q_{md}$ , es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Corresponde al promedio de los consumos diarios de un período de un año y puede calcularse con la siguiente ecuación<sup>46</sup>:

$$\text{Ecuación 3. } Q_{md} = \frac{p \times d_{bruta}}{86400}$$

donde:  $Q_{md}$  = Caudal medio diario (L/s)  
 $p$  = Población futura más la población flotante  
 $p$  es: 241.858; es decir 242 habitantes

El caudal medio diario es:

$$Q_{md} = 0.737L / s$$

- Caudal máximo diario. 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,  $k_1$ . (Tomado de el RAS).  $K_1 = 1.3$ .

$$\text{Ecuación 4. } QMD = Q_{md} * k_1 \\ QMD = 0.958L/s$$

---

<sup>45</sup> Ibid., p.B40

<sup>46</sup> Ibid., p.B41

En los cálculos anteriores se determinó el caudal máximo diario, caudal de diseño de los habitantes de la vereda; ahora se determinará el caudal máximo diario de la población avícola de Acapulco.

4.1.3 Proyección de la población avícola. Según el Plan de Ordenamiento Territorial (P.O.T) del municipio de San Juan de Girón la zona fue calificada de uso potencial sub – urbano; por lo que no puede construir más galpones, y el número de aves en 15 años serán los mismos que existen hoy en día.

El número de aves de acuerdo a la clasificación anterior es el siguiente:

Pollos ponedores: 190000  
Pollos reproductores: 5000

4.1.4 Demanda de agua avícola. Las aves que existen en la vereda son pollos de dos clases: pollos reproductores y pollos ponedores

- Dotación neta. Se determina de acuerdo al tipo de ave; en este caso si es pollo ponedor o reproductor; y al clima de la zona. La dotación neta correspondiente para cada tipo de pollo es:

Dotación neta(ponedor)=1.2L/pollo\*día  
Dotación neta(reproductor)= 2L/pollo\*día

- Dotación bruta. Se calcula como se hizo anteriormente; La dotación bruta para ponedores y reproductores será:

$D_{bruta}(\text{ponedores}) = 2.0\text{L/pollo} \cdot \text{día}$   
 $D_{bruta}(\text{reproductores}) = 3.3\text{L/pollo} \cdot \text{día}$

- Caudal medio diario. La ecuación empleada para determinar el caudal medio diario es la 3. Los caudales serán:

$Q_{md}(\text{ponedores}) = 4.398\text{L/s}$   
 $Q_{md}(\text{reproductores}) = 0.193\text{L/s}$

- Caudal máximo diario. Se calcula de acuerdo a la ecuación 4:

$QMD(\text{ponedores}) = 5.718\text{L/s}$   
 $QMD(\text{reproductores}) = 0.251\text{L/s}$

El caudal máximo diario total será la suma de caudal medio calculado para las personas y para las aves, más el 10% de la suma anterior.

$$\text{Ecuación 5. } QMD_{total} = 1.1 \times (QMD + QMD_{ponedores} + QMD_{reproductores})$$
$$QMD_{total} = 7.46\text{L/s}$$

---

Datos obtenidos de la Incubadora de Santander Kikes

## 4.2 CAPTACIÓN

### 4.2.1 Diseño de la bocatoma de fondo.

- Periodo de diseño. El periodo para el cual se diseñó la captación fue un periodo de 15 años a partir del año 2003.
- Población de diseño. La población de diseño se realizó anteriormente para un periodo de 15 años; de acuerdo a esta proyección se tiene que para el año 2018 se contara con 242 habitantes.
- Caudal de diseño. El caudal de diseño calculado para la proyección anterior fue 7.46 L/s.
- Aforo del río. El caudal del río en tiempo seco es de 12 L/s. El caudal medio del río es 16 L/s. El caudal máximo del río es de 20L/s\*.
- Ancho del río. El ancho del río en el lugar de la captación es de 1.5 m.

4.2.1.1 Diseño de la presa. El primer paso para el diseño de la bocatoma es verificar que el caudal de diseño, caudal máximo diario, sea inferior al caudal mínimo del río en el sitio de captación. Los datos anteriores muestran que esta condición de diseño se cumple para el proyecto.

La presa y la garganta de la bocatoma se diseñan como un vertedero rectangular con doble contracción

Para determinar el valor de la lámina de agua para las condiciones de diseño (caudal máximo diario) y para las condiciones máximas y mínimas del río, se utiliza la siguiente ecuación<sup>47</sup>.

$$\text{Ecuación 6. } H = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{2/3}$$

Donde Q = Caudal de diseño.(m<sup>3</sup>/s)

H = Profundidad de la lámina de agua sobre la presa.(m)

L = Ancho de la presa.(m)

$$H = \left( \frac{0.00746}{1.84 \times 1.0} \right)^{2/3}$$

$$H = 0.025m$$

---

\* El detalle de los aforos se encuentra en el capítulo 3.

<sup>47</sup> López, Op. Cit.,p.66

Debido a la existencia de las contracciones laterales, se debe hacer la corrección de la longitud del vertimiento, esta situación se corrige teniendo en cuenta un valor  $L''$  calculado así: <sup>48</sup>.

$$\begin{aligned}\text{Ecuación 7. } L'' &= L - (0.2 \times H) \\ L'' &= 1.0 - (0.2 \times 0.025) \\ L'' &= 0.995m\end{aligned}$$

La velocidad del río sobre la presa es:

$$\begin{aligned}\text{Ecuación 8. } V &= \frac{Q}{L'' \times H} \\ V &= 0.28m/s\end{aligned}$$

Se adopta una velocidad del agua sobre la presa igual  $0.3m/s$ <sup>49</sup>.

La velocidad del agua sobre la rejilla debe estar comprendida entre  $0.3 m/s$  y  $3 m/s$  de manera que puedan ser aplicables las ecuaciones de alcance de chorro presentadas a continuación (ecuaciones 9 y 10)<sup>50</sup> para la determinación del ancho del canal de aducción.

#### 4.2.1.2 Diseño de la rejilla y el canal de aducción

➤ Ancho del canal de aducción.

$$\begin{aligned}\text{Ecuación 9. } X_s &= 0.36 \times V_r^{2/3} + 0.60 \times H^{4/7} \\ X_s &= 0.235m\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ecuación 10. } X_i &= 0.18 \times V_r^{4/7} + 0.74 \times H^{3/4} \\ X_i &= 0.134m\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Ecuación 11. } B &= X_s + 0.10 \\ B &= 0.38m\end{aligned}$$

Donde:  $X_s$  = Alcance filo superior. (m)  
 $X_i$  = Alcance filo inferior. (m)  
 $B$  = Ancho del canal de aducción. (m)  
 $V_r$  = Velocidad del río (m/s)

Se adopta un ancho de canal de aducción de  $0.4m$  debido a especificaciones de diseño mencionadas en el capítulo 2.

---

<sup>48</sup> Ibid.,p.66

<sup>49</sup> Ibid.,p.67.

<sup>50</sup> Ibid.,p.68.

- Rejilla. Se utilizó una rejilla con barrotes en la dirección del flujo. Se adoptaron barrotes de  $\frac{1}{2}$ " (0.0127m) y separación entre ellos de 5 centímetros. Por otra parte se supone velocidad entre barrotes igual a 0.10m/s.<sup>51</sup>

La longitud de la rejilla será<sup>52</sup>:

$$\text{Ecuación 12. } A_n = \frac{Q}{0.9 \times V_b} = 0.083m^2$$

$$\text{Ecuación 13. } L_r = \left( \frac{a+b}{a} \right) \times \frac{A_n}{B} = 0.26m$$

Donde:  $A_n$  = Área neta de la rejilla ( $m^2$ )

$V_b$  = Velocidad entre barrotes (máxima 0.2m/s, según el RAS)

Se adopta 0.70m de longitud de rejilla (ver capítulo 2, numeral 2.2.1, elementos de bocatoma).

El número de orificios es de:

$$\text{Ecuación 14. } N = \frac{A_n}{a \times B} = 11.16 \text{ orificios}$$

Donde: N = Número de orificios

a = Separación entre barrotes (m)

Se adoptan 12 orificios separados 5 cm entre sí, con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales:

$$\text{Ecuación 15. } A_n = a \times B \times N = 0.24m$$

De la ecuación 12 calculamos la velocidad del agua entre barrotes ( $V_b$ )

$$V_b = \frac{Q}{0.9 \times A_n} = 0.0344m$$

De la ecuación 13 obtenemos la longitud de la rejilla

$$L_r = 0.75m$$

---

<sup>51</sup> REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000. Sección II, TÍTULO B, SISTEMAS DE POTABILIZACIÓN. República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C; Noviembre de 2000.p.B58.

<sup>52</sup> López, Op. Cit.,p.83

- Niveles de agua en el canal de aducción. Asumiendo que todo el volumen de agua es captado al inicio del canal, el nivel de la lámina aguas arriba es obtenido por medio del análisis de cantidad de movimiento en el canal:

$$\text{Ecuación 16. } h_o = \left[ 2 \times h_e^2 + \left( h_e - \frac{i \times L_r}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} \times i \times L_r$$

$$h_o = 0.0376m$$

Donde:  $h_o$  = Profundidad aguas arriba (m)  
 $h_e$  = Profundidad aguas abajo (m)  
 $i$  = Pendiente del fondo del canal

Se adoptó  $i=3\%$ . La pendiente del canal de aducción debe estar entre 1% y 4%.<sup>53</sup>

Para que la entrega a la cámara de recolección se haga en descarga libre, se debe cumplir que:

$$\text{Ecuación 17. } h_e = h_c$$

Siendo:  $h_c$  = Profundidad crítica (m)

Tenemos que el nivel del canal de aducción aguas abajo es:

$$\text{Ecuación 18. } h_c = \left( \frac{Q^2}{g \times B^2} \right)^{1/3}$$

$$h_e = h_c = 0.037m$$

Se debe dejar un borde libre de 15 centímetros; por lo que la distancia de la rejilla hasta la lámina de agua, ( $H_o$ ) aguas arriba sobre el canal de aducción será:

$$\text{Ecuación 19. } H_o = h_o + Bl = 0.188m$$

Donde:  $H_o$  = Distancia de la rejilla hasta la lámina de agua (m)  
 $Bl$  = Borde libre del canal de aducción (m)

La distancia de la rejilla hasta la salida de agua del canal de aducción ( $H_e$ ) será:

$$\text{Ecuación 20. } H_e = h_e + (h_o - h_e) + i \times L_c + Bl$$

$$H_e = 0.22m$$

Donde:  $H_e$  = Distancia de la rejilla hasta la salida de agua del canal de aducción (m)  
 $L_c$  =  $L_r$  + espesor del muro (m)

---

<sup>53</sup> LÓPEZ, Op.cit., p.84.

El espesor del muro es 0.30 (se adoptó según el RAS)

4.2.1.3 Diseño de la cámara de recolección. Para que las ecuaciones de dimensionamiento de la cámara sean válidas, la velocidad, a la entrega de la cámara de recolección,  $V_c$ , debe ser mayor de 0.3m/s y menor de 3.0m/s\*.

Nuevamente se aplican las ecuaciones de alcance de un chorro de agua, (ecuaciones 9 y 10) reemplazando términos por los de la condición de entrada a la cámara.

$$X_s = 0.36 \times V_e^{2/3} + 0.60 \times h_e^{4/7}$$
$$X_s = 0.319m$$

$$X_i = 0.18 \times V_e^{4/7} + 0.60 \times h_e^{3/4}$$
$$X_i = 0.184m$$

$$B_{camara} = X_s + 0.30$$

$$B_{camara} = 0.619m$$

Donde:  $V_e$  = Velocidad de entrada a la cámara de recolección (m/s)

$B_c$  = Ancho de la cámara de recolección (m).

Se debe tener en cuenta que, aunque los cálculos hidráulicos son necesarios para establecer las condiciones mínimas de la cámara de recolección, es importante que las dimensiones de la cámara sean las mínimas necesarias para realizar el adecuado mantenimiento de ésta.

La profundidad, H, de la cámara de recolección debe ser tal que cubra las pérdidas por entrada y fricción de la tubería de conducción entre bocatoma y desarenador. Como este diseño no se ha hecho se supone un valor de 0.60 m.

Cálculo de la altura de los muros de contención. Tomando el caudal máximo del río de 0.02m<sup>3</sup>/s, y por medio de la ecuación 6 tenemos:

$$H = \left( \frac{0.02}{1.84 \times 1} \right)^{2/3} = 0.0491m$$

Dejándole un borde libre de 33cm, entonces la altura de los muros será de 0.379m<sup>54</sup>.

---

\* Según La RAS

<sup>54</sup> LÓPEZ, Op.cit., p.94,95.

#### 4.2.1.4 Cálculo de cotas.

|                                    |               |             |
|------------------------------------|---------------|-------------|
| Fondo del río en la captación:     | = 1150m*      |             |
| Lámina sobre la presa:             |               |             |
| Diseño:                            | = 1150+0.025  | =1150.0253m |
| Máxima:                            | =1150+0.0049  | =1150.0491m |
| Promedio:                          | =1150+0.0515  | =1150.0515m |
| Corona de los muros de contención: | =1150+0.379   | =1150.379m  |
| Canal de aducción:                 |               |             |
| Fondo aguas arriba:                | =1150-0.187   | =1149.812 m |
| Fondo aguas abajo:                 | =1150-0.219   | =1149.781 m |
| Lámina aguas arriba:               | =1150+0.0375  | =1149.85m   |
| Lámina aguas abajo:                |               |             |
| Cámara de recolección:             |               |             |
| Cresta del vertedero de excesos    | =1149.85-0.15 | =1149.668m  |
| Fondo:                             | =1149.85-0.6  | =1149.068m  |

Se adopta en esta etapa del diseño un valor de 60 cm correspondientes a las pérdidas en la conducción de la bocatoma del desarenador.

|                             |            |          |
|-----------------------------|------------|----------|
| Tubería de excesos:         |            |          |
| Cota de entrada:            | =1149.068m |          |
| Cota del río en la entrega: | =1148m*    |          |
| Cota de salida:             | =1148+0.30 | =1148.3m |

La cota del río en el punto de descarga corresponde a la cota máxima del río, 50 metros aguas debajo de la captación.

Nota: los valores marcados con \* corresponden a valores leídos del plano topográfico.

4.2.1.5 Cálculo del caudal de excesos. El caudal de excesos se determina teniendo en cuenta que sobre la rejilla de la bocatoma pasará un caudal mayor que el caudal de diseño, Se producirá entonces una lámina de agua superior a la de diseño, que se puede evaluar según la siguiente ecuación<sup>55</sup>:

$$\text{Ecuación 21. } Q_{\text{captado}} = C_d \times A_{\text{neta}} \times \sqrt{2 \times g \times H}$$

Donde:  $Q_{\text{captado}}$  = Caudal a través de la rejilla (m<sup>3</sup>/s)  
 $C_d$  = Coeficiente de descarga = 0.3.<sup>56</sup>  
 $A_{\text{neta}}$  = Área neta de la rejilla (m<sup>2</sup>)  
 $H$  = Altura de la lámina de agua sobre la rejilla (m).

<sup>55</sup> Ibid., p.95

<sup>56</sup> Ibid., p.90.

Este caudal llega a la cámara de recolección a través del canal en donde se coloca un vertedero sin contracciones laterales que servirá para separar el caudal de diseño del caudal de excesos. Para cumplir con lo anterior, la cota de la cresta del vertedero debe coincidir con el nivel del agua necesario para conducir el caudal de diseño al desarenador. Como no se ha hecho el diseño de esta tubería, se asume en este momento un valor tentativo de 0.60m, valor que debe ser corregido una vez se haya hecho el diseño correspondiente a la tubería de conducción entre la bocatoma y el desarenador<sup>57</sup>.

En resumen, el caudal de excesos será la diferencia entre el caudal captado a través de la rejilla y el caudal de diseño.

$$\text{Ecuación 22. } Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseño}}$$

Donde:  $Q_{\text{excesos}}$  = Caudal de excesos ( $m^3/s$ )  
 $Q_{\text{diseño}}$  = Caudal de diseño ( $m^3/s$ )

Dentro de las condiciones de diseño se ha supuesto un caudal medio del río de:

$$Q_{\text{promedio}} = 0.016m^3 / s$$

con este caudal y la ecuación 6 se procede a calcular la altura de la lámina de agua

$$H = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{2/3} = \left( \frac{0.016}{1.84 \times 0.75} \right)^{2/3} = 0.0288m$$

El caudal captado y el de excesos serán:

$$Q_{\text{captado}} = 0.05414m^3 / s$$

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseño}} = 0.0467m^3 / s$$

La altura de la lámina de agua y la velocidad para estas condiciones es:

$$H_{\text{excesos}} = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{2/3} = 0.0864m \quad V_{\text{excesos}} = \frac{Q_{\text{excesos}}}{H_{\text{excesos}} \times B_{\text{cámara}}} = 0.874m^3 / s$$

Donde:  $H_{\text{excesos}}$  = Altura de la lámina de agua en el desagüe de excesos (m)

$V_{\text{excesos}}$  = Velocidad en la tubería de excesos ( $m^3/s$ )

El alcance al filo superior de agua ( $X_s$ ), para el caudal de excesos será:

$$X_s = 0.36 \times (0.874)^{2/3} + 0.60 \times (0.0864)^{4/7} = 0.477m$$

El vertedero de excesos estará colocado a 0.80m de la pared de la cámara de recolección

Cálculo de la tubería de excesos

Determinando la pendiente de la tubería i

---

<sup>57</sup> Ibid.,p.95

Ecuación 23.  $i = \frac{1149.067 - 1148.3}{10} \times 100 = 7.68\%$

Determinando el diámetro de la tubería

Ecuación 24. 
$$D = \left( \frac{Q}{0.2785 \times C \times \left( \frac{i}{100} \right)^{0.54}} \right)^{1/2.63}$$

Donde: D = Diámetro de la tubería (m)

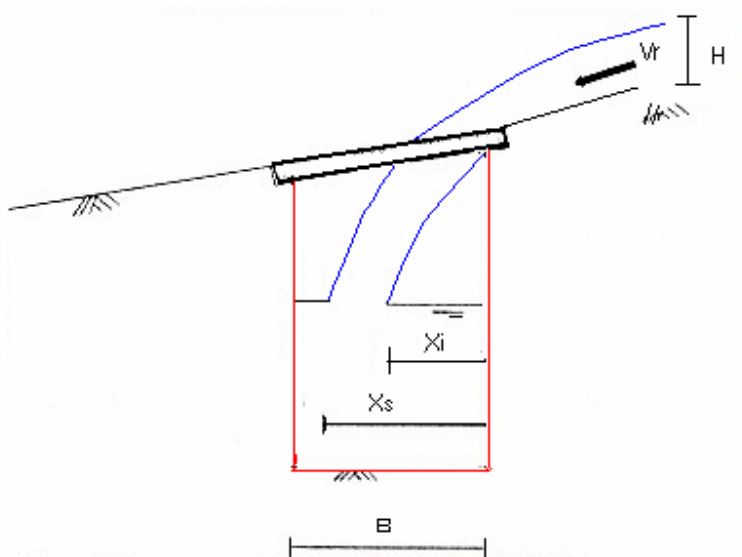
C = Cota del fondo del río de la captación (m)

$D = 0.0589m = 2.3in$

El diámetro comercial mayor correspondiente a 2.3 in es 3 in = 0.0762 m.

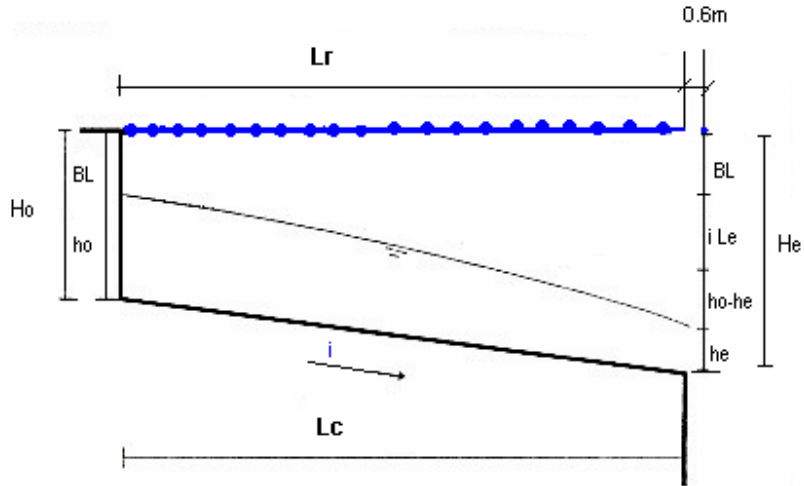
A continuación se esquematiza: el canal de aducción y la cámara de recolección.

Figura 17. Captación a través de la rejilla al canal de aducción.



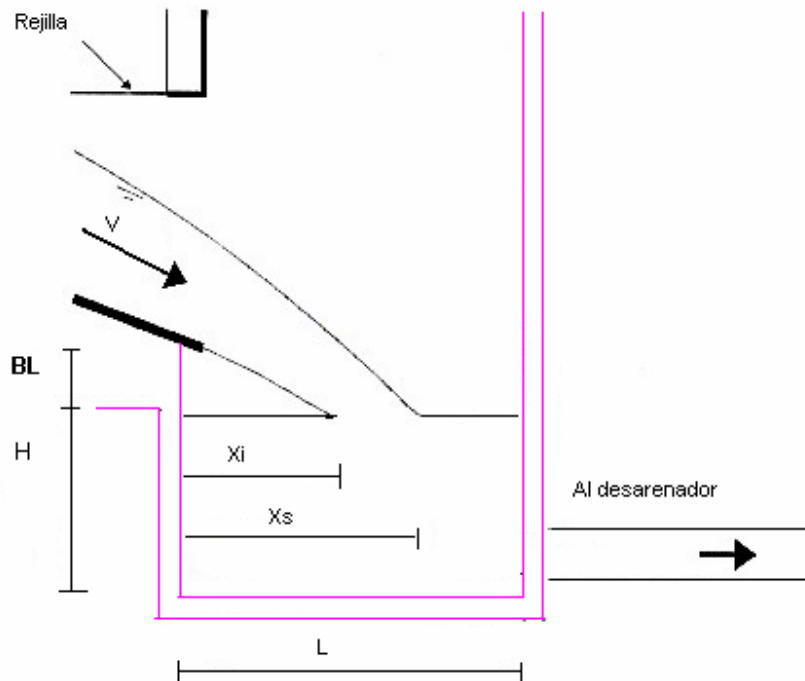
Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Figura 18. Perfil del canal de aducción



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Figura 19. Corte de la cámara de recolección.



Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C 1995. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

### 4.3 DISEÑO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN BOCATOMA-DESARENADOR

#### 4.3.1 Especificaciones de diseño.

➤ Velocidad mínima

La velocidad mínima especificada es de 0.6 m/s a tubo lleno. Esta norma satisface la necesidad de obtener una velocidad que sea capaz de permitir el arrastre de material sedimentador<sup>58</sup>.

➤ Ecuación de diseño. Tradicionalmente, la ecuación de diseño para conductos con flujo por gravedad ha sido la ecuación de *Manning*:

$$\text{Ecuación 25. } Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}.$$

En donde: Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

A = Área de la sección del flujo(m<sup>2</sup>)

$$R = \text{Radio hidráulico} = R = (A/P) = \frac{\pi \times D^2}{4 \times \pi \times D} = \frac{D}{4}$$

P = Perímetro mojado (m)

D = Diámetro de la tubería (m)

S = Pendiente de la tubería (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad de *Manning*

$$\text{Ecuación 26. } Q = 0.312 \times \left( \frac{D^{8/3} \times S^{1/2}}{n} \right)$$

Y despejando el diámetro de la tubería, se tiene:

$$\text{Ecuación 27. } D = 1.548 \times \left( \frac{n \times Q}{S^{1/2}} \right)^{1/8}$$

Al calcular el diámetro de la tubería por medio de la ecuación 6, se selecciona el diámetro comercial superior. Con el diámetro comercial superior se calcula el caudal a tubo lleno, Q<sub>0</sub>, (utilizando la ecuación 6). De este modo se procede a determinar la velocidad a tubo lleno (se calcula con el caudal a tubo lleno y el área del tubo).

Luego se determina la relación Q/Q<sub>0</sub>. Obtenido este valor y con ayuda de la tabla 14 obtenemos las relaciones v/v<sub>0</sub> y d/D. Donde v es la velocidad real de la tubería y d la lámina de agua en ésta.

---

<sup>58</sup> LÓPEZ, Op.cit., p.142.

4.3.2 Diseño de la línea de aducción bocatoma-desarenador. El desarenador debe ubicarse lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar una larga conducción de agua no tratada que puede presentar problemas como la obstrucción por material sedimentable.

Las condiciones de diseño son las siguientes:

|                       |                                      |
|-----------------------|--------------------------------------|
| Caudal de diseño.     | 7.46 L/s = 0.00746 m <sup>3</sup> /s |
| Tubería de PVC:       | n=0.0015                             |
| Longitud de aducción: | L=50 m                               |

La cota de llegada al desarenador se determina de acuerdo con la ubicación de éste en el plano topográfico. La cota de entrada desde la bocatoma es la cota de salida supuesta en ella y debe ser corregida en este diseño.

Con los datos anteriores y por medio de la ecuación 27 determinamos la pendiente de la tubería y el diámetro.

$$S = \left( \frac{1149.07 - 1148.8}{50} \right) \times 100 = 0.54\%$$

$$D = 1.548 \times \left( \frac{n \times Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.0573 \text{ m} = 2.25 \text{ in}$$

Se toma el diámetro comercial mayor,  $D = 3 \text{ in} = 0.0762 \text{ m}$  y se aplica la ecuación 27 para establecer las condiciones de flujo a tubo lleno<sup>59</sup>:

$$Q_{lleno} = 0.312 \times \left( \frac{D^{8/3} \times S^{1/2}}{n} \right) = 0.312 \times \left( \frac{(0.0762)^{8/3} \times (0.0054)^{1/2}}{0.0015} \right) = 0.0159 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V_{lleno} = \frac{Q_{lleno}}{A_{lleno}} = \frac{0.0159}{0.00456} = 3.503 \text{ m/s} > 0.6 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q}{Q_{ll}} = \frac{0.00746}{0.0159} = 0.465$$

Con el valor de  $Q/Q_{ll}$  y la información de la tabla 14 se obtiene:

$$\frac{V_r}{V_{ll}} = 0.85 \quad \text{y} \quad \frac{d}{D} = 0.563$$

---

<sup>59</sup> Ibid., p.144

Despejando  $V_r$  y  $d$  de las ecuaciones anteriores tenemos:

$$V_r = 2.98 \text{ m/s}$$

$$d = 0.043 \text{ m}$$

Verificación de la cota de salida de la bocatoma:

Se adopto en el diseño de la bocatoma una profundidad igual a 60 cm desde la cresta del vertedero de excesos hasta el fondo de la cámara. Esta profundidad debería ser<sup>60</sup>:

$$d + 1.5 \times \frac{V_r^2}{2 \times g} = 0.721 \text{ m}$$

Valor que difiere del supuesto inicial. Se debe entonces modificar la condición de diseño, en este caso aumentando la pendiente y para ello se baja la cota de fondo de la cámara de recolección de la bocatoma, manteniendo constante la cota de entrega en la cámara de aquietamiento del desarenador.

Bajando la cota del fondo de la cámara de recolección de 1149.07 a 1148.95 (22 cm de altura de agua), se tiene:

$$S = \frac{1148.95 - 1148.8}{50} \times 100 = 0.30\%$$

$$D = 1.548 \times \left( \frac{n \times Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.0639 \text{ m} = 2.515 \text{ in}$$

Tomando el diámetro comercial mayor  $D = 3 \text{ in} = 0.0762 \text{ m}$

$$Q_{II} = 0.312 \times \left( \frac{D^{8/3} \times S^{1/2}}{n} \right) = 0.312 \times \left( \frac{(0.0762)^{8/3} \times (0.0030)^{1/2}}{0.0015} \right) = 0.0119 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V_{II} = \frac{Q_{II}}{A_{II}} = \frac{0.01119}{0.00456} = 2.61 \text{ m/s} > 0.6 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q}{Q_{II}} = \frac{0.00746}{0.0119} = 0.625$$

$$\frac{V_r}{V_{II}} = 0.913 \text{ y } \frac{d}{D} = 0.645$$

---

<sup>60</sup> Ibid., p.144

$$V_r = 1.68 \text{ m/s}$$

$$d = 0.0491 \text{ m}$$

Verificación de la cota a la salida de la bocatoma:

$$d + 1.5 \times \frac{V_r^2}{2 \times g} = 0.23 \text{ m}$$

Valor que es aproximadamente igual a los 22 cm adoptados.

El caudal de exceso máximo previsto será de:

$$Q_{\text{exceso}} = Q_{\text{lleno}} - Q_{\text{diseño}} = 0.0119 - 0.00746 = 0.0045 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Este será el caudal a tener en cuenta en el diseño de la estructura de excesos del desarenador.

Las cotas definitivas y condiciones hidráulicas serán:

|  |            |
|--|------------|
| Cota de batea a la salida de la bocatoma:              | =1148.95 m |
| Cota clave a la salida de la bocatoma :                | =1149.10 m |
| Cota de batea a la llegada al desarenador:             | =1148.8 m  |
| Cota clave a la llegada al desarenador:                | =1148.9 m  |
| Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador: | =1148.85 m |

Tabla 14. Relaciones hidráulicas para conductos circulares

| Q/Q <sub>o</sub> | Rel.             | 0.00  | 0.01  | 0.02  | 0.03  | 0.04  | 0.05  | 0.06  | 0.07  | 0.08  | 0.09  |
|------------------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0.7              | V/V <sub>o</sub> | 0.945 | 0.951 | 0.965 | 0.958 | 0.961 | 0.965 | 0.969 | 0.972 | 0.975 | 0.980 |
|                  | d/D              | 0.692 | 0.699 | 0.705 | 0.710 | 0.719 | 0.724 | 0.732 | 0.738 | 0.743 | 0.750 |
|                  | R/R <sub>o</sub> | 1.175 | 1.179 | 1.182 | 1.184 | 1.188 | 1.190 | 1.193 | 1.195 | 1.197 | 1.200 |
| 0.8              | V/V <sub>o</sub> | 0.984 | 0.987 | 0.990 | 0.993 | 0.997 | 1.001 | 1.005 | 1.007 | 1.011 | 1.015 |
|                  | d/D              | 0.756 | 0.763 | 0.770 | 0.778 | 0.785 | 0.791 | 0.798 | 0.804 | 0.813 | 0.820 |
|                  | R/R <sub>o</sub> | 1.202 | 1.205 | 1.208 | 1.211 | 1.214 | 1.216 | 1.219 | 1.221 | 1.215 | 1.214 |
| 0.9              | V/V <sub>o</sub> | 1.018 | 1.021 | 1.024 | 1.027 | 1.030 | 1.033 | 1.036 | 1.038 | 1.039 | 1.040 |
|                  | d/D              | 0.826 | 0.835 | 0.843 | 0.852 | 0.860 | 0.868 | 0.876 | 0.884 | 0.892 | 0.900 |
|                  | R/R <sub>o</sub> | 1.212 | 1.210 | 1.207 | 1.204 | 1.202 | 1.200 | 1.197 | 1.195 | 1.192 | 1.190 |
| 1.0              | V/V <sub>o</sub> | 1.041 | 1.042 | 1.042 | 1.042 |       |       |       |       |       |       |
|                  | d/D              | 0.914 | 0.920 | 0.931 | 0.942 |       |       |       |       |       |       |
|                  | R/R <sub>o</sub> | 1.172 | 1.164 | 1.150 | 1.136 |       |       |       |       |       |       |

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000.

#### 4.4 DESARENADOR

Para efectuar el diseño del desarenador se considerará la teoría de sedimentación desarrollada *Hazen* y *Stokes*. Su modelo de sedimentación de partículas se resume en la ecuación 28, de donde se concluye que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de ésta. Se supone que se va a remover una partícula crítica de diámetro  $d$  (la trayectoria de dicha partícula es la más crítica).

Para el desarrollo del diseño se partirá de las siguientes suposiciones teóricas:

- El flujo se reparte uniformemente a través de la sección transversal.
- El agua se desplaza con velocidad uniforme a lo largo del tanque.
- Toda partícula que toque fondo antes de llegar a la salida, será removida<sup>61</sup>.

<sup>61</sup> LÓPEZ, Op.cit., p.157,158.

$$\text{Ecuación 28. } V_s = \frac{g}{18} \times \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} \times d^2 = K \times d^2$$

Donde:  $V_s$  = Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)  
 $g$  = Aceleración de la gravedad (981cm/s<sup>2</sup>)  
 $\rho_s$  = Peso específico de la partícula (arenas = 2.65)  
 $\rho$  = Peso específico del agua (1.00)  
 $\mu$  = Viscosidad cinemática del fluido (cm<sup>2</sup>/s)<sup>62</sup>  
 $d$  = Diámetro de la partícula crítica (cm)

La velocidad de la partícula crítica,  $V_0$  será:

$$\text{Ecuación 29. } V_0 = \frac{Q}{A}$$

Siendo:  $A$  = Área superficial del tanque (cm<sup>2</sup>)  
 $V_0$  = Velocidad de la partícula crítica (cm/s)

$Q/A$  es llamada "carga hidráulica superficial ( $q$ )"

$$\text{Ecuación 30. } q = \frac{Q}{A}$$

Según la ecuación de *Stokes* (ecuación 28):

$$V_0 = \frac{g}{18} \times \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} \times d^2 = K \times d^2$$

Reemplazando la velocidad de la partícula crítica (ecuación 29) en la ecuación de *Stokes*, se tiene:

$$\text{Ecuación 31. } d = \left( \frac{Q}{K \times A} \right)^{1/2}$$

Otras ecuaciones importantes en el diseño son:

$$\text{Ecuación 32. } t = \frac{H}{V_0}$$

Donde:  $H$  = Altura del tanque (m)  
 $t$  = tiempo en que tarda la partícula crítica en ser removida (s)

---

<sup>62</sup> Ibid., p.157.

En teoría, para remover esta partícula se debe cumplir que:

$$\text{Ecuación 33. } \frac{(V/Q)}{H/V_0} \approx 1. \text{ Donde } V = \text{Volumen del tanque (m}^3\text{)}.$$

En la realidad, el flujo no se distribuye uniformemente debido a las limitaciones de las pantallas difusoras, a que las velocidades no son constantes porque existen corrientes térmicas y zonas muertas. Debido a que no se cumplen las suposiciones iniciales del desarrollo de la teoría de sedimentación, habrá partículas removidas con  $V_s$  menores que  $V_0$ . Se adopta entonces un factor de seguridad denominado el número de *Hazen* ( $f$ ) el cual se determina por medio de la tabla 15. Con el fin de operar adecuadamente el desarenador se hacen las siguientes recomendaciones:

$$V_h < V_s$$

$$9 < (V_h/V_0) < 15$$

La velocidad horizontal ( $V_h$ ) debe ser menor que la velocidad de arrastre de partículas con el fin de evitar la resuspensión del sedimento<sup>63</sup>.

$$\text{Ecuación 34. } V_h = \frac{V_0 \times L}{H}$$

Donde: L = Largo del tanque (m)

$V_h$  = Velocidad horizontal de sedimentación de la partícula (cm/s).

$$\text{Ecuación 35. } V_h < V = \left[ \sqrt{\frac{8 \times k \times (\rho_s - \rho) \times d}{f}} \right]$$

Donde k = coeficiente de partícula (0.04 para arenas)<sup>64</sup>

Para determinar el número de *Hazen* de debe tener en cuenta las siguientes condiciones:

1. Porcentaje de remoción de partículas
2. Grado del desarenador (n):

n = 1 : Deflectores deficientes o sin ellos.

n = 2 : Deflectores regulares.

n = 3 : Deflectores buenos.

n = 5 a 8: Deflectores muy buenos.

n = ∞ : Caso teórico.

<sup>63</sup> LÓPEZ, Op.cit., p.159,160.

<sup>64</sup> Ibid., p.160.

Tabla 15. Número de Hazen ( $V_s/V_0$ )

| Condiciones    | Remoción (%) |      |      |      |      |      |      |      |
|----------------|--------------|------|------|------|------|------|------|------|
|                | 87.5         | 80   | 75   | 70   | 65   | 60   | 55   | 50   |
| n=1            | 7.00         | 4.00 | 3.00 | 2.30 | 1.80 | 1.50 | 1.30 | 1.00 |
| n=3            | 2.75         |      | 1.66 |      |      |      |      | 0.76 |
| n=4            | 2.37         |      | 1.52 |      |      |      |      | 0.73 |
| Máximo teórico | 0.88         |      | 0.75 |      |      |      |      | 0.50 |

LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000. P.

#### 4.4.1 Especificaciones de diseño.

- Número de unidades. Para sistemas de complejidad baja no se recomienda el diseño de dos unidades de sedimentación.<sup>65</sup>
- Paso directo. Debe existir de todos modos una tubería de paso directo.<sup>66</sup>
- Relación longitud a ancho. Con el fin de aproximarse lo más posible al flujo en pistón, se recomienda un tanque rectangular con una relación de longitud a ancho (L/B) entre 3/1 y 5/1.<sup>67</sup>
- Profundidad mínima y máxima. La profundidad mínima especificada es de 1.50 metros y la máxima de 4.50 metros (según la RAS)
- Profundidad de almacenamiento de lodos. Se adopta una profundidad máxima de 0.40 metros. Las pendientes del fondo deben estar comprendidas entre el 1% y el 8% con el fin de que los lodos rueden fácilmente hacia la tubería de desagüe y la labor de limpieza manual sea segura para los operarios (según la RAS).
- Períodos de retención hidráulicos. El tiempo que tarde una partícula de agua en entrar y salir del tanque debe estar comprendido entre 0.5 horas y 4 horas (según la RAS).
- Carga hidráulica superficial. La carga hidráulica superficial, definida como el caudal puesto por unidad de área superficial, debe estar entre 15, y 80 m<sup>3</sup>/ m<sup>2</sup>\*d (según la RAS).

#### 4.4.2 Diseño del desarenador.

- Condiciones de la tubería de entrada:

$$Q = 0.0746 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_r = 1.68 \text{ m/s}$$

$$D = 0.0762 \text{ m}$$

$$Q_{II} = 0.0119 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{II} = 2.608 \text{ m/s}$$

$$d = 0.0491 \text{ m}$$

<sup>65</sup> República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico, Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, Op.cit.,p.C28.

<sup>66</sup> LÓPEZ, Op.cit.,p.155.

<sup>67</sup> Ibid.,p.156

➤ Condiciones de diseño del desarenador.

Remoción de partículas hasta de 0.05 mm de diámetro con un grado de remoción del 75%  
Temperatura = 26°C  
Viscosidad cinemática = 0.00876 cm<sup>2</sup>/s  
Grado del desarenador = n = 1  
Relación longitud-ancho = 3:1  
Cota de la lámina a la entrada  
Del desarenador = 1148.9.

➤ Cálculo de los parámetros de sedimentación.

Velocidad de sedimentación de las partículas,  $v_s = 0.05$  mm.

$$V_s = \frac{g}{18} \times \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} \times d^2 = 0.257 \text{ cm/s}$$

De la tabla 15 se obtiene para  $n = 1$  y remoción del 75%:

$$\Theta/t = 3.0$$

Suponiendo la profundidad útil de sedimentación,  $H$ , igual a 1.6 m, el tiempo que tardaría la partícula de diámetro igual a 0.05mm en llegar al fondo sería de:

$$t = \frac{H}{V_s} = \frac{160}{0.257} = 623.453s$$

Calculando el período de retención hidráulico ( )

$$\theta = 3.0 \times t = 1870.359s = 0.52h$$

El tiempo de retención hidráulico está dentro del rango permitido (0.5 horas a 4 horas)<sup>68</sup>.

El volumen del tanque será por consiguiente:

$$V = \theta \times Q = 13.9m^3$$

El área superficial del tanque es:

$$A_s = \frac{V}{H} = 8.7m^2 \quad \text{Siendo } A_s = \text{Área superficial del tanque (m}^2\text{)}$$

Las dimensiones del tanque serán para una relación longitud-ancho 3:1

---

<sup>68</sup> Ibid.,p.156

Calculando el ancho del tanque (B)

$$B = \sqrt{\frac{A}{3}} = 1.7m$$

Calculando el largo del tanque (L)

$$L = 3 \times B = 5.1m$$

La carga hidráulica superficial para este tanque será de:

$$q = \frac{Q}{A_s} = 0.00855m^3 / m^2 \times s = 73.911m^3 / m^2 \times d$$

Como se menciono anteriormente, la carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas, ( $V_0$ ) a la cual debe corresponder a la de un diámetro menor:

$$V_0 = q = 0.000855m / s$$

$$d = \sqrt{\frac{V_0 \times 18 \times \mu}{g \times (\rho_s - \rho)}} = 0.03mm$$

También se mencionó que la relación de tiempos es igual a la relación de velocidades, es decir:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_0} = \frac{0.257}{0.086} = 3.0$$

En resumen, bajo las condiciones teóricas, se removería partículas hasta de un diámetro igual a 0.03mm, pero al tener en consideración las condiciones reales (flujo no uniforme, corrientes de densidad, cortos circuitos, zonas muertas, velocidad horizontal variable), el diámetro máximo posible de ser removido se aumenta a 0.05mm.

La velocidad horizontal será:

$$V_h = \frac{V_{0x}L}{H} = \frac{0.086 \times 5.1}{1.6} = 0.27cm / s = 0.00273m / s$$

La velocidad horizontal máxima es:

$$V_h = 20 \times V_s = 20 \times 0.257 = 5.14cm / s$$

y la velocidad de resuspensión máxima es:

$$V_r = \sqrt{\frac{8 \times k \times g \times (\rho_s - \rho) \times d}{f}} = 9.3 \text{ cm/s}$$

➤ Cálculo de los elementos del desarenador

Vertedero de salida (de la ecuación 6).

$$H_v = \left( \frac{Q}{1.84 \times B} \right)^{2/3} = 0.018 \text{ m}$$

$$V_{\text{vertedero}} = \frac{Q}{B \times H_{\text{vertedero}}} = 0.246 \text{ m/s}$$

La velocidad sobre la cresta del vertedero debe ser en teoría mayor de 0.3 m/s para poder aplicar en rigor la ecuación del alcance horizontal de la vena vertiente. El valor de 0.246 puede ser aproximado a 0.3 m/s, con lo cual se obtiene:

$$X_s = 0.36 \times (V_{\text{vertedero}})^{2/3} + 0.60 \times (H_{\text{vertedero}})^{4/7} = 0.22 \text{ m}$$

Entonces  $L_{\text{vertedero}}$  será:

$$L_{\text{vertedero}} = X_s + H_{\text{excesos}} = 0.31 \text{ m}$$

Pantalla de salida:

|             |       |         |
|-------------|-------|---------|
| Profundidad | = H/2 | = 0.8 m |
|-------------|-------|---------|

|                                  |                               |          |
|----------------------------------|-------------------------------|----------|
| Distancia al vertedero de salida | = 15 * H <sub>vertedero</sub> | = 0.27 m |
|----------------------------------|-------------------------------|----------|

Pantalla de entrada:

|             |       |         |
|-------------|-------|---------|
| Profundidad | = H/2 | = 0.8 m |
|-------------|-------|---------|

|  |       |          |
|--|-------|----------|
| Distancia a la cámara de aquietamiento | = L/4 | = 1.25 m |
|--|-------|----------|

Almacenamiento de lodos:

|                    |         |
|--------------------|---------|
| Profundidad máxima | = 0.4 m |
|--------------------|---------|

|  |       |         |
|--|-------|---------|
| Distancia punto de salida a la cámara de Aquietamiento | = L/3 | = 1.7 m |
|--|-------|---------|

|  |           |          |
|--|-----------|----------|
| Distancia punto de salida al vertedero de Salida | = 2 * L/3 | = 3.33 m |
|--|-----------|----------|

|                       |         |       |
|-----------------------|---------|-------|
| Pendiente transversal | = 0.4/B | = 23% |
|-----------------------|---------|-------|

|   |       |
|---|-------|
| Pendiente longitudinal (en L/3) = (0.4/1.7)*100 | = 24% |
|---|-------|

|   |       |
|---|-------|
| Pendiente longitudinal (en 2L/3) = (0.4/3.33)*100 | = 12% |
|---|-------|

Cámara de aquietamiento:

|             |       |          |
|-------------|-------|----------|
| Profundidad | = H/3 | = 0.53 m |
|-------------|-------|----------|

|       |       |          |
|-------|-------|----------|
| Ancho | = B/3 | = 0.57 m |
|-------|-------|----------|

|                  |       |
|------------------|-------|
| Largo (adoptado) | = 1 m |
|------------------|-------|

Rebose de la cámara de quietamiento:

$$Q_{excesos} = Q_{ll} - Q = 0.0045 m^3 / s$$

$$H_e = \left( \frac{Q_{excesos}}{1.84 \times L_e} \right)^{2/3} = 0.02 m$$

$$V_e = \left( \frac{Q_{excesos}}{1.84 \times L_e} \right) = 0.25 m / s$$

$$X_s = 0.22 m$$

➤ Perfil hidráulico

Se debe tener en consideración las pérdidas por ampliación de secciones y por el paso por debajo de las pantallas.

Pérdidas por ampliación de secciones

Cálculos iniciales:

$$V_1 = V_r = 1.68 m/s.$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_{sc} \times P_c} = \frac{0.00746}{0.57 \times 0.53} = 0.025 m/s$$

Donde:  $A_{sc}$  = Área superficial de la cámara de quietamiento ( $m^2$ )

$P_c$  = Profundidad cámara de quietamiento (m)

Pérdida por ampliación de secciones por el paso por debajo de las pantallas hm

$$\text{Ecuación 36. } h_m = k \times \frac{(V_1 - V_2)^2}{2 \times g}$$

$$h_m = 0.1 \times \frac{(1.68)^2 - (0.025)^2}{2 \times 9.81} = 0.0144 m$$

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación hm1

Cálculos iniciales

$$V_1 (m/s) = 0.025 m/s$$

$$V_2 = V_h (m/s) = 0.0027$$

$$h_{m1} = 0.1 \times \frac{(0.025)^2 - (0.0027)^2}{2 \times 9.81} = 0.000 m$$

Pérdidas por pantallas inicial y final hm2:

Estas se calcularían como las pérdidas de un orificio sumergido de grandes dimensiones.

Al hacer los cálculos da siempre un valor despreciable debido a la magnitud del caudal y del área. Entonces  $hm_2 = 0.000 m$

Pérdidas totales (hmtotal).  
 $h_{mtotal} = h_m + h_{m1} + h_{m2}$   
 $h_{mtotal} = 0.0144 \text{ m}$

Se tomó  $k = 0.1$  debido a la disminución de velocidad.<sup>69</sup>

➤ Cálculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado.

Cálculo de la tubería de excesos: debido a la magnitud de los caudales, esta tubería resulta siempre de un diámetro mínimo, igual a 3" (0.0762 m)

Tubería de lavado: además del funcionamiento hidráulico de esta tubería, un criterio importante para la selección del diámetro es el tiempo de vaciado del tanque:

Cota de entrega del desagüe de lavado = 1147 (supuesto)  
 Cota de la lámina de agua sobre la  
 Tubería = 1148.82  
 Longitud de la conducción = 40 m  
 Altura disponible = 1.82 m  
 $J = 1.82/40 = 0.045 \text{ m/m}$

Pérdidas en la conducción (en longitud equivalente)

|                           |            |
|---------------------------|------------|
| Entrada normal:           | 2.5 m      |
| Válvula:                  | 1.1 m      |
| Codo radio corto:         | 4.9 m      |
| Te cambio de dirección:   | 10.0 m     |
| Tubería:                  | 60 m       |
| L.E total:                | 78.5 m     |
| $J = H/L.E = 1.82/78.5 =$ | 0.0232 m/m |

$$Q_{inicial} = 0.2785 \times C \times D^{2.63} \times J^{0.54} = 0.2785 \times 1150 \times 0.0762^{2.63} \times 0.0232^{0.54} = 0.048 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Donde:  $Q_{inicial}$  = Caudal inicial ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

El tiempo de vaciado se determina a partir de la ecuación de descarga de un orificio. El coeficiente de descarga del tanque, teniendo en cuenta la tubería de desagüe será:

Ecuación 37.  $Q = C_d \times A_o \times \sqrt{2 \times g \times H}$

$$C_d = \frac{0.056 \times 4}{\pi \times (0.0762)^2 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times 1.82}}$$

---

<sup>69</sup> LÓPEZ, Op.cit., p.164.

## 4.5 CONDUCCIÓN

Las condiciones de diseño son las siguientes:

Caudal de diseño = 7.46L/s  
Material de la tubería = PVC  
Presión de trabajo máxima = 100m<sup>70</sup>  
Espesor de la pared de la tubería = 9.5mm  
Cota de salida del desarenador = 1148.35m  
Cota de entrada a la planta de tratamiento = 1037.5m  
Longitud real de la conducción = 600m

➤ Cálculo del diámetro:

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2.63} \times J^{0.54} \quad J = \frac{(1148.35 - 1037.5)}{L_{Con}} = 0.183 \text{ m/m}$$

Donde: C para tubería de PVC es 150<sup>71</sup>  
 $L_{Con}$  = Longitud de conducción (m)

El diámetro será: D = 2in

➤ Pérdidas de carga localizadas ( $h_f$ ). Estas pérdidas corresponden a las ocasionadas por accesorios, tales como pérdidas por entrada y salida, válvulas y codos.

Pérdidas por salida del desarenador.

$$\text{Ecuación 38. } h_f = K \times \frac{V_1^2}{2 \times g}$$

Donde: V es la velocidad del agua en la tubería  
K es el coeficiente de pérdida  
g es la aceleración de la gravedad  
 $h_f$  = Pérdidas hidráulicas (m)

$$h_f = 1.5 \times \frac{3.68^2}{19.6} = 1.03 \text{ m}$$

Pérdidas por cambio de dirección  
Los accesorios utilizados son 7 codos de 11 ¼

$$\text{Ecuación 38. } h_f = 0.25 \times \frac{V^2}{2 \times g} \times \sum n \times \sqrt{\frac{\theta}{90}}$$

---

<sup>70</sup> ibid., p. 181.

<sup>71</sup> ibid., p.180.

$$h_f = 0.25 \times \frac{3.68^2}{19.6} \times \sum 7 \times \sqrt{\frac{11.25}{90}} = 0.42m$$

Pérdidas por válvula de control:

Válvula de compuerta abierta:  $K = 0.2$

Número de válvulas = 2

De la ecuación de pérdidas por salida del desarenador tenemos que:

$$h_f = 2 \times 0.2 \times \frac{3.68^2}{19.6} = 0.27m$$

Pérdidas por salida de la tubería. (de la ecuación 38)

$$h_f = 1 \times \frac{3.68^2}{19.6} = 0.69m$$

Las pérdidas totales son:

2.4m

➤ Cálculo de golpe de Ariete

El golpe de ariete<sup>72</sup> es el efecto de choque violento o sobrepresión súbita producido sobre las paredes de conducto forzado. El mecanismo de golpe de ariete es el siguiente: la tubería conduce el agua en condiciones normales. Idealizando el fluido como una serie de láminas, la válvula se cierra; y en consecuencia se produce una onda de sobrepresión en la dirección de aguas arriba; también se produce una depresión interna de las láminas y se genera una onda de depresión de magnitud igual a la onda de sobrepresión, la cual se propaga aguas abajo.

El valor de la celeridad o velocidad de propagación de la onda puede ser calculado mediante la siguiente fórmula<sup>73</sup>:

$$\text{Ecuación 39. } C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D}{e}}}$$

En donde: C = Celeridad de la onda (m/s)

D = Diámetro del tubo (m)

e = Espesor de la pared del tubo

k = Relación entre el módulo de la elasticidad del agua y el material de la tubería (plástico = 18.0)<sup>74</sup>

$$C = 1168.12m/s$$

<sup>72</sup> Ibid., p.189,190,191.

<sup>73</sup> Ibid., p.190.

<sup>74</sup> Ibid., p. 191.

También se debe calcular el tiempo de cierre. Si la maniobra es rápida, la válvula quedará completamente cerrada antes de empezar la onda de depresión<sup>75</sup>.

$$\text{Ecuación 40. } T = \frac{2 \times L}{C}$$

Donde C = Celeridad de la onda (m/s)

L = Longitud horizontal donde se ubica la válvula (m) = 260m

T = Tiempo de cierre (s)

$$T = 0.44s$$

Al ocurrir el cierre instantáneo de la válvula (por falla mecánica), el valor de la sobrepresión se calcula con un tiempo de cierre igual a la fase de la tubería y sería igual a<sup>76</sup>:

$$\text{Ecuación 41. } h_{\text{agua}} = \frac{C \times V}{g}$$

Donde  $h_{\text{agua}}$  = Sobrepresión (m de agua)

V = Velocidad (m/s)

$$h_{\text{agua}} = 438 \text{ m de agua}$$

Presión que excede por si sola la presión máxima de trabajo de la tubería.

Tiempo de maniobra para evitar el golpe de ariete:

$$\text{Carga estática sobre la válvula: } = 1148.35 - 1100.31 = 48.04 \text{ m}$$

$$\text{Sobrepresión máxima permitida } H_{\text{agua}} = 100 - 48.04 = 51.96 \text{ m.}$$

El tiempo de maniobra será<sup>77</sup>:

$$\text{Ecuación 42. } t = \frac{2 \times L \times V}{g \times H_{\text{agua}}}$$

Donde t = Tiempo de maniobra

Hagua = sobrepresión máxima permitida

L = Longitud horizontal desde la salida del desarenador a la válvula

$$t = 3.75s$$

---

<sup>75</sup> Ibid., p.190.

<sup>76</sup> Ibid., p.191.

<sup>77</sup> Ibid., p.191.

La válvula deberá ser cerrada en un tiempo superior a 4 segundos con el fin de evitar que la presión sobrepase la presión de trabajo de la tubería<sup>78</sup>

## 4.6 COAGULACIÓN

La operación de coagulación consta de dos procesos importantes que son: la dosificación del coagulante y la mezcla rápida; a continuación se explica como se realiza la dosificación; y al terminar se muestra el diseño de la mezcla rápida.

### 4.6.1 Dosificación de cal

#### ➤ Caudal de dosificación

El volumen de solución se puede determinar por medio de la siguiente ecuación<sup>79</sup>:

$$\text{Ecuación 43. } q = \frac{D \times Q}{P \times C}$$

Donde:  $q$  = Volumen de la solución ( $m^3/s$ )  
 $D$  = 100g/ $m^3$   
 $P$  = Pureza (4%)  
 $C$  = Concentración (650g/L)

$$q_{\text{solución cal}} = 2.87E^{-6} m^3 / s = 0.248 m^3 / \text{día}$$

El caudal calculado anteriormente es para funcionar 24 horas; pero según las normas para sistemas de potabilización de la República de Colombia, para niveles de complejidad bajo se puede diseñar un tanque que funcione 6 horas. El volumen de la solución para un funcionamiento del dosificador de 6 horas será:

$$q_{\text{solución cal}} = 0.248 / 4 = 0.062 m^3 / \text{día}$$

➤ Tanque de dosificación. El volumen del tanque dosificador será el volumen del caudal de la solución a dosificar más un 5% de dicho volumen<sup>80</sup>.

$$\text{Ecuación 44. } V_{\text{dosificador cal}} = q_{\text{solución cal}} + (0.05 \times q_{\text{solución cal}})$$
$$V_{\text{dosificador cal}} = 0.0651 m^3$$

Donde:  $V_{\text{dosificador cal}}$  = Volumen del tanque dosificador de cal ( $m^3$ )  
 $q_{\text{dosificador cal}}$  = Volumen de la solución de cal ( $m^3$ )

---

<sup>78</sup> Ibid., p.191.

<sup>79</sup> ARBOLEDA VALENCIA, Op.cit., Tomo 1. p.46

<sup>80</sup> ARBOLEDA VALENCIA, Op.cit., Tomo 1. p.47

Las dimensiones del tanque se calculan como se muestra a continuación.

Se toma un factor de diseño de  $t/h = 1$  para el cual se determina el diámetro del tanque:

$$\text{Ecuación 45. } t = ((4 \times V_{\text{dosificadorcal}}) / \pi)^{1/3}$$
$$t = 0.436m$$

para mayor facilidad se adopta un tanque de diámetro 0.45 m

con el factor de diseño la altura del tanque será:

$$h = 0.45m$$

Recalculando el volumen del tanque con los datos anteriores y por medio de la ecuación 44.

$$V_{\text{dosificadorcal}} = 0.07m^3$$

#### 4.6.2 Mezcla de cal

Se diseño un vertedero; empleado en para la mezcla de cal; el parámetro de diseño es el número de *Froude* el cual debe estar entre 1.7 y 2.5 o entre 4.5 y 9<sup>81</sup>.

La altura normal de la lámina de agua es (ver ecuación 6):

$$H = \left( \frac{Q}{1.84 \times L} \right)^{2/3} = 0.0354m$$

Donde se asume un ancho de vertedero,  $L = 0.4m$

➤ La altura del agua sobre el vertedero se calcula con las tres ecuaciones que se muestran a continuación.

Se supone un valor de  $h$ , el cual es reemplazado en la ecuación 48; de esta forma obtenemos el valor de  $y$ . Así con ayuda de la ecuación 47 y con las variables calculadas, determinamos el coeficiente de la tubería ( $cd$ ); luego se efectua el cálculo de  $Q$  mediante la ecuación 46. Cuando  $Q$  calculado sea igual al  $Q$  de diseño ( $0.00746m^3/s$ ) finalizan las iteraciones y obtenemos los valores de la altura de la lámina de agua sobre el vertedero ( $h$ ), la longitud de la altura del vertedero ( $y$ ) y el coeficiente de descarga ( $cd$ )<sup>82</sup>.

$$\text{Ecuación 46. } Q = \frac{2}{3} \times \sqrt{2 \times g} \times cd \times h^{3/2}$$

---

<sup>81</sup> Ibid.,p.114-117

<sup>82</sup> Ibid.,p.114

$$\text{Ecuación 47. } cd = \left[ 0.635 + 0.0813 \times \left( \frac{h + 0.0011}{y} \right) \right] \times \left[ 1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2}$$

$$\text{Ecuación 48. } y = 4.5 \cdot h$$

Los valores obtenidos son:

$$y = 20.6 \text{ cm}$$

$$h = 4.57 \text{ cm}$$

$$cd = 0.64$$

➤ Altura del agua en el punto de adición de cal ( $h_1$ )

$$\text{Ecuación 49. } E_1 = y + h_1 + \left( \frac{q^2}{2 \times g \times (y + h_1)^2} \right)$$

Donde q es:  $q = Q/L$ ;  $q = 0.01865 \text{ m}^2/\text{s}$

Por ley de conservación de energía; la energía en 0 es igual a la energía en 1. (el punto 0 es donde se encuentra la altura h, ver figura 17)

$$\text{Ecuación 50. } E_0 = E_1 = h_1 + \frac{q^2}{2 \times g \times h_1^2}$$

$$h_1 = 8.5 \text{ E-5 m}$$

➤ Número de *Froude*

$$\text{Ecuación 51. } F_r = \sqrt{\frac{q^2}{g \times h_1^3}}$$

$$F_r = 7.55 \quad \text{El número de } Froude \text{ cumple la condición de diseño}$$

➤ La altura de agua en el punto 2 ( $h_2$ ) será<sup>83</sup>:

$$\text{Ecuación 52. } h_2 = \frac{h_1}{2} \times \left( \sqrt{1 + 8 \times F_r^2} - 1 \right)$$

$$h_2 = 0.087 \text{ m}$$

➤ Longitud horizontal del vertedero al punto de mezcla<sup>84</sup>

---

<sup>83</sup> Ibid., p.114

<sup>84</sup> Ibid., p.114

Ecuación 53.  $L_m = 6 \times h_2$

$L_m = 0.52m$  Donde:  $L_m$  = distancia del vertedero al punto de mezcla (m).

➤ Velocidad en el punto 1 y 2 ( $h_1$  y  $h_2$ )<sup>85</sup>

Ecuación 54.  $v = \frac{q}{h_1}$

$$v_1 = 2.18m/s \quad v_2 = 0.21m/s$$

$$v_{promedio} = 1.2m/s$$

➤ Gradiente<sup>86</sup>

Ecuación 55.  $G = \sqrt{\frac{H \times \Delta E}{t_r \times \mu}}$

Determinando E

Ecuación 56.  $\Delta E = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \times h_1 \times h_2}$

$$\Delta E = 0.16m$$

Determinando el tiempo de residencia  $t_r$ <sup>87</sup>

Ecuación 57.  $t_r = \frac{L_m}{v_{promedio}}$

$$t_r = 0.43s$$

$$G = 115s^{-1}$$

En la figura 20 se muestra un esquema del vertedero de cal con las variables de dimensionamiento calculadas.

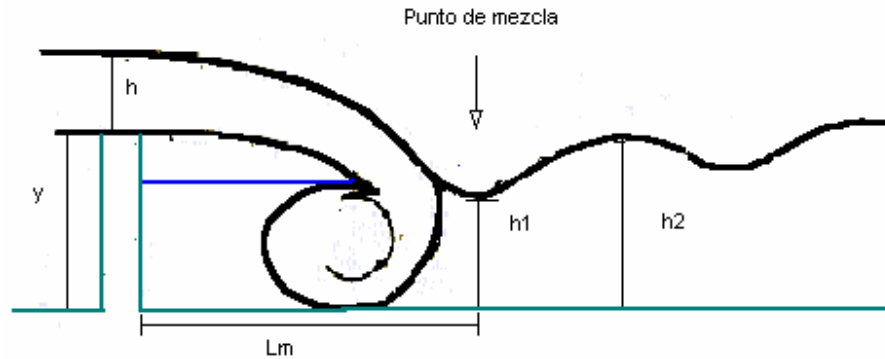
---

<sup>85</sup> Ibid.,p.114

<sup>86</sup> Ibid.,p.114

<sup>87</sup> Ibid.,p.114

Figura 20. Vertedero de cal



Fuente: tomado de: ARBOLEDA, Jorge. Teoría y práctica de la Purificación del Agua. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000. Tomo 1

#### 4.6.3 Dosificación sulfato de aluminio.

##### ➤ Caudal de dosificación

El caudal de la solución de sulfato de aluminio a dosificar se calcula de acuerdo a la ecuación 43

$$q_{\text{sulfatoaluminio}} = 4.47 E^{-6} m^3 / s$$

Donde:  $q_{\text{sulfatoaluminio}}$  = Caudal de dosificación de sulfato de aluminio ( $m^3/s$ )

P = 89%

C = 150g/L

El caudal de solución para que el dosificador funcione durante 6 horas es:

$$q_{\text{sulfatoaluminio}} = 0.097 m^3 / s$$

➤ Tanque de dosificación. El volumen del tanque dosificador será el volumen del caudal de la solución a dosificar más un 5% de dicho volumen.

$$V_{\text{dosificadorsulfatoaluminio}} = 1.01 m^3$$

Las dimensiones del tanque se calculan como se muestra a continuación:

Se toma un factor de diseño de  $t/h = 1$  para el cual se determina el diámetro del tanque:

$$t = ((4 \times V_{\text{dosificadorsulfatoaluminio}}) / \pi)^{1/3} = 0.5 m$$

Donde: t = Diámetro del tanque (m)

h = altura del tanque (m)

con el factor de diseño la altura del tanque será:

$$h = 0.5m$$

#### 4.6.4 Canaleta *parshall*

➤ Parámetros de diseño

Velocidad mínima en la garganta >2m/s

El número de *Froude* debe estar entre 1.7 y 2.5 o entre 4.5 y 9

Ha/W debe estar entre 0.4 y 08; Donde Ha es la altura del agua y w es el ancho de la canaleta<sup>88</sup>.

La canaleta no debe trabajar ahogada; la sumergencia se define en la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 58. } s = \frac{h_2 - N}{ha}$$

Para no trabajar ahogada la máxima sumergencia para los distintos anchos de garganta W es como se define a continuación<sup>89</sup>:

Tabla 18. Ancho de garganta y máxima sumergencia permitida

| Ancho de garganta W | Máxima sumergencia |
|---------------------|--------------------|
| 3" a 9"             | 0.6                |
| 1' a 8'             | 0.7                |
| 10' a 50'           | 0.8                |

Fuente: de: ARBOLEDA, Jorge. Teoría y práctica de la Purificación del Agua. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000. Tomo 1.

➤ Condiciones hidráulicas de entrada<sup>90</sup>

$$\text{Ecuación 59. } ha = \left( \frac{Q}{k} \right)^{1/n}$$

Donde ha es una dimensión de la canaleta que se muestra en la figura 20; y n y k son constantes que se determinan de acuerdo a la siguiente tabla.

---

<sup>88</sup> Ibid.,p.110

<sup>89</sup> Ibid.,p.111

<sup>90</sup> Ibid.,p.111

Tabla. 19. Valores del exponente n y k.

| Unidades métricas |       |       |
|-------------------|-------|-------|
| W                 | n     | k     |
| 3"                | 1.547 | 0.176 |
| 6"                | 1.580 | 1.381 |
| 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: tomado de: ARBOLEDA, Jorge. Teoría y práctica de la Purificación del Agua. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000. Tomo 1

De la tabla anterior tenemos:

$$w = 6'' = 0.152 \text{ m}$$

$$n = 1.58 \text{ m}$$

$$k = 0.381 \text{ m}$$

Con estos datos y con la ecuación anterior calculamos ha.

$$ha = 0.0829m$$

Determinando la condición de diseño, ha/W tenemos:

ha/W= 0.54; cumpliendo de esta manera el parámetro de diseño.

Ancho de la canaleta en la sección de medida<sup>91</sup>.

$$\text{Ecuación 60. } D' = \frac{2}{3} \times (D - W) + W$$

Donde W, D y D' son dimensiones de la canaleta especificadas en la figura 21. W se conoce, (se leyó en la tabla 19) y D se determina por medio de la tabla 20.

<sup>91</sup> Ibid.,p.112

Tabla 20. Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)

| 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 | 134.40 | 61.0  | 84.5  | 91.5  | 61.0 | 91.5  | 7.6  | 22.9 |
| 11/2' | 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, Jorge. Teoría y Práctica de la Purificación del Agua. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000. Tomo 1

Los valores de las dimensiones de la canaleta son:  $W = 6''$  (anteriormente determinado).  $W$  es el ancho de la garganta y es el punto de máxima turbulencia; por lo que allí se aplica el coagulante. El valor de  $D$  se lee de la tabla 20 (dimensiones típicas de medidores Parshall) Para estos valores,  $D'$  será:

$$D' = 0.319m$$

Velocidad en la sección  $D'$

Ecuación 61.  $v_0 = \frac{Q}{D' \times ha}$       Donde:  $v_0$  es la velocidad en la sección  $D'$

$$v_0 = 0.282m/s$$

Energía específica

Ecuación 62.  $E_0 = \frac{v_0^2}{2 \times g} + ha + N$

Donde  $E_0$  y  $N$  son dimensiones típicas de la canaleta; que se pueden observar en la figura 21.

$N$  leído de la tabla 20. es: 0.144m.

$$E_0 = 0.211m$$

➤ Condiciones en la garganta<sup>92</sup>.

Velocidad antes del resalto:

$$\text{Ecuación 63. } v_1^3 - (2 \times g \times v_1 \times E_0) = -\frac{2 \times Q \times g}{W}$$

Para calcular el valor de  $v_1$  se resolvió la ecuación 45 con el programa *solve* de la calculadora *Hewlett Packard 48G+* para el mayor valor de  $v_1$ ; obteniendo así el siguiente resultado:

$$v_1 = 2.05 \text{ m/s}$$

Altura antes del salto hidráulico:

$$\text{Ecuación 64. } h_1 = \frac{Q}{v_1 \times W}$$
$$h_1 = 0.21 \text{ m}$$

Número de *Froude*:

$$\text{Ecuación 65. } N_f = \frac{v_1}{\sqrt{g \times h_1}}$$
$$N_f = 4.52$$

El Número de *Froude* cumple con las condiciones de diseño.

➤ Condiciones de salida. Altura después del resalto. Calculada de la misma forma que se calculó  $h_2$  para el vertedero de cal

$$h_2 = 0.124 \text{ m}$$

Sumergencia<sup>93</sup>

La sumergencia es:

$$s = 0.122$$

La condición de máxima sumergencia para un  $W$  de 6" es 0.6; por lo que el valor de sumergencia (0.122) cumple con los parámetros de diseño.

---

<sup>92</sup> Ibid.,p.114

<sup>93</sup> Ibid.,p.114

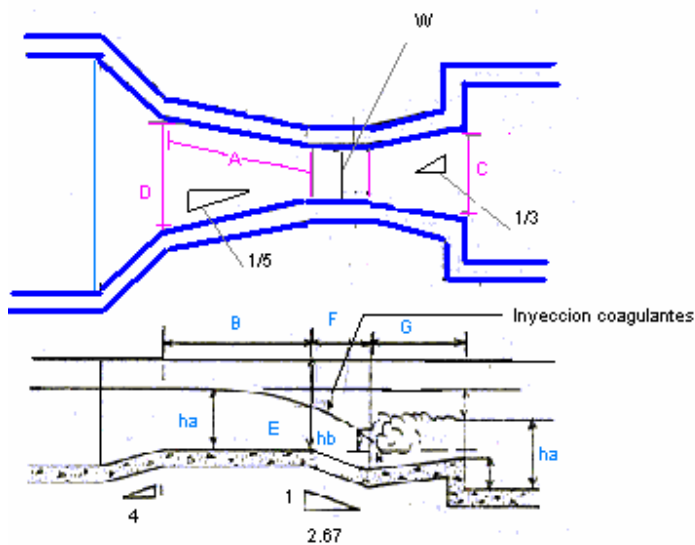
Pérdida de carga

$$\text{Ecuación 66. } h_f = ha + N - h_2$$
$$h_f = 0.073m .$$

Los valores de N, D, W son los que aparecen en la tabla de dimensiones de la canaleta.

En la figura que se muestra a continuación se observan las dimensiones típicas de la canaleta *parshall*.

Figura 21. Dimensiones de la canaleta Parshall



Fuente: tomado de: ARBOLEDA, Jorge. Teoría y práctica de la Purificación del Agua. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000. Tomo 1.

➤ Cálculo de la cámara de distribución:

$$Q = 1.84 \times (L - 0.2 \times H) \times H^{3/2}$$

Donde  $Q = 0.00746 \text{ m}^3/\text{s}$

$L = 0.4 \text{ m}$  (longitud del vertedero)

Tenemos que la altura "H" de la lámina de agua es:

$$H = 0.0476 \text{ m}$$

## 4.7 FLOCULACIÓN

### 4.7.1 Cámara de floculación.

Trayectoria del agua

$$\text{Ecuación 67. } T = v \times t_r$$

Donde T es: trayectoria del agua en m

$T_r$  es: tiempo de residencia en s

V es: velocidad del agua en la cámara de floculación en m/s.

El tiempo de residencia determinado en la prueba de jarras fue: 10 minutos (600s)

La velocidad asumida<sup>94</sup> fue 0.1m/s

$$T=60\text{m}$$

➤ Volumen de la cámara de floculación:

$$\begin{aligned} \text{Ecuación 68. } V &= Q \times t_r \\ V &= 4.476\text{m}^3 \end{aligned}$$

➤ Área de recorrido del agua

$$\begin{aligned} \text{Ecuación 69. } a &= V / T && \text{Siendo: } a = \text{Área de recorrido del agua (m).} \\ a &= 0.0746\text{m}^2 \end{aligned}$$

➤ Profundidad de la cámara:

$$\text{Ecuación 70. Profundidad} = h + \text{Bordelibre}$$

Donde se asume un borde libre de 0.15m y una altura de la lámina de agua  $h=0.45\text{m}$ <sup>95</sup>.

$$\text{Profundidad de la cámara} = 0.6\text{m}$$

➤ Determinando la separación entre baffles:

$$\begin{aligned} \text{Ecuación 71. Separación} &= a/h \\ \text{Separación} &= 0.166\text{m} \end{aligned}$$

➤ Espacio libre entre tabique y pared:

$$\text{Ecuación 72. Espacio libre entre tabiques y pared} = \text{separación entre baffles} * 1.5 = 0.25\text{m}$$

<sup>94</sup> República de Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, Op.cit.,p.C45.

<sup>95</sup> ARBOLEDA, Op.cit.,p.140,141.

- Ancho útil de la cámara:

Ancho útil cámara=ancho compartimento de sedimentación=2.42m

- Determinando longitud efectiva de cada canal

Longitud efectiva de cada canal=Ancho útil cámara-espacio libre entre tabiques y pared=2.17m

- El número de canales será:

Número de canales=T/lado de la cámara=28canales

El número de espacios entre canales es: Número de canales-1=27espacios

- Determinando la longitud total interior de la cámara de floculación.

Longitud total interior de la cámara=(número de canales\*espesor de baffles)+(espacios entre canales\*separación entre baffles)=4.43m.

Donde el espesor de los baffles es:6mm<sup>96</sup>

- Área de la cámara

Área de la cámara = longitud interior<sup>2</sup>=1.64m<sup>2</sup>

#### 4.7.2 Gradiente de velocidad<sup>97</sup>

El gradiente se calcula con la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 73. } G = \sqrt{\frac{g \times \text{Perdidas totales}}{\mu \times t_r}}$$

- Pérdidas por fricción

$$\text{Ecuación 74. } h_f = \left( \frac{(n \times v)^2 \times \text{número de canales} \times \text{longitud efectiva de canal}}{a / h + (2 \times \text{separación entre baffles})} \right)^{4/3}$$

Donde: hf=pérdidas por fricción (m)

h=altura de la lámina de agua=0.45m

$$h_f = 0.00234m$$

<sup>96</sup>.República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, Op.cit.,p.45.

<sup>97</sup> ARBOLEDA, Op.cit.,p.141.

- Pérdidas adicionales

Ecuación 75. 
$$h_r = \frac{v}{2 \times g} \times 3 \times \text{número de espacio en tre canales}$$

$$h_r = 0.041m$$

Pérdidas totales = 0.043m

El gradiente de velocidad es:

$$G = 28.4s^{-1}$$

#### 4.8 SEDIMENTACIÓN

Se proyectan sedimentadores de alta rata constituidos por placas planas de asbesto-cemento de 8mm de espesor, 1.20m de ancho y 2.42 de longitud, inclinadas a 60° con respecto a la horizontal y con espaciamientos libres de 5 cm en sentido normal a las placas, mediante separadores del mismo material.<sup>98</sup>

4.8.1 Dimensionamiento de tanques.

- Caudal por módulo:  $0.00746m^3/s = 644.544120m^3/día$ .
- Carga superficial neta:  $120m^3/m^2 \cdot día$ .
- Área total zona de placas.

Ecuación 76. 
$$At = \frac{Qm}{c_s} \times \left( 1 + \frac{e}{E} \right)$$

$$At = 6.23m$$

Donde: At = Área total zona de placas (m<sup>2</sup>)  
 C<sub>s</sub> = Carga superficial neta (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·día)  
 e = Espesor de placas (m)  
 E = Espaciamiento entre placas (m)  
 Qm = Caudal de módulo de sedimentación (m<sup>3</sup>/s)

- Longitud útil zona de placas:

Ecuación 77 
$$Lp = \frac{At}{L}$$

$$Lp = 2.55m$$

<sup>98</sup> ARBOLEDA, Op.cit., p.286.

La carga neta superficial recomendada por el RAS es (120-185)m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·día

Donde:  $L_p$  = Longitud útil zona de placas (m)  
 $L$  = Longitud de cada placa = 2.42m.

➤ Número de espacios entre placas

$$\text{Ecuación 78. } N = \frac{(L_p \times Z)}{e + E}$$

Donde:  $N$  = Número de espacios entre placas  
 $Z$  = Espacio vertical ocupado por placa =  $1.20 \times \text{sen}60^\circ$

$$N = 38.12$$

El número de espacios entre placas adoptado es 39.

El número de placas será 38.

➤ Longitud ajustada por sedimentador:

$$\text{Ecuación 79. } L_s = \frac{N \times (e + E)}{Z}$$

Donde:  $L_s$  = Longitud ajustada del sedimentador (m)

$$L_s = 2.612m$$

➤ Longitud total del sedimentador. La longitud total del sedimentador será: la longitud ajustada del sedimentador, más un espacio para la entrada del operario a realizar limpieza, y otro espacio después de la entrada de agua al sedimentador. El espacio para la entrada del operario es 0.8m, y el espacio para garantizar flujo laminar es 0.8m.

La longitud total del sedimentador es: 4.21m

➤ Profundidad total del sedimentador.

|   |        |
|---|--------|
| Borde libre:  | 0.3m.  |
| Altura de agua sobre placas:  | 0.2m.  |
| Espacio vertical ocupado por<br>Las placas:                               | 1.04m. |
| Espacio libre por debajo de<br>placas hasta corona de tolvas<br>de lodos: | 1.5m.  |

---

Ese espacio lo recomienda el REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS-2000, para garantizar flujo laminar en la zona de placas del sedimentador

Altura adicional para tolvas de  
 Lodo: 1m.  
 Profundidad total del sedimentador 4.04m.

La profundidad total del sedimentador debe estar entre 4m y 5.5m; como lo recomienda el RAS.

4.8.2 Sistema de admisión de agua floculada. Consistirá en dos pantallas iguales provistas de orificios de distribución a cada sedimentador. El ancho de cada pantalla es igual al ancho del sedimentador, 2.44; el alto de la pantalla se asume que es igual a la suma de: borde libre del sedimentador, 0.3m; la altura de la lámina de agua sobre las placas de sedimentación 0.2m; el espacio vertical ocupado por las placas,  $1.20 \times \sin 60^\circ$ ; una parte del espacio libre por debajo de las placas, 1.35; de esta manera el alto es: 2.89m.

Se adopta la forma en la que son distribuidos los orificios en la superficie de la pantalla; es decir el número de filas, el número de columnas, la separación entre estos, el diámetro de orificio, el margen superior, inferior y lateral de los orificios ubicados en la pantalla; con estos datos se tiene el número de orificios, el caudal que pasa por cada uno, y el gradiente de velocidad. El gradiente es el parámetro de diseño; el cual debe ser menor o igual al gradiente de floculación para garantizar una velocidad longitudinal uniforme<sup>99</sup>.

|                             |   |
|-----------------------------|---|
| Ancho de la pantalla:       | 2.44m   |
| Altura de la pantalla:      | 2.89m   |
| Número de filas:            | 5   |
| Número de columnas:         | 5   |
| Separación entre orificios: | 0.5m  |
| Diámetro de orificios:      | 1in=0.0254m                                     |
| Margen superior:            | 0.6m  |
| Margen inferior:            | 0.4m  |
| Margen lateral:             | 0.6m  |
| Ancho útil:                 | =2.44-(2*0.6)=1.24m                             |
| Altura útil:                | =2.89-0.6-0.4=1.89m                             |
| Área útil de pantalla :     | =2.345m   |
| Número de orificios:        | =5*5=25   |
| Caudal por orificio         | =0.00746/25=2.98E-4m <sup>3</sup> /s            |
| Velocidad por orificio:     | =Caudal por orificio/Área de orificio=0.589m/s. |

Gradiente de velocidad:

$$\text{Ecuación 80. } G = \left[ \frac{d_o}{E_o} \times \sqrt{\frac{\pi \times v_o^3}{8 \times \mu \times R_H}} \right]$$

$$G = 25.706s^{-1}$$

---

La RAS es el REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO.

<sup>99</sup> República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, Op.cit.,p.C53.

Donde:  $R_H$ = Radio hidráulico(m)  
 $d_o$ = Diámetro de orificio (m)  
 $v_o$ =Velocidad de agua en el orificio ( $m^3/s$ )  
 $E_o$ =Espacio entre orificios (m)

El gradiente de velocidad cumple con la condición de diseño.

#### 4.8.3 Salida de agua del sedimentador

Se proyecta un vertedero de salida.

$H= 0.047m$

$L=0.40m$

4.8.4 Sistema de recolección y descarga de lodos. El volumen de lodos a evacuar por día es  $3.22m^3/día$ ; se determino de la siguiente forma:

Ecuación 81.  $VL = VLc+VLI$

Donde:  $VL$  = Volumen de lodos ( $m^3/día$ )  
 $VLI$  = Volumen de lodo líquido( $m^3/día$ )  
 $VLc$  = Volumen de lodo concentrado( $m^3/día$ ).

El volumen de lodo líquido es de 3 a 5% del caudal producido diariamente en la planta, y el volumen de lodo concentrado es de 3% a 8% del volumen líquido<sup>100</sup>

El volumen de lodos producido diariamente es:  $3.22m^3/día$ .

El número de evacuaciones diarias de lodo sera:

Ecuación 80.  $N=VL*((0.03m^3/s)/60s)$

Donde:  $N$  = Número de evacuaciones en un día

$(0.03m^3/s)/60s$  es la cantidad de lodo que evacuan sifones de 6in (es el sistema que se va a emplear para descargar lodos)<sup>101</sup>.

El número de evacuaciones diarias será: 2

Las especificaciones del sifón se determinan de acuerdo a condiciones de funcionamiento óptimo de sifones<sup>102</sup>.

Las condiciones del sifón son:

Área de orificio:  $13.6mm^2$

Caudal de succión:  $0.54L/s$

Caudal del sifón: $30L/s$

---

Se diseño igual al vertedero para mezcla de cal.

<sup>100</sup> ARBOLEDA, Op.cit.,p.296, 297.

<sup>101</sup> Ibid., p. 314.

<sup>102</sup> Ibid., p.321.

## 4.9. FILTRACIÓN

4.9.1 Parámetros de diseño. Para el diseño de este sistema de filtros se siguieron los siguientes parámetros de acuerdo a lo establecido capítulo C.7. del RAS 2000.

- Se utilizó lecho simple de arena con TE = 0.45-0.65 mm.
- La velocidad de filtración no será mayor de 120 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día.
- La altura de agua sobre el lecho no será menor de 0.5 m.
- Se tomarán no menos de 4 unidades de filtración.

### 4.9.2 Datos de entrada.

Caudal de diseño de la planta (Qd) = 7.46 L/s

Tasa media de filtración (q) = 120 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día.

Altura del medio filtrante (h) = 0.75 m.

Temperatura mínima esperada = 15° .C

Viscosidad cinemática del agua ( ) = 0.01146 cm<sup>2</sup>/s

### 4.9.3 Características del medio filtrante.

Tamaño efectivo (TE ó d<sub>10</sub>) = 0.45 mm

Coefficiente de uniformidad (CU) = 1.64

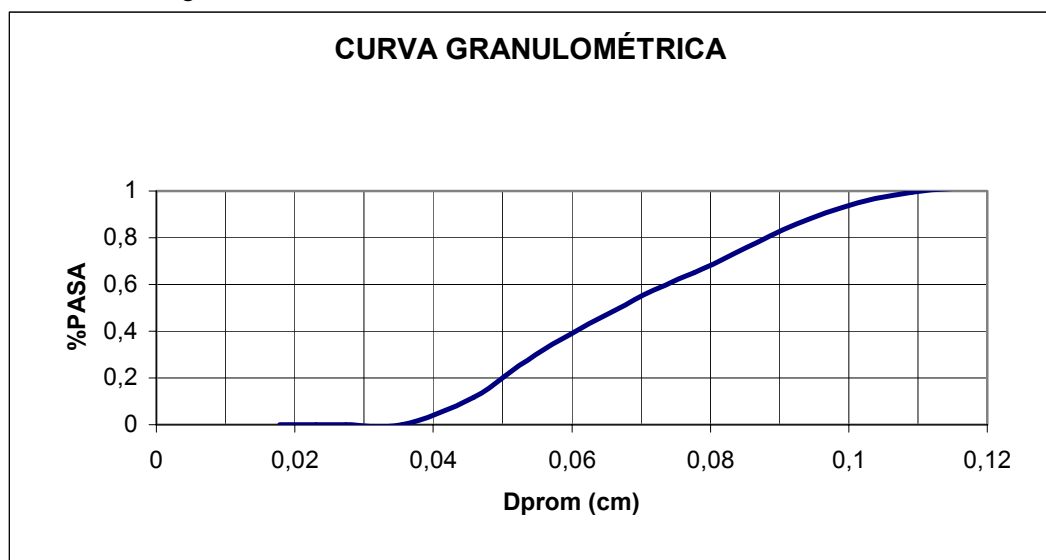
Porosidad inicial (Po) = 0.45

Densidad relativa (Ss) = 2.65

Coefficiente de esfericidad ( ) = 0.72

Con los datos del medio filtrante se puede construir su curva granulométrica, la cual se presenta a continuación.

Gráfica 1. Curva granulométrica



Fuente: tomado de: ARBOLEDA, Jorge. Teoría y práctica de la Purificación del Agua. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000. Tomo 2

4.9.4 Hidráulica del lavado. Para el lavado del filtro se suspende el proceso de filtración y se inyecta agua por la parte inferior del filtro con una presión adecuada tal que expanda el medio filtrante permitiendo que los granos choquen entre sí y desprendan el material retenido en la superficie.

Para la expansión hidráulica de un lecho de arena se ha encontrado experimentalmente la siguiente relación:

$$\text{Ecuación 83. } P_E = \left( \frac{Va}{Vs} \right)^{0.22}$$

Donde  $V_s$  es la velocidad individual de sedimentación para cada grano la cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 84. } V_s = \sqrt{\frac{4g * (S_s - 1) * d}{3C_D}}$$

El coeficiente de resistencia  $C_D$  varía en función del número de *Reynolds* así:

- La primera parte corresponde a valores de *Reynolds* entre  $10^{-3}$  y 0.5. Para este caso las partículas son muy pequeñas, tienen diámetros iguales o menores que 0.1mm.

El coeficiente de resistencia se determina con la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación 85. } C_D = 24/R_E$$

Donde:  $R_E$  = Número de *Reynolds*

La velocidad de sedimentación será:

$$\text{Ecuación 86. } V_s = \frac{g * (S_s - 1) * d^2}{18 * \eta}$$

- La segunda parte corresponde a valores de *Reynolds* entre 0.5 y  $10^4$ . El diámetro de las partículas para esta zona está comprendido entre 0.1 y 1.0mm, y el valor de  $C_D$  tiene la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación 87. } C_D = \frac{24}{R_E} + \frac{3}{\sqrt{R_E}} + 0.34$$

La velocidad de sedimentación se halla mediante métodos iterativos.

- La parte final corresponde a valores de *Reynolds* superiores a 10000 y tamaños de partículas mayores de 1.0mm. En este Caso el valor de  $C_D$  es constante y corresponde a 0.34.

Si se considera que la velocidad de lavado ( $V_a$ ) no debe expandir la capa de mayor tamaño se puede plantear una ecuación para determinar la velocidad de lavado, conocido el diámetro mayor y teniendo en cuenta que esta capa mantendrá su porosidad inicial  $P_0$ .

$$\text{Ecuación 88. } P_0 = \left( \frac{V_a}{V_s} \right)^{0.22}$$

Donde  $V_s$  es la velocidad individual de sedimentación de los granos de mayor tamaño.

Además la pérdida de carga necesaria para expandir el lecho ( $H_L$ ), será la suma de las pérdidas de carga parciales de cada capa. Se tiene entonces:

$$\text{Ecuación 89. } H_L = \sum (E+1) L_i X_i (1-P_E) (S_s - 1)$$

Donde  $X_i$  es el porcentaje de material retenido entre cedazos consecutivos.

En la siguiente tabla se resume el cálculo de la hidráulica del lavado.

Pérdida en la grava de soporte:

Las pérdidas en la grava de soporte se pueden calcular con la ecuación:

$$\text{Ecuación 90. } h_G = L_G \cdot V_a / 3, \text{ donde } V_a \text{ esta en m/min}$$

Para drenajes con orificios mayores de 5 mm (falsos fondos) se usa entre 40-45 cm de grava. La disposición de la grava de soporte se presenta en la siguiente tabla.

Las pérdidas en la grava de soporte serían entonces:

$$h_G = 40 \cdot 0.698 \cdot 60 / (100 \cdot 3)$$

$$h_G = 5.58 \text{ cm.}$$

Tabla 21. Grava de soporte.

| Posición | Espesor (cm) | Tamaño (mm) |
|----------|--------------|-------------|
| fondo    | 10           | 25.4-50     |
| 2a capa  | 7.5          | 12.7-25.4   |
| 3a capa  | 7.5          | 6.4-12.7    |
| 4a capa  | 7.5          | 3.2-6.4     |
| 5a capa  | 7.5          | 1.7-3.2     |

Fuente: tomado de: ARBOLEDA, Jorge. Teoría y práctica de la Purificación del Agua. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000. Tomo 2

Pérdida en el sistema de drenaje:

El sistema de drenaje se compone de viguetas triangulares en concreto, las cuales tienen perforaciones de  $\frac{3}{4}$ " cada 0.12m.

Para el caso de viguetas prefabricadas la pérdida de carga en los orificios del falso fondo se calcula con la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 91. } h_D = \frac{q_o^2}{2gC^2 A^2}$$

Donde:  $q_o$  = caudal por orificio ( $m^3/s$ )  
C = coeficiente de descarga  
A = área de cada orificio ( $m^2$ )  
 $h_d = 1.10$  cm

Pérdida de carga total en el lavado ( $h_L$ ) =  $0.68 + 0.0558 + 0.011$ .

$h_L = 0.75$  m.

Se tomarán seis unidades de filtración para realizar lavado mutuo.

Caudal que produce cada filtro ( $Q_f$ ) =  $Q_d/6 = 1.243$  lps.

Área de cada filtro ( $A_s$ ) =  $Q_f/q = 0.001243 \cdot 86400/120 = 0.89$   $m^2$

4.9.5 Dimensiones del filtro. Se tomará una relación  $L/B = 1.25$ , con la cual se obtiene:

$L = 1.05$  m

$B = 0.85$  m

Caudal de lavado ( $Q_L$ ) =  $V_a \cdot A_f = 0.00698 \cdot 1.06 \cdot 0.85 \cdot 1000$ .

$Q_L = 6.29$  L/s, el caudal de lavado debe ser menor que el caudal de diseño de la planta, es decir que el sistema autolavante funciona.

- Canaletas de lavado. Estas canaletas se diseñan para un 50% mas del gasto de lavado, y se colocan de modo que su parte inferior coincida con la superficie del lecho expandido. Mediante la ecuación 6 se calcula el caudal que recoge la canaleta.

$$Q_c = 0.65 \cdot b \cdot h^{3/2}$$

Donde:  $Q_c$  = caudal que transporta la canaleta ( L/min )

b = ancho de la canaleta (m)

h = máximo nivel de agua en la canaleta (m)

Tomando una canaleta con altura  $h = 0.15$ m, y borde libre de 0.10m:

$b = 0.15$ m

Altura del lecho expandido =  $h^*E = 75 \cdot 1.2026 = 0.902\text{m}$ . Altura de la canaleta sobre el lecho =  $0.902 + 0.15 + 0.10 = 1.152\text{m}$

#### 4.9.6 Hidráulica de la filtración.

Pérdida de carga en el medio filtrante:

Estas pérdidas se pueden evaluar por medio de la ecuación de *Carman-Kozeny*, la cual se obtiene a partir de la ecuación de *Darcy-Weisbach* aplicada a flujo laminar<sup>103</sup>.

$$h_o = f' \frac{L\eta}{g} v \frac{(1-P_o)^2}{P_o^3} \sum X_i \left[ \frac{6}{\psi^* d_i} \right]^2$$

Donde:  $h_o$  = Pérdida de carga inicial.

$f'$  = Factor de fricción, generalmente igual a 5.

$L$  = Espesor del medio filtrante.

$P_o$  = porosidad inicial.

$v$  = Velocidad de aproximación.

$\eta$  = Viscosidad cinemática.

$g$  = Gravedad.

En la siguiente tabla se resume el cálculo de las pérdidas en el filtro.

Tabla 22. Pérdidas en el medio filtrante.

| # Tamiz | d1 (cm) | d2 (cm) | dp ( cm ) | $X_i$ | $d_i^2$ ( cm <sup>2</sup> ) | $X_i / d_i^2$ |
|---------|---------|---------|-----------|-------|-----------------------------|---------------|
| 50-40   | 0.03    | 0.042   | 0.0355    | 0.12  | 0.0013                      | 93.9514       |
| 40-35   | 0.042   | 0.05    | 0.0458    | 0.18  | 0.0021                      | 85.8331       |
| 35-30   | 0.05    | 0.06    | 0.0548    | 0.18  | 0.0030                      | 59.0694       |
| 30-25   | 0.06    | 0.071   | 0.0653    | 0.18  | 0.0043                      | 41.3194       |
| 25-20   | 0.071   | 0.085   | 0.0777    | 0.34  | 0.0060                      | 56.8552       |
| 20-14   | 0.085   | 0.14    | 0.1091    | 0.01  | 0.0119                      | 0.4220        |
| Suma    |         |         |           |       |                             | 337.450       |

Fuente: tomado de: ARBOLEDA, Jorge. Teoría y práctica de la Purificación del Agua. Bogotá D.C: Mc Graw Hill, 2000. Tomo 2

$h_o = 47.33$  cm

<sup>103</sup> Ibid., p. 400.

Pérdida de carga en la grava de soporte:

Esta pérdida de carga puede hallarse por medio de la siguiente ecuación:

$h_g = L_g \cdot q / 3$ , donde  $q$  esta en m/min.

Tomando 40cm de espesor de la grava de soporte se tiene:

$h_g = 1.10 \text{ cm}$

Pérdida de carga en el sistema de drenaje:

Se calcula igual que en el sistema de lavado.

$h_d = 3.3E-5 \text{ cm}$

Pérdida de carga total en la filtración:

$H = 0.48 \text{ m}$ .

Adicionalmente se dispondrá de 1.2 m de pérdidas para el funcionamiento del filtro.

#### **4.10 DESINFECCIÓN Y TANQUE DE DISTRIBUCIÓN**

4.10.1 Dosificación. La geometría del tanque dosificador de cloro se determinó de igual forma que para el dosificador de cal y de alumbre. Los datos para efectuar los cálculos son:

Dosis óptima de cloro:  $10\text{g/m}^3$

Pureza del reactivo: 10%

Concentración:  $130\text{g/L}$ .

Los resultados obtenidos, empleando las ecuaciones mencionadas en el diseño de la coagulación son los siguientes:

Caudal de solución a dosificar =  $0.00574\text{L/s} = 4.96E-1\text{m}^3/\text{día}$

Caudal de solución a dosificar 4 veces al día =  $1.24E-1\text{m}^3$ .

Volumen del tanque =  $0.1\text{m}^3$

Diámetro del tanque =  $0.54\text{m}$

Altura del tanque =  $0.54\text{m}$

tubo de dosificación =  $0,00635\text{m}$

Area tubo =  $3,16693E-05\text{m}^2$

$C_d = 0,4$

H altura de la manguera =  $0,010459123\text{m}$ .

4.10.2 Mezcla. La mezcla de cloro se realiza de igual forma que en la adición de cal; las dimensiones del vertedero y las condiciones de la operación se determinaron con las ecuaciones empleadas en el vertedero de cal. Los cálculos obtenidos para el vertedero son los siguientes:

$y = 20.6\text{cm}$

$h = 4.57\text{cm}$

$cd = 0.64$

$h_1 = 8.5E-5\text{m}$

$$L = 0.4m$$

$$L_m = 0.52m$$

$$N_f = 4.52$$

4.10.3 Tanque de distribución. La capacidad del tanque de distribución debe ser calculado con base en los datos de consumo de la población y su distribución horaria. En este caso la información no se conoce y el RAS recomienda que el volumen del tanque sea 1/3 del caudal máximo diario.

$$V_{TD} = QMD/3$$

Donde  $V_{TD}$  es el volumen del tanque

$$V_{TD} = 2.49L/s = 214m^3/s.$$

Dimensionamiento del tanque de distribución:

$$H = V_{TD} + K^{104}$$

En donde: h= Profundidad (m)

K= Constante en función de la capacidad.

$$h = 4.16m$$

$$L = 7.18m$$

L es el ancho del tanque.

---

<sup>104</sup> López, Op. Cit., p.223

## CONCLUSIONES

- La quebrada Tapias tiene el caudal para suministrar agua a la localidad de estudio por un período de 15 años, con una proyección de 210 habitantes y una población avícola de 190000 pollos ponedores y 5000 pollos reproductores.
- El diseño del sistema de potabilización de agua expuesto puede ser implementado en zonas rurales con densidades similares a la de la vereda Acapulco.
- El sistema de potabilización descrito puede ser usado como elemento de pedagogía para estudiantes de ingeniería.

## RECOMENDACIONES

Se recomienda construir tanques de almacenamiento de agua en las avícolas, para asegurar el suministro de agua a las aves en caso de eventualidades<sup>105</sup>.

Se recomienda diseñar un tanque enterrado para almacenamiento de lodos, igual que el secado de estos.

---

<sup>105</sup> Entrevista con Alirio Reyes Ex representante Ambiental de Fenavi, Abril de 2004

## BIBLIOGRAFÍA

ARBOLEDA V, Jorge. Teoría y Práctica de la Purificación del Agua. Mc Graw Hill, 2000. XIX-361 p.

BARRIOS G, Marlon. Desarrollo de un sistema prototipo para potabilización de agua mediante energía solar en comunidades rurales del Magdalena medio 2002.

DIAZ S. Manuel A. Pequeña planta de tratamiento de agua con filtro de retrolavado automático. Diseño y construcción 1990.

GUERRA C, Sergio. Filtración lenta en arena para una zona marginal de Bucaramanga. Universidad Industrial de Santander 1989.

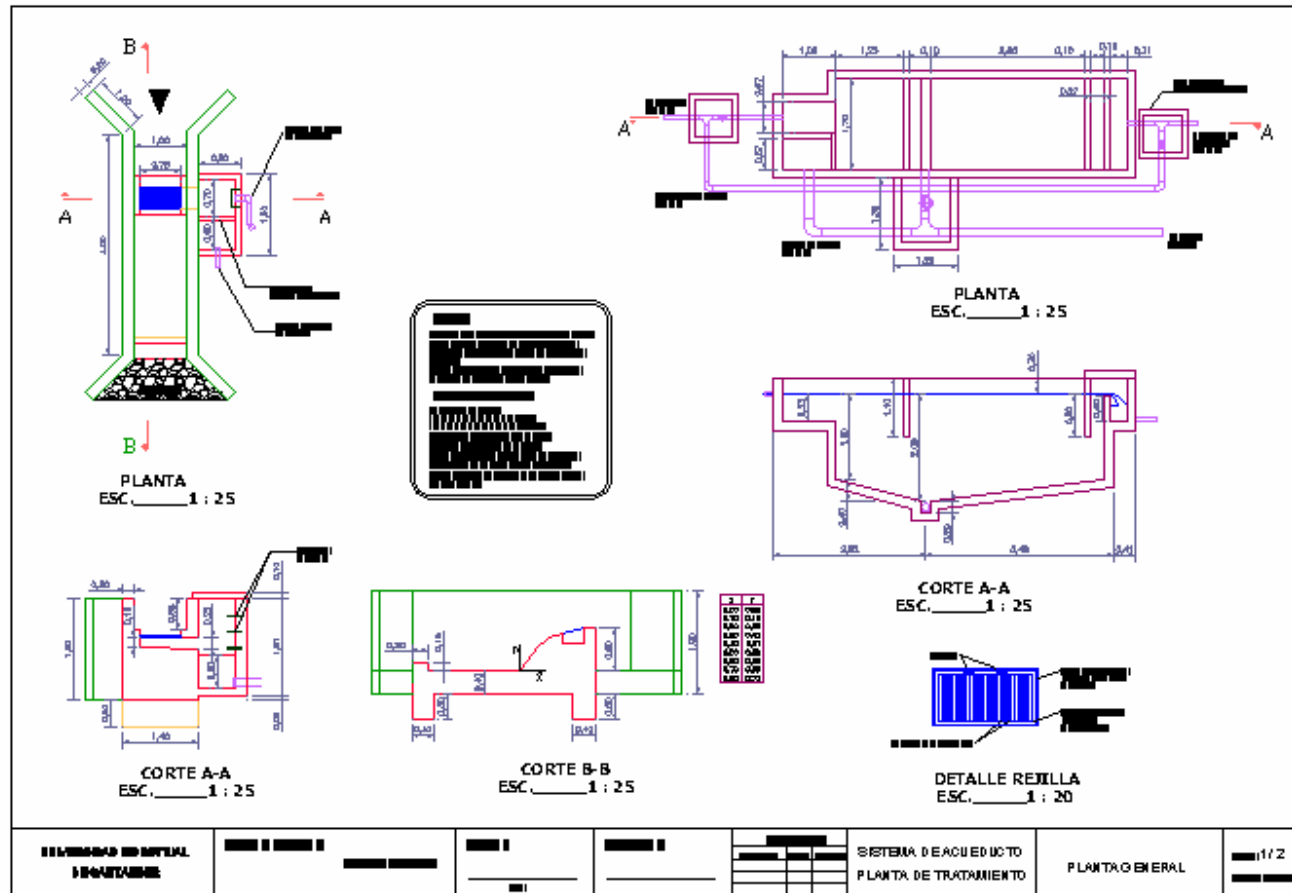
<http://www.cra.gov.co/htm/normas/ras.pdf> Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Títulos A,B,C,. Ministerio de desarrollo económico Bogotá, D.C.

<http://www.rgsystems.org/docs/Fundamentos.pdf> Grupo AE A.T. EXPORT.

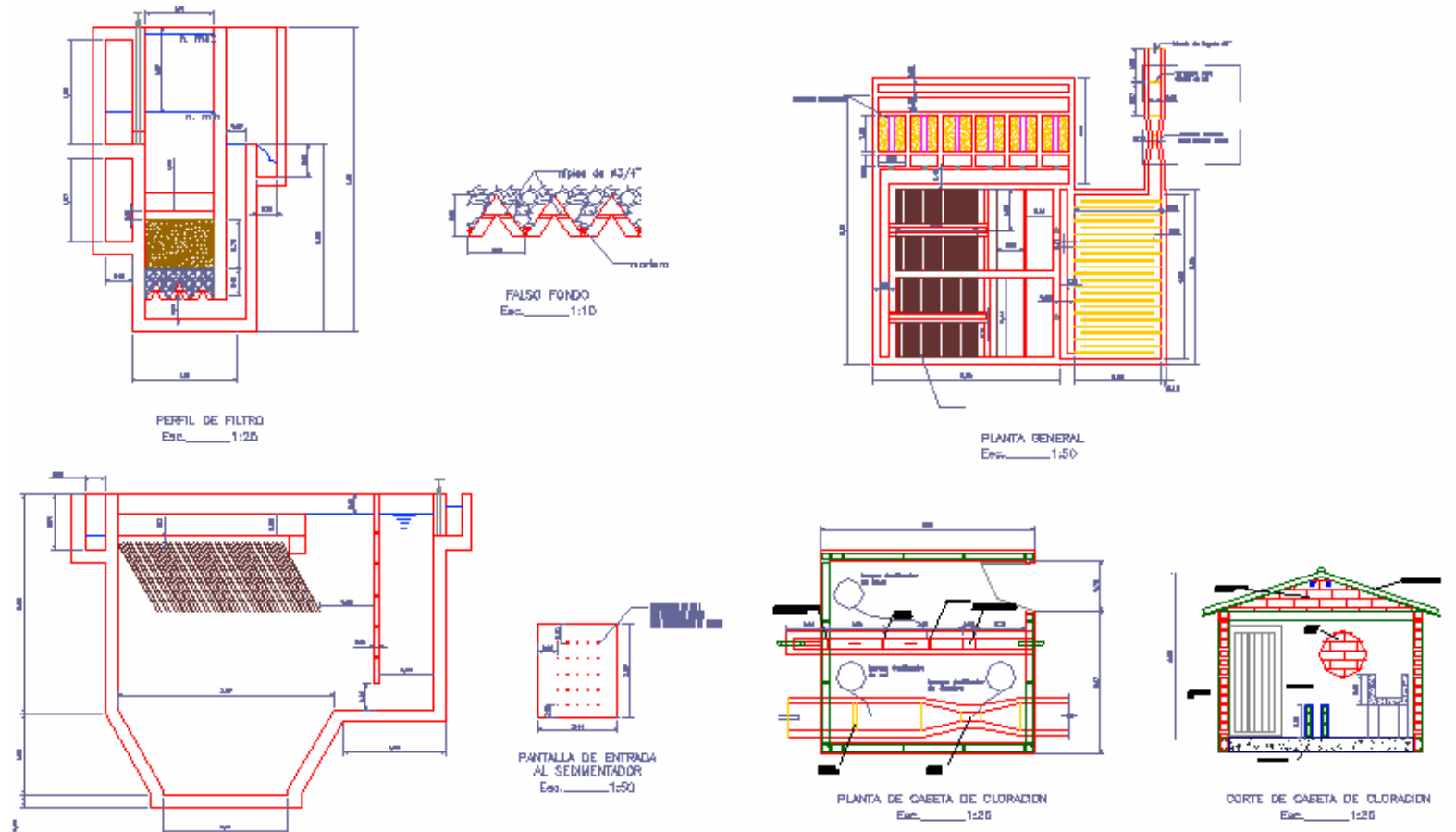
TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA PURIFICACIÓN DEL AGUA. Tercera edición, Mc Graw Hill.

# ANEXOS

## ANEXO C. PLANO DE DISEÑO BOCATOMA Y DESARENADOR



**ANEXO D. PLANO DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO**



**ANEXO E. PRESUPUESTO**

| <b>CANTIDADES Y PRESUPUESTO DE OBRA</b> |                                   |            |                      |                       |                      |                        |
|---|-----------------------------------|------------|----------------------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| <b>OBRA: ACUEDUCTO VEREDA ACAPULCO</b>  |                                   |            |                      |                       |                      |                        |
| <b>FECHA: ENERO /2004</b>               |                                   |            |                      |                       |                      |                        |
| <b>ITEM</b>                             | <b>DESCRIPCIÓN</b>                | <b>UND</b> | <b>CANTIDA<br/>D</b> | <b>VALOR UNITARIO</b> | <b>VALOR PARCIAL</b> | <b>VALOR TOTAL</b>     |
| <b>1 BOCATOMA</b>                       |                                   |            |                      |                       |                      |                        |
| 1,1                                     | Excavación en tierra              | m³         | 4,31                 | \$ 10.192,00          | \$ 43.947,90         |                        |
| 1,3                                     | Concreto 3000 psi                 | m³         | 11,37                | \$ 482.510,00         | \$ 5.486.138,70      |                        |
| 1,4                                     | Hierro de refuerzo PDR60          | kg         | 443,50               | \$ 2.260,00           | \$ 1.002.310,00      |                        |
| 1,5                                     | Accesorios de la bocatoma         | Gl         | 1,00                 | \$ 1.605.800,00       | \$ 1.605.800,00      |                        |
| 1,6                                     | Rejilla                           | Gl         | 1,00                 | \$ 210.000,00         | \$ 210.000,00        |                        |
| 1,7                                     | Tubería de Excesos RDE 32.5 3"    | ml         | 10,00                | \$ 10.000,00          | \$ 100.000,00        |                        |
| 1,8                                     | Tubería a desarenador RDE 32.5 3" | ml         | 50,00                | \$ 10.000,00          | \$ 500.000,00        |                        |
| 1,9                                     | Estructura de entrega Q excesos   | Gl         | 1,00                 | \$ 256.000,00         | \$ 256.000,00        |                        |
|   | <b>Total</b>                      |            |                      |                       |                      | <b>\$ 9.204.196,60</b> |

| <b>2 DESARENADOR</b>                                    |                                   |     |         |                  |                  |                         |
|---|-----------------------------------|-----|---------|------------------|------------------|-------------------------|
| 2,1   | Excavación en tierra              | m³  | 22,78   | \$ 10.192,00     | \$ 232.173,76    |                         |
| 2,3   | Relleno en material común         | m³  | 22,78   | \$ 13.280,00     | \$ 302.518,40    |                         |
| 2,4   | Concreto impermeable 1:2:3        | m³  | 8,92    | \$ 482.510,00    | \$ 4.303.989,20  |                         |
| 2,5   | Acero PDR 60                      | Kg  | 347,88  | \$ 2.260,00      | \$ 786.208,80    |                         |
| 2,6   | Accesorios desarenador            | Gl  | 1,00    | \$ 2.038.000,00  | \$ 2.038.000,00  |                         |
|   | <b>Total</b>                      |     |         |                  |                  | <b>\$ 7.662.890,16</b>  |
| <b>3 CONDUCCION DESARENADOR - PLANTA DE TRATAMIENTO</b> |                                   |     |         |                  |                  |                         |
| 3,1   | Tubería Union Z RDE - 26 de 2"    | ml  | 438,96  | \$ 12.577,83     | \$ 5.521.165,72  |                         |
| 3,2   | Accesorios Tubería                | Gl  | 1,00    | \$ 1.080.356,00  | \$ 1.080.356,00  |                         |
| 3,3   | Sumin. Instalac. Válvula de Purga | Und | 1,00    | \$ 276.990,00    | \$ 276.990,00    |                         |
| 3,4   | Excavación de material común      | m³  | 106,40  | \$ 10.192,00     | \$ 1.084.428,80  |                         |
| 3,6   | Anclajes de accesorios            | m³  | 0,24    | \$ 176.150,00    | \$ 42.276,00     |                         |
| 3,7   | Relleno en material comun         | m³  | 113,85  | \$ 5.826,00      | \$ 663.278,45    |                         |
|   | <b>Total</b>                      |     |         |                  |                  | <b>\$ 8.668.494,97</b>  |
| <b>4 PLANTA PTAP</b>                                    |                                   |     |         |                  |                  |                         |
| 4,1   | Excavación en tierra              | m³  | 205,00  | \$ 11.090,00     | \$ 2.273.450,00  |                         |
| 4,2   | Relleno en material común         | m³  | 63,00   | \$ 13.280,00     | \$ 836.640,00    |                         |
| 4,3   | Concreto impermeable 1:2:3        | m³  | 92,00   | \$ 482.510,00    | \$ 44.390.920,00 |                         |
| 4,4   | Acero PDR 60                      | Kg  | 2870,40 | \$ 2.260,00      | \$ 6.487.104,00  |                         |
| 4,5   | Accesorios                        | Gl  | 1,00    | \$ 12.560.000,00 | \$ 12.560.000,00 |                         |
| 4,6   | Láminas AC 1.22*2.44*.008m        | Und | 100,00  | \$ 52.000,00     | \$ 5.200.000,00  |                         |
| 4,7   | Material filtrante                | m³  | 4,02    | \$ 280.000,00    | \$ 1.124.550,00  |                         |
| 4,8   | Grava de soporte                  | m³  | 2,14    | \$ 225.000,00    | \$ 481.950,00    |                         |
|   | <b>Total</b>                      |     |         |                  |                  | <b>\$ 73.354.614,00</b> |

| <b>5 CASETA DE CLORACION</b> |   |     |      |               |                          |
|------------------------------|---|-----|------|---------------|--------------------------|
| 5,1                          | Excavación en material común y/o conglomerado | m³  | 5,00 | \$ 11.090,00  | \$ 55.450,00             |
| 5,2                          | Concreto 3000 psi                             | m³  | 5,00 | \$ 482.510,00 | \$ 2.412.550,00          |
| 5,3                          | Puerta en lámina pizada                       | Und | 1,00 | \$ 158.030,00 | \$ 158.030,00            |
| 5,4                          | Teja asbesto cemento                          | Und | 8,00 | \$ 26.130,00  | \$ 209.040,00            |
| 5,5                          | Caballete asbesto-cemento                     | Und | 2,00 | \$ 22.570,00  | \$ 45.140,00             |
| 5,6                          | Suministro insumos químicos para 3 meses      | Gl  | 1,00 | \$ 486.000,00 | \$ 486.000,00            |
| <b>Total</b>                 |   |     |      |               | <b>\$ 3.366.210,00</b>   |
| <b>TOTAL COSTOS DIRECTOS</b> |   |     |      |               | <b>\$ 93.052.209,13</b>  |
| <b>% AIU</b>                 |   |     |      |               | <b>10</b>                |
| <b>VALOR TOTAL</b>           |   |     |      |               | <b>\$ 102.357.430,04</b> |