Empresa de Acueducto Alcantarillado y Aseo de Zipaquirá E.S.P.

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TANQUES DE CONTACTO DE CLORO EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE: SISTEMA Y NEUSA, GALÁN Y ALTO DEL ÁGUILA DEL MUNICIPIO DE ZIPAQUIRÁ.

INFORME TÉCNICO DE DISEÑO HIDRÁULICO

Versión 2.0

Luis Eduardo Arias Cifuentes

Contrato de consultoría No. 069 de 2019

Marzo 27 de 2020

TABLA DE CONTENIDO

1. GENERALIDADES 6
1.1. Introducción 6
1.2. Objeto general 6
1.3. Alcance de la consultoría 6
1.4. Localización y descripción del proyecto 7
1.4.1. Localización y descripción de la PTAP – Regional 7
1.4.2. Localización y descripción de la PTAP – Galán 9
1.4.3. Localización y descripción de la PTAP – Alto del Águila 9
2. INFORMACIÓN DISPONIBLE 10
2.1. Información primaria 10
2.1.1. Topografía 11
2.2. Información secundaria 13
2.2.1. Consorcio HMV – DGP 13
2.2.2. Unión Temporal ESICON 13
2.2.3. Jairo Pedraza S.A.S 14
2.2.4. Información del laboratorio EAAAZ E.S.P. 14
3. ESTUDIO DE DEMANDA Y DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO 16
3.1. Estudio de demanda y proyecciones de población 16
3.2. Caudales de diseño por municipio 18
4. DESINFECCIÓN 20
4.1. Microorganismos presentes en el agua 21
4.2. Desinfectantes de uso común según normatividad 22
4.2.1. Cloro gaseoso 22
4.2.2. Radiación ultravioleta 22
4.3. Cloración 23
4.4. Desinfección por rayos ultravioleta 24
4.5. Desinfección ejercida en procesos de filtración 25
4.5.1. Microfiltración 25
5. DIASNÓSTICO DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN ACTUAL 26
5.1. Caracterización del agua 26
5.1.1. Características físicas 27
5.1.2. Caracterización química 29
5.1.3. Caracterización microbiológica 31
5.1.4. Índice de riesgo de la calidad del agua para consumo humano – IRCA 32
5.2. Sistema actual de desinfección 33

5.2.1. Planta de tratamiento Regional....33
5.2.2. Planta de tratamiento Galán....33
5.2.3. Planta de tratamiento Alto del Águila....34

6. CRITERIOS DE DISEÑO....34
6.1. Normatividad aplicable....34
6.2. Recomendaciones generales....35
6.2.1. Recomendaciones especificas....35
6.3. Cálculo del sistema y estructuras de desinfección....35
6.3.1. Sistema de desinfección....35
6.3.2. Tanque de contacto....37
6.3.3. Tuberías y estructuras complementarias....42

7. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS....45
7.1. Criterios para evaluar....45
7.1.1. Porcentajes de ponderación y calificación....46
7.2. Alternativas consideradas en la PTAP - Regional....47
7.2.1. Síntesis de alternativas y alternativa seleccionada....47
7.3. Alternativas consideradas en la PTAP – Galán....49
7.3.1. Síntesis de alternativas y alternativa seleccionada....50
7.4. Alternativas consideradas en la PTAP – Alto del Águila....51
7.4.1. Síntesis de alternativas y alternativa seleccionada....52

8. DISEÑO DE LOS SISTEMAS Y ESTRUCTURAS DE DESINFECCIÓN....54
8.1. Planta de Tratamiento de Agua Potable Regional....55
8.1.1. Determinación del caudal de diseño....55
8.1.2. Diseño del sistema de cloración....55
8.1.3. Diseño del tanque de contacto....57
8.1.4. Diseño hidráulico de tuberías y estructuras complementarias....62
8.2. Planta de Tratamiento de Agua Potable Galán....64
8.2.1. Determinación del caudal de diseño....64
8.2.2. Diseño del sistema de cloración....64
8.2.3. Diseño del tanque de contacto....66
8.2.4. Diseño hidráulico de tuberías y estructuras complementarias....71
8.3. Planta de Tratamiento de Agua Potable Alto del Águila....74
8.3.1. Determinación del caudal de diseño....74
8.3.2. Diseño del sistema de cloración....74
8.3.3. Diseño del tanque de contacto....76
8.3.4. Diseño hidráulico de tuberías y estructuras complementarias....82

9. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO....83

10. CONCLUSIONES.....84

11. RECOMENDACIONES.....85

12. ANEXOS.....86

13. REFERENCIAS.....87

13.1. Documentos institucionales.....87

13.2. Normas especificas.....87

13.3. Bibliografía especializada.....87

13.4. Otros documentos.....88

13.5. Cartografía e imágenes.....88

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de las PTAP en el municipio de Cundinamarca. 7
Figura 2. Localización de la Planta de Tratamiento de Agua Potable PTAP – Regional en el municipio de Cogua – Cundinamarca. 8
Figura 3. Localización de la Planta de Tratamiento de Agua Potable PTAP – Galán en el municipio de Zipaquirá – Cundinamarca. 9
Figura 4. Localización de la Planta de Tratamiento de Agua Potable PTAP – Alto del Águila en el municipio de Zipaquirá – Cundinamarca. 10
Figura 5. Levantamiento PTAP Regional. 11
Figura 6. Levantamiento PTAP Galán. 12
Figura 7. Levantamiento PTAP Alto del Águila. 12
Figura 8. Temperatura media y ubicación de las PTAP en Zipaquirá y Cogua. 27
Figura 9. Inyección de cloro en PTAP Regional. 33
Figura 10. Punto de inyección de desinfectante PTAP Alto del Águila. 34
Figura 11. Trayectoria seguida por una partícula de agua. 40
Figura 12. Localización de la PTAP en predio Minas de la Calera. 46
Figura 13. Ubicación del tanque de contacto en el predios de la PTAP – Regional. 49
Figura 14. Ubicación del tanque de contacto en el predios de la PTAP – Galán. 51
Figura 15. Ubicación del tanque de contacto en el predio de la PTAP – Alto del Águila. 54
Figura 16. Perfil hidráulico PTAP Regional. 63
Figura 17. Perfil hidráulico tubería salida 12” PTAP Galán. 73
Figura 18. Perfil hidráulico tubería salida 3” PTAP Galán. 74
Figura 19. Perfil hidráulico PTAP Alto del Águila. 83

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Proyecciones de población para Zipaquirá, Cogua y Nemocón. 17
Tabla 2. Proyecciones de caudal para Zipaquirá. 18
Tabla 3. Proyecciones de caudal para Cogua y Nemocón. 19
Tabla 4. Proyecciones de caudal para Zipaquirá, Cogua y Nemocón. 20
Tabla 5. Coeficiente de fricción de Hazen – Williams para diferentes materiales. 44
Tabla 6. Criterios y ponderación para selección de alternativas. 46
Tabla 7. Calificaciones adoptadas para evaluación de alternativas. 47
Tabla 8. Calificación de alternativas PTAP Regional. 48
Tabla 9. Calificación de alternativas PTAP Galán. 51
Tabla 10. Calificación de alternativas PTAP Alto del Águila. 53
Tabla 11. Caudales demandados por tanques de almacenamiento – PTAP Galán. 71

1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente documento, de acuerdo con el objeto y alcance posteriormente descritos, presenta inicialmente una descripción tanto de las plantas de tratamiento, como de los sistemas de desinfección que por normatividad pueden ser empleados para inactivar la actividad de ciertos microorganismos. También se hace una breve descripción de la información disponible como insumo para el desarrollo del proyecto.

Posteriormente, se realiza el diagnostico de las características del agua a la salida de los procesos de filtración de cada una de las plantas de tratamiento, así como del sistema actual de desinfección que se está implementando. Como consecuencia de lo anterior, el documento presenta unas alternativas con sus respectivas implicaciones.

Una vez se establece la alternativa seleccionada, se procede a realizar el respectivo diseño de los sistemas y estructuras que componen los sistemas de desinfección de cada una de las plantas. Finalmente, el documento termina con el presupuesto, las cantidades de obra, la programación, unas conclusiones y recomendaciones generales.

1.2. OBJETO GENERAL

La Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Zipaquirá – EAAAZ E.S.P. adjudicó al contratista LUIS EDUARDO ARIAS CIFUENTES, el contrato de Consultoría No. 69 de 2019 cuyo objeto es la realización “estudios y diseños para la construcción de tanques de contacto de cloro en las plantas de tratamiento de agua potable: sistema y Neusa, Galán y Alto del Águila del municipio de Zipaquirá”; de manera que en el presente documento se desarrollaran los aspectos correspondientes y necesarios para cumplir dicho objetivo.

1.3. ALCANCE DE LA CONSULTORÍA

Del contrato de consultoría No 69 de 2019, se establece que, dentro del alcance del proyecto se encuentran realizar el diagnóstico y evaluación del sistema de desinfección que utilizan cada una de las plantas de tratamiento, así como de las características del agua a la salida del proceso de filtración.

Así mismo, se encuentra el de realizar la formulación y análisis de alternativas para los tanques de contacto de cloro desde diferentes puntos de vista, sin dejar principalmente el punto de vista técnico, de modo que se cumplan todas las condiciones hidráulicas óptimas para cada uno de ellos.

Finalmente, dentro del alcance de la consultoría se establece la determinación del funcionamiento y diseño del sistema de cloración a implementar en cada una de las plantas de tratamiento. Esto con el fin de que se pueda determinar con suficiente certeza el residual de cloro que quedara en la red de distribución.

De acuerdo con lo anteriormente mencionado, el presente informe trata en distintos capítulos o apartados, cada uno de los ítems que componen el alcance establecido aquí.

1.4. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En el presente apartado se muestra la ubicación de cada una de las plantas de tratamiento que componen el proyecto asociado al contrato de consultoría 069 de 2019. De igual manera, se realiza una breve descripción e introducción de cada una de las plantas de tratamiento en las cuales se enmarca la consultoría. Así en la figura 1, se muestra la ubicación de todas las plantas de tratamiento de agua potable en el municipio de Cundinamarca.



Figura 1. Ubicación de las PTAP en el municipio de Cundinamarca.

Fuente: Propia con base en información del DANE y uso del software qGIS.

1.4.1. Localización y descripción de la PTAP – Regional

La PTAP – Regional, es una Planta de Tratamiento de Agua Potable ubicada en el municipio de Cogua – Cundinamarca que abaste a los municipios de Cogua, Nemocón y Zipaquirá. La PTAP se encuentra al nororiente de la cabecera municipal del municipio de Cogua, al costado occidental de la vía que conecta Cogua con la Plazuela, en cercanías al lugar denominado Alto de la Cruz, como se muestra en la figura 2.

El abastecimiento de la planta se hace a través del río Neusa, captando así agua cruda que llega tanto a la planta convencional como a la planta compacta (cuyos procesos de tratamiento en ambas son: coagulación, floculación, sedimentación y filtración), que en

conjunto componen la PTAP Regional. En el caso del municipio de Cogua, el acueducto abastece al 100% de la población de la cabecera municipal, según como lo indica Manrique M. y Sánchez E. (2016).

La administración y el mantenimiento de la Planta de Tratamiento ha sido realizado por la Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Zipaquirá – EAAAZ ESP, mientras que la operación es compartida por con los demás municipios.



Figura 2. Localización de la Planta de Tratamiento de Agua Potable PTAP – Regional en el municipio de Cogua – Cundinamarca.

Fuente: Propia con base en información del DANE y uso del software qGIS.

1.4.2. Localización y descripción de la PTAP – Galán

Por su parte, la PTAP – Galán, es una Planta de Tratamiento de Agua Potable convencional ubicada en el municipio de Zipaquirá – Cundinamarca que abaste únicamente al municipio de Zipaquirá. Esta se encuentra localizada al occidente de la cabecera municipal de Zipaquirá, por una variante de la vía a Pacho, como se muestra en la figura 3.

El abastecimiento de la planta se hace a través de río Frio, captando así agua cruda que llega a la planta convencional cuyos procesos de tratamiento son: coagulación, floculación, sedimentación y filtración.



Figura 3. Localización de la Planta de Tratamiento de Agua Potable PTAP – Galán en el municipio de Zipaquirá – Cundinamarca.

Fuente: Propia con base en información del DANE y uso del software qGIS.

1.4.3. Localización y descripción de la PTAP – Alto del Águila

Al igual que la anterior PTAP, la PTAP – Alto del Águila, es una Planta de Tratamiento de Agua Potable compacta ubicada en el municipio de Zipaquirá – Cundinamarca que abaste únicamente al municipio de Zipaquirá. Esta se encuentra localizada al occidente de la

cabecera municipal de Zipaquirá, quedando inclusive al occidente de la PTAP Galán, por un carreteable en afirmado que diverge de la vía a Pacho, como se muestra en la figura 4.

El abastecimiento de la planta se hace a través de río Frio, captando así agua cruda que llega a la planta compacta cuyos procesos de tratamiento son: coagulación, floculación, sedimentación, adicionalmente se tienen filtros para el proceso de filtración.



Figura 4. Localización de la Planta de Tratamiento de Agua Potable PTAP – Alto del Águila en el municipio de Zipaquirá – Cundinamarca.

Fuente: Propia con base en información del DANE y uso del software qGIS.

2. INFORMACIÓN DISPONIBLE

2.1. INFORMACIÓN PRIMARIA

Como fuentes de información primaria se tiene la recogida en campo, es decir, la obtenida por el equipo de topografía contratado para realizar el respectivo levantamiento de las estructuras y elementos que componen a cada una de las plantas de tratamiento.

2.1.1. Topografía

Para cada una de las plantas de tratamiento, se realizó un levantamiento topográfico que incluía tanto la altimetría de las tuberías que conducían el agua hacia los tanques de almacenamiento, como la planimetría de los elementos que se encontraban dentro de los linderos de las PTAP, tales como tanques, accesos, cerramientos, pozos, redes (dentro del que se incluía el diámetro de las tuberías), entre otros.

2.1.1.1. Planta de Tratamiento de Agua Potable – PTAP Regional

En el caso de la PTAP Regional ubicada en el municipio de Cogua, del levantamiento realizado el 10 de septiembre de 2019 se encuentra la ubicación de los tanques y estructuras tanto de la planta convencional como de la compacta. Así mismo, se encuentra ubicada la vía que conecta Cogua con la Plazuela, las oficinas y bodegas, los pozos de inspección, la entrada a la planta, y las curvas del nivel asociadas al terreno del predio (figura 5).

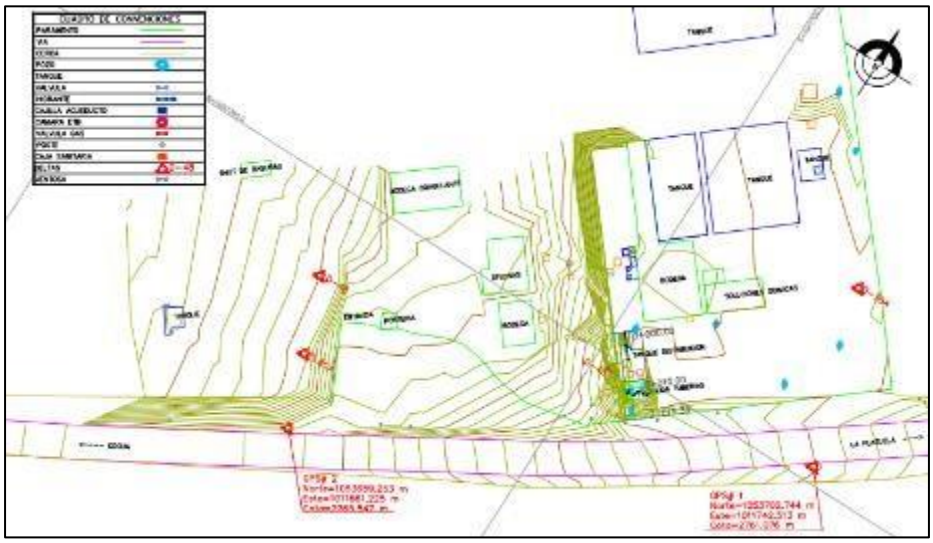


Figura 5. Levantamiento PTAP Regional.

Fuente: Plano topográfico PTAP Regional.

2.1.1.2. Planta de Tratamiento de Agua Potable – PTAP Galán

Del levantamiento realizado el 12 de septiembre de 2019 de la PTAP Galán ubicada en el municipio de Zipaquirá, se encuentra la ubicación de la entrada a la planta y el camino de acceso, la oficina y bodegas, y las curvas del nivel del terreno del predio (figura 6).

De igual manera, se encuentra la ubicación de las tuberías de salida con sus respectivos diámetros, y de una cuneta cuyas aguas descargan a una quebrada ubicada en la ladera; y que por lo tanto puede usarse como zona de disposición de desagües.

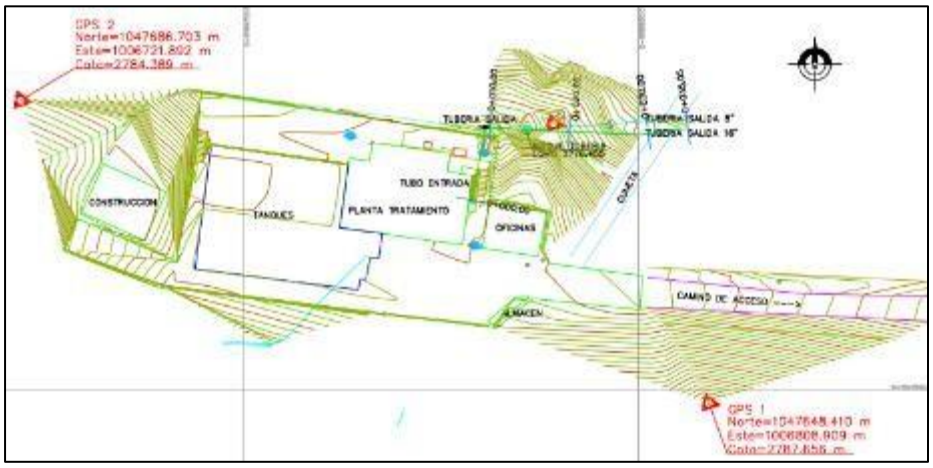


Figura 6. Levantamiento PTAP Galán.

Fuente: Plano topográfico PTAP Galán.

2.1.1.3. Planta de Tratamiento de Agua Potable – PTAP Alto del Águila

Finalmente, del levantamiento de la PTAP Alto del Águila realizado el 11 de septiembre de 2019, se identifican las estructuras que componen la planta compacta; así como la oficina, el almacén, los filtros y las tuberías de entrada y salida, el camino de acceso y las curvas de nivel del terreno (figura 7).

De la topografía se puede evidenciar que, a diferencia de las otras dos plantas, la única posible zona de desagüe es una cuneta ubicada al costado de los filtros. Sin embargo, la única manera en la que se podría verter allí con facilidad y economía es por gravedad, cosa que no se cumple con estructuras que estén por debajo del nivel de esta.



Figura 7. Levantamiento PTAP Alto del Águila.

Fuente: Plano topográfico PTAP Alto del Águila.

2.2. INFORMACIÓN SECUNDARIA

Con base en los estudios que se han realizado con anterioridad a través de consultorías contratadas por medio de la EAAAZ E.S.P. para la optimización de ciertas partes de los sistemas actuales de tratamiento, se tiene información pertinente que será la base gruesa para la realización de la presente consultoría.

2.2.1. Consorcio HMV – DGP

Del informe entregado por este consorcio, se tiene una descripción de los sistemas de abastecimiento. Estos corresponden a los sistemas del río Neusa y del río Frio.

De manera que, se hace una descripción de las estructuras de abastecimiento, tales como bocatomas, desarenadores, aducciones, conducciones, plantas de tratamiento tanto para la convencional como para la compacta (en el caso de la Regional); adicionalmente se hace la caracterización del agua y del proceso de desinfección.

2.2.2. Unión Temporal ESICON

2.2.2.1. Informe alternativas de optimización de la planta

La unión temporal ESICON en su informe de alternativas de optimización, realizan inicialmente un análisis detallado de la demanda con base en proyecciones de proyección, en la determinación de la dotación neta y de los caudales de diseño.

Además de lo anterior, hace una evaluación hidráulica de cada una de las estructuras que componen a la planta de tratamiento. Así, determinan la capacidad hidráulica y el estado de funcionamiento de la planta convencional (o de ciclo completo) en cada uno de los procesos de tratamiento: coagulación, floculación, sedimentación y filtración; así como de la planta compacta.

Adicionalmente, realiza un planteamiento de las alternativas para optimizar la planta de tratamiento de agua potable Regional – PTAP convencional. Sin embargo, no se hace mucho énfasis en este tema, puesto que en un posterior informe (como se verá más adelante), describen las alternativas seleccionadas para el mejoramiento de la capacidad hidráulica de cada una de las estructuras que componen la planta convencional.

2.2.2.2. Informe diseños complementarios planta de tratamiento de agua potable

La unión temporal ESICON desarrolla los diseños y estudios necesarios para optimizar la planta convencional de la Planta de Tratamiento de Agua Potable Regional ubicada en el municipio de Cogua. Esto con el fin de aumentar la capacidad de tratamiento de la planta, pasando de 150 L/s (caudal de diseño actual) a 330 L/s (caudal de diseño proyectado).

La optimización que desarrolla la unión temporal incluye el redimensionamiento del sistema de coagulación (canaleta Parshall) y la ampliación del sistema de floculación pasando de floculadores de flujo horizontal a floculadores tipo Alabama, de modo que se garantice el tiempo de retención y el gradiente hidráulico.

Así mismo, en el caso de los sedimentadores se plantea que se adicionen y se cambien las placas existentes, con el propósito de mejorar las condiciones hidráulicas del sistema actual; además de proyectar la construcción de un módulo de sedimentación adicional.

En el caso del proceso de filtración, se proyecta que los filtros existentes se redistribuirán, de tal manera que se garantice “tanto la hidráulica de lavado como la de filtración” (Unión Temporal ESICON, 2016).

Con lo anterior se evidencia que la unión temporal planifica la optimización de los procesos que actualmente funcionan de forma correcta en la planta de tratamiento, por lo que, con respecto al proceso de desinfección no resalta ninguna mejora o proyección, así como tampoco lo hace con las tuberías que llegan a la red de distribución para cada municipio.

2.2.3. Jairo Pedraza S.A.S

El estudio de optimización de y reforzamiento de la capacidad de conducción del sistema de abastecimiento rio Frio, realizado por la empresa Jairo Pedraza S.A.S., contempla inicialmente un estudio de la oferta y demanda.

Adicionalmente contempla el diagnóstico de las estructuras existentes del sistema, dentro del que se encuentran: las 6 bocatomas que posee el sistema, los desarenadores, las plantas de tratamiento y los tanques.

Además de lo anterior, realiza un diagnóstico y análisis hidráulico de las redes existentes bajo condiciones de caudales de diseño y caudales de operación. Esto con el fin de determinar cuáles de ellas deben ser intervenidas y cuáles no. De modo que al final se determina intervenir 2 tramos de tubería haciendo reemplazos, hacer la conexión al desarenador San Isidro y la conexión a la planta Galán desde Pantano redondo, hacer la construcción del desarenador San Isidro y del desarenador borrachero, y hacer la reapertura de la bocatoma el Clavel, con lo que se podrá captar y tratar un caudal de 70.96 L/s del sistema río Frío.

Sin embargo, debe tenerse claro que una de las recomendaciones que hace la empresa, es aumentar la capacidad de tratamiento de las plantas de tratamiento, para que efectivamente al año 2044 se supla la demanda. Esto debido a que la demanda proyectada a 2044 de la planta Galán es de 61.55 L/s, y la de la planta Alto del Águila es de 7.62 L/s.

2.2.4. Información del laboratorio EAAAZ E.S.P.

El laboratorio de la Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Zipaquirá – EAAAZ E.S.P. hizo entrega de 6 archivos en Excel, los días 23 y 24 de diciembre de 2019. Estos 6 archivos correspondían a 3 archivos de la PTAP Regional para los años correspondientes a 2017, 2018 y 2019; mientras que, los otros 3 archivos correspondían a las PTAP Galán y Alto del Águila (que venían en el mismo archivo) para los años comprendidos entre el 2017 y el 2019.

En cada una de las hojas de los archivos, se encontraba información referente a un mes específico del año (por lo que cada archivo tiene como mínimo 12 hojas de cálculo de Excel), mostrando inicialmente la caracterización del agua cruda (a la entrada de la planta) y posteriormente la del agua tratada.

Dentro de los parámetros de calidad del agua que se identifican en cada una de las hojas de cálculo se incluyen: pH, olor y sabor, sustancias flotantes, color, turbiedad, hierro, amonio, nitritos, nitratos, sulfatos, alcalinidad, coliformes totales, coliformes totales, cloro residual, E. Coli, entre otros.

Sin embargo, se encontraba que no todos los días median todos los parámetros de calidad, y que en el caso del agua cruda no determinaban la cantidad de microorganismos que entraban a la planta. Razón por la cual, no puede determinarse la cantidad (tasa) de microorganismos que remueve todo el sistema hasta el proceso de filtración, por lo que, como se verá más adelante, no puede usarse la remoción de coliformes totales como variable para determinar el parámetro CT en desinfección, si se considera como remoción de coliformes únicamente los que se eliminan desde la entrada de la planta hasta la salida del proceso de filtración.

2.2.4.1. Información de la EAAAZ E.S.P. sobre bocatomas

Adicional a la información entregada por el laboratorio de la calidad del agua en las plantas de tratamiento, el 23 de diciembre de 2019, se hizo entrega de 3 hojas de Excel (correspondientes a los años 2017, 2018 y 2019) a cerca de la calidad del agua en las bocatomas de los sistemas río Frío y Neusa, en las cuales aparece información de las bocatomas borrachero, el clavel, río Frío, la hoya, Neusa y la Arteza.

En estas hojas se tienen la medida de los mismos parámetros medidos para la planta (en los que si se tiene información de la cantidad de microorganismos presentes en el agua cruda), solo que estos aparecen no por día sino por mes del año con su respectivo promedio. En el caso del año 2019 se tiene hasta el mes de noviembre.

Con esta información puede determinarse la remoción de coliformes totales que se tienen desde las bocatomas hasta la salida del agua de los filtros. Sin embargo, debe tenerse cuidado puesto que desde la bocatoma la calidad del agua puede variar, generando la proliferación o la reducción de microorganismos.

Para determinar la cantidad de cantidad de coliformes presentes y poder estimar la remoción por cada planta de tratamiento, debe unificarse (en el caso del sistema río Frío), los datos de las bocatomas que llegan a cada una de las plantas. Con ello, se podría tener una idea más clara de la reducción de microorganismos que se ejerce entre estos dos puntos.

Finalmente, también debe mencionarse que la EAAAZ E.S.P. hizo entrega de un reporte de resultados realizado por la dirección de laboratorio e innovación ambiental de la corporación autónoma regional – CAR, de muestras de agua de cada una de las bocatomas tomadas el

26 de diciembre; en las que se identifica la cantidad de protozoos del tipo Giardia y Cryptosporidium presentes en el agua.

3. ESTUDIO DE DEMANDA Y DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO

Con base en los estudios realizados por la Unión Temporal ESICON, en los que se realizaron proyecciones de población con base en la información del DANE y con la población base del 2016, que incluía la población que se beneficia directamente por el abastecimiento del acueducto, se tiene conocimiento de la población futura que será abastecida por cada uno de los sistemas de potabilización de agua.

Así mismo, en el mismo estudio se determina la dotación neta y los caudales proyectados a 2040. En el caso de la dotación con base en los consumos registrados, y en el caso de los caudales proyectados con base en los consumos discriminados en residencial, comercial, especial, industrial y oficial, y considerando perdidas en el sistema de 45%, que supera el máximo de 25% establecido por norma, en el caso de Zipaquirá.

Aunque en la determinación del caudal de diseño para los tanques de contacto, debería tenerse como periodo de diseño 25 años a partir del año base, es decir, hasta el año 2045; no se realizan proyecciones de población y por ende de caudales de diseño, puesto que la EAAAZ E.S.P. tiene proyectado la ampliación y optimización de los sistemas de acueducto con base en los estudios mencionados anteriormente. Razón por la cual sería inviable proyectar mayores caudales y aumentar los requerimientos hidráulicos de los tanques de contacto si los demás procesos de la PTAP no están proyectados con el mismo caudal.

Adicionado a lo anterior, se estima que es más conveniente diseñar para los caudales de ampliación que se tienen previstos a corto y mediano plazo, de conformidad con las ampliaciones que se encuentran en concesión, puesto que la EAAAZ E.S.P. también ha considerado que se requiere hacer un estudio más detallado de las proyecciones de caudal de acuerdo con la capacidad real de las fuentes, y de las proyecciones de población con base en la dinámica inmobiliaria que se ha tenido en los últimos años. Esto debido a que según el censo de 2018, dichas dinámicas han generado un cambio en las tasas de crecimiento y la composición familiar del municipio de Zipaquirá.

3.1. ESTUDIO DE DEMANDA Y PROYECCIONES DE POBLACIÓN

Como se menciona anteriormente, se realizan las proyecciones de población de las zonas o comunidades que se directamente beneficiadas por cada uno de los sistemas de acueducto, según como se establece por la Unión Temporal ESICON, tabla 1.

En el caso de la población base usada para determinar las proyecciones de población del municipio de Zipaquirá, se encuentran: la zona urbana y las zonas rurales abastecida por

el sistema, como lo son: Pasoancho, Barandillas, Portochuelo, San Miguel, La Granja, La Mariela, El codito y El Kiosco, además de la población flotante estimada.

Por su parte, en el caso de los municipios de Cogua y Nemocón se usa como población únicamente la de las cabeceras municipales, puesto que las zonas rurales se abastecen por medio de acueductos rurales, como se constata en diferentes estudios, incluido el de la Unión Temporal.

Año	POBLACIÓN TOTAL (hab)	POBLACIÓN ZIPAQUIRA (hab)	POBLACIÓN COGUA (hab)	POBLACIÓN NEMOCÓN (hab)
2,016	124,853	111,609	7,320	5,924
2,017	143,523	129,869	7,547	6,107
2,018	162,313	148,236	7,781	6,296
2,019	181,228	166,714	8,022	6,492
2,020	200,269	185,305	8,271	6,693
2,021	219,442	204,015	8,527	6,900
2,022	223,951	208,045	8,792	7,114
2,023	228,600	212,200	9,064	7,335
2,024	233,392	216,485	9,345	7,562
2,025	238,333	220,902	9,635	7,797
2,026	243,428	225,456	9,934	8,038
2,027	248,680	230,151	10,242	8,288
2,028	254,095	234,991	10,559	8,544
2,029	259,678	239,982	10,886	8,809
2,030	265,434	245,128	11,224	9,082
2,031	271,368	250,433	11,572	9,364
2,032	277,487	255,902	11,931	9,654
2,033	283,795	261,541	12,300	9,954
2,034	290,299	267,355	12,682	10,262
2,035	297,004	273,349	13,075	10,580
2,036	303,917	279,529	13,480	10,908
2,037	311,044	285,900	13,898	11,246
2,038	318,393	292,469	14,329	11,595
2,039	325,969	299,241	14,773	11,954
2,040	333,780	306,224	15,231	12,325

Tabla 1. Proyecciones de población para Zipaquirá, Cogua y Nemocón.

Fuente: Proyecciones de población – Unión Temporal ESICON (2016).

3.2. CAUDALES DE DISEÑO POR MUNICIPIO

De acuerdo con la Unión Temporal ESICON, se tiene una dotación neta residencial de 130.54 L/hab–día, una dotación bruta residencial de 237.35 L/hab–día, y una dotación neta integrada de 163.52 L/hab–día y bruta integrada de 297.31 L/hab–día (considerando todos los consumos registrados) en el caso del municipio de Zipaquirá.

AÑO	POBLACIÓN TOTAL	DOTACIÓN NETA	PÉRDIDAS	DOTACIÓN BRUTA	CAUDAL MEDIO DIARIO Qmd	CAUDAL MAX. DIARIO QMD	CAUDAL MAX. HORARIO QMH
	[Hab]	[L/hab.dia]	[%]	[L/hab.dia]	[L/s]	[L/s]	[L/s]
2016.0	111608.9	164.0	45.0	298.20	385.21	510.1	876.5
2,017	129868.8	164.0	45.0	298.20	448.23	594.6	1023.7
2,018	148235.9	117.0	45.0	212.70	364.93	482.5	827.1
2,019	166713.6	117.0	37.0	185.70	358.32	473.3	810.7
2,020	185305.4	117.0	29.0	164.80	353.45	466.6	798.3
2,021	204014.6	117.0	25.0	156.00	368.36	486.3	832.3
2,022	208045.1	117.0	25.0	156.00	375.64	495.8	848.4
2,023	212200.5	117.0	25.0	156.00	383.14	505.7	864.9
2,024	216484.7	117.0	25.0	156.00	390.88	515.8	882.0
2,025	220901.7	117.0	25.0	156.00	398.85	526.2	899.6
2,026	225455.7	117.0	25.0	156.00	407.07	536.9	917.8
2,027	230150.8	117.0	25.0	156.00	415.55	548.0	936.5
2,028	234991.5	117.0	25.0	156.00	424.29	559.5	955.8
2,029	239982.2	117.0	25.0	156.00	433.30	571.2	975.7
2,030	245127.6	117.0	25.0	156.00	442.59	583.4	996.3
2,031	250432.6	117.0	25.0	156.00	452.17	595.9	1017.4
2,032	255902.0	117.0	25.0	156.00	462.05	608.8	1039.2
2,033	261541.0	117.0	25.0	156.00	472.23	622.1	1061.7
2,034	267354.7	117.0	25.0	156.00	482.72	635.8	1084.9
2,035	273348.7	117.0	25.0	156.00	493.55	650.0	1108.8
2,036	279528.6	117.0	25.0	156.00	504.71	664.6	1133.4
2,037	285899.9	117.0	25.0	156.00	516.21	679.6	1158.8
2,038	292468.8	117.0	25.0	156.00	528.07	695.1	1185.0
2,039	299241.4	117.0	25.0	156.00	540.30	711.1	1212.0
2,040	306223.9	117.0	25.0	156.00	552.90	727.6	1239.9

Tabla 2. Proyecciones de caudal para Zipaquirá.

Fuente: Unión Temporal ESICON (2016).

No obstante, en el caso del municipio de Zipaquirá debe aclararse que de acuerdo con estudios más recientes (Jairo Pedraza S.A.S) se identificó que en el caso de las plantas de tratamiento Galán y Alto de Águila la demanda de caudal es mayor, debido al hecho que se proyecta la construcción de urbanizaciones que se suplirían de los tanques de almacenamiento que están concesionados a dichas plantas. Por lo que de la demanda de Zipaquirá deberá estimarse cuanto caudal oferta cada planta de tratamiento.

Por su parte, los municipios de Cogua y Nemocón se establece una dotación neta de 125 L/hab–día, según lo establecido por la resolución 2320 de 2009.

AÑO	POBLACIÓN TOTAL	DOTACIÓN NETA	PÉRDIDAS	DOTACIÓN BRUTA	CAUDAL MEDIO DIARIO Qmd	CAUDAL MAX. DIARIO QMD	CAUDAL MAX. HORARIO QMH
	[Hab]	[L/hab.dia]	[%]	[L/hab.dia]	[L/s]	[L/s]	[L/s]
2016.0	13243.7	125.0	45.0	227.3	34.8	46.8	60.9
2,017	13654.3	125.0	45.0	227.30	35.92	48.24	62.83
2,018	14077.6	90.0	45.0	163.60	26.66	35.80	46.62
2,019	14514.0	90.0	37.0	142.90	24.01	32.24	41.99
2,020	14963.9	90.0	29.0	126.80	21.96	29.49	38.41
2,021	15427.8	90.0	25.0	120.00	21.43	28.78	37.48
2,022	15906.1	90.0	25.0	120.00	22.09	29.67	38.64
2,023	16399.1	90.0	25.0	120.00	22.78	30.59	39.84
2,024	16907.5	90.0	25.0	120.00	23.48	31.54	41.07
2,025	17431.7	90.0	25.0	120.00	24.21	32.52	42.35
2,026	17972.0	90.0	25.0	120.00	24.96	33.52	43.66
2,027	18529.2	90.0	25.0	120.00	25.73	34.56	45.01
2,028	19103.6	90.0	25.0	120.00	26.53	35.63	46.41
2,029	19695.8	90.0	25.0	120.00	27.36	36.74	47.84
2,030	20306.4	90.0	25.0	120.00	28.20	37.88	49.33
2,031	20935.9	90.0	25.0	120.00	29.08	39.05	50.86
2,032	21584.9	90.0	25.0	120.00	29.98	40.26	52.43
2,033	22254.0	90.0	25.0	120.00	30.91	41.51	54.06
2,034	22943.9	90.0	25.0	120.00	31.87	42.80	55.73
2,035	23655.1	90.0	25.0	120.00	32.85	44.12	57.46
2,036	24388.4	90.0	25.0	120.00	33.87	45.49	59.24
2,037	25144.5	90.0	25.0	120.00	34.92	46.90	61.08
2,038	25924.0	90.0	25.0	120.00	36.01	48.36	62.97
2,039	26727.6	90.0	25.0	120.00	37.12	49.86	64.93
2,040	27556.2	90.0	25.0	120.00	38.27	51.40	66.94

Tabla 3. Proyecciones de caudal para Cogua y Nemocón.

Fuente: Unión Temporal ESICON (2016).

Sin embargo, de los cálculos de caudal mostrados debe tenerse presente que en el año 2018 se proyectaba una reducción de la dotación neta dada, de modo que se disminuyera la dotación neta de Zipaquirá en 47 L/ hab–día, y en 35 L/hab–día en los municipios de Cogua y Nemocón.

Con estas consideraciones en mente, en la tabla 2 y tabla 3 se muestran las proyecciones de caudal para cada uno de los municipios, y en la tabla 4 la totalidad demandada por estos mismos.

AÑO	POBLACIÓN TOTAL	CAUDAL MEDIO DIARIO Qmd = (l/s)	CAUDAL MAX. DIARIO QMD	CAUDAL MAX. HORARIO QMH
	[Hab]	[L/s]	[L/s]	[L/s]
2016.0	124852.6	420.0	564.1	986.7
2,017	143523.1	484.1	650.2	1137.2
2,018	162313.5	391.6	525.9	919.8
2,019	181227.6	382.3	513.5	898.0
2,020	200269.3	375.4	504.2	881.8
2,021	219442.4	389.8	523.5	915.6
2,022	223951.1	397.7	534.1	934.2
2,023	228599.6	405.9	545.1	953.5
2,024	233392.2	414.4	556.5	973.3
2,025	238333.4	423.1	568.2	993.7
2,026	243427.7	432.0	580.2	1014.8
2,027	248680.0	441.3	592.6	1036.5
2,028	254095.0	450.8	605.5	1058.9
2,029	259678.0	460.7	618.7	1082.0
2,030	265434.0	470.8	632.3	1105.9
2,031	271368.5	481.2	646.3	1130.4
2,032	277486.9	492.0	660.8	1155.7
2,033	283795.0	503.1	675.7	1181.8
2,034	290298.6	514.6	691.1	1208.7
2,035	297003.9	526.4	707.0	1236.5
2,036	303917.0	538.6	723.3	1265.1
2,037	311044.4	551.1	740.2	1294.6
2,038	318392.8	564.1	757.6	1325.0
2,039	325969.0	577.4	775.5	1356.3
2,040	333780.0	591.2	794.0	1388.6

Tabla 4. Proyecciones de caudal para Zipaquirá, Cogua y Nemocón.

Fuente: Unión Temporal ESICON (2016).

4. DESINFECCIÓN

La desinfección es el proceso mediante el cual se da la destrucción o inactivación de los microorganismos, especialmente los patógenos que son causantes de enfermedades, que pueden causar potenciales daños en los consumidores de agua. Por esta razón, la desinfección es tal vez el tratamiento más importante y de mayor trascendencia en la potabilización del agua.

La desinfección la podemos dividir en dos, una la natural y la otra artificial.

- Desinfección natural: Ocurre por muerte progresiva de las bacterias, producida por agentes naturales tales como la luz solar, la sedimentación, entre otros.
- Desinfección artificial: Referida a aquella que se realiza a través de métodos físicos o químicos, como el calor o los rayos UV (físicos) o por agentes como el ozono, cloro o plata (químicos).

Debe tenerse en mente que los procesos de desinfección natural requieren bastante tiempo o en algunos casos altos consumos energéticos, por lo que no son prácticos cuando se busca tratar altos caudales.

4.1. MICROORGANISMOS PRESENTES EN EL AGUA

Debido a que en el agua hay una gran diversidad de microorganismos patógenos (como bacterias, virus y protozoos) generadores de enfermedades, se debe tener en cuenta que no todos son afectados de igual manera por uno u otro desinfectante. Es por ello, que se presenta una breve descripción de los microorganismos que cuentan con mayor vigilancia por las autoridades ambientales y de acuerdo con lo estipulado por normatividad.

- Coliformes totales: Designa a un grupo de especies bacterianas que tienen ciertas características bioquímicas en común e importancia relevante como indicadores de contaminación del agua y los alimentos.
- Giardia: Es un parasito protozoario patógeno causante de enfermedades gastrointestinales como la giardiasis, cuya vía de transmisión es fecal – oral por consumo de agua y alimentos contaminados con quistes. Este está protegido con un coraza exterior que es altamente resistente al cloro.
- Cryptosporidium: Es un parasito protozoario que al igual que la Giardia genera enfermedades. Este protozoo tiene un ciclo de vida complejo en el que adopta varias formas, siendo la más relevante el quiste, donde adquiere una forma esférica de 4 a 6 μm de diámetro.

El mecanismo básico de eliminación de estos organismos protozoarios es por inactivación química y por eliminación física, conseguidos por medio de la desinfección y de los procesos de coagulación y filtración. Donde la eliminación de Giardia y Cryptosporidium más por retención física que por inactivación.

En el caso de la inactivación, la inactivación física ha sido más eficiente que la química, donde la radiación con rayos ultravioleta ha demostrado ser más efectiva que métodos como la cloración para inactivar patógenos del tipo Giardia y Cryptosporidium.

Lo anterior basados en el hecho, de que si bien, el cloro es un agente químico capaz de eliminar con relativa facilidad microorganismos como los coliformes fecales, el E. Coli y otros, este no es el caso de la Giardia y Cryptosporidium, en los que no se eliminan e inactivarlos requiere esfuerzos mucho mayores. Esto con base en lo que expone Ramírez

F. (2019), donde se evidencia que mientras para E. Coli se requiere un valor de CT entre 0.03 y 0.05 mg-min/L, para Giardia se requiere uno entre 47 y 150 mg-min/L, y para Cryptosporidium de cerca de 7200 mg-min/L, para alcanzar una inactivación del 99% exceptuando Cryptosporidium donde con ese CT solamente se alcance el 90%. Es decir, que se debe incrementar la cantidad de dosis o el tiempo de contacto.

Así mismo, de acuerdo con lo descrito por el Instituto Nacional de Salud [INS] el mecanismo más efectivo para la eliminación de los quistes tanto de Giardia como de Cryptosporidium es la filtración de alta calidad puesto que estos son altamente resistentes al cloro y otros agentes químicos. Adicionalmente, afirman que una forma de eliminar los quistes de Giardia y/o Cryptosporidium es hervir el agua a 65°C durante 10 minutos.

4.2. DESINFECTANTES DE USO COMÚN SEGÚN NORMATIVIDAD

Aunque son muchos las posibilidades de desinfectantes que pueden ser usados para tratar el agua, se busca en lo posible que el desinfectante a usar sea de amplia comercialización, y que adicionalmente este reglamentado por una normatividad y que se cuente con buen conocimiento acerca de su comportamiento.

Según el artículo 121 de la Resolución 0330 de 2017, se pueden usar dentro del proceso de desinfección el cloro y sus compuestos (como hipoclorito de sodio, hipoclorito de calcio o dióxido de cloro), el ozono o la radiación con luz ultravioleta.

Como opción de desinfectante, el ozono no se tiene en cuenta dentro del presente estudio, puesto que el contrato No. 069 de 2019, limita inmediatamente en sus términos de referencia la construcción de tanques de cloro. Además, por norma se requiere que el agua tratada tenga un residual de cloro con el propósito de garantizar desinfección de tuberías en la red.

4.2.1. Cloro gaseoso

El uso de cloro gaseoso es un método químico considerado como la forma más económica de desinfectante. En estado gaseoso el cloro es de color amarillo verdoso, mientras que en estado líquido es color ámbar.

El cloro es un irritante respiratorio y puede provocar la muerte por sofocación. Tanto en estado líquido como en estado gaseoso, provoca quemaduras en la piel y en los ojos.

La presión del cloro en un cilindro aumenta con la temperatura, así como lo hace el volumen de cloro en estado líquido.

4.2.2. Radiación ultravioleta

A diferencia del cloro, el uso de radiación ultravioleta es un método físico que se ve limitado como desinfectante debido a que esta, debe tener un contacto con películas de agua, de manera que sean absorbidas por esta; cosa que no se puede garantizar cuando se trata de

grandes caudales. Además de ello, este tipo de desinfectante no garantiza un efecto residual en el agua.

4.3. CLORACIÓN

El cloro es popularmente usado para el control de microorganismos presentes en el agua, debido en gran medida a una serie de ventajas que presenta frente a otros desinfectantes. Entre estas se encuentran:

- Se encuentra disponible como gas, líquido y en forma granular.
- Es relativamente barato.
- Tiene una lata característica de toxicidad para los microorganismos causantes de enfermedades hídricas.
- Es un agente oxidante poderoso.
- En concentraciones que son insaboras e inocuas para consumo humano deja un residual en solución, el cual provee protección sanitaria en el sistema de distribución.

Sin embargo, es importante aclarar que, pese a sus evidentes ventajas, debe tenerse especial cuidado con el uso de cloro, puesto que presenta desventajas como:

- Es un gas venenoso que requiere manejo cuidadoso.
- Es altamente corrosivo en solución.
- Forma con los fenoles clorofenoles, los cuales dan origen a problemas serios de olores.
- Forma con algunas sustancias orgánicas trihalometanos, de los cuales el cloroformo es de máximo interés por sospecharse que es un agente cancerígeno.

El cloro tanto en estado gaseoso como en estado líquido, reaccionan con el agua de la siguiente manera:

$$\mathrm{Cl_2 + H_2O = HOCl + H^+ + Cl^-}$$

A partir de ello, se genera acido hipocloroso (HOCl), que es el que realmente funciona como agente desinfectante. Sin embargo, dependiendo del pH del agua, este acido puede disociarse en iones de hidrogeno y en hipoclorito.

$$\mathrm{HOCl = H^+ + OCl^-}$$

De acuerdo con lo anterior, a pH menores a 6 el ácido hipocloroso prácticamente no se disocia, por lo que este es el único residual. A pH de 7.7 HOCl y $\mathrm{OCl^-}$ son similares, y a pH mayores a 9, prácticamente todo el residual es hipoclorito. Aunque, según como lo establece Romero R., J. (1996); algunos autores consideran que la efectividad del ion hipoclorito es cien veces menor que la del ácido hipocloroso. Por lo que en lo posible sería deseable tener pH bajos.

La demanda de cloro permite cuantificar el número y la cantidad de cloradores requeridos por el sistema. Así mismo, es importante debido a que permite determinar el tipo de agente desinfectante, recipientes y cantidades de cloro.

Así mismo, la demanda de cloro varia para dependiendo del agua a tratar, puesto que aun si fuese la misma, esta depende de la dosis aplicada, de la cantidad de residual deseado, del tiempo de contacto, del pH y de la temperatura; siendo más efectiva la desinfección cuando mayor tiempo de contacto se tiene y menor pH (debido a que, con pH alto, la concentración de ácido hipocloroso disminuye). Sin dejarse de lado que para ciertos microorganismos la demanda de cloro es mayor debido a su resistencia química.

Es de esta forma, que dependiendo de la dosis de cloro, el pH, de la cantidad de amoniaco, del tiempo de contacto y de la temperatura, el cloro eventualmente no solo inactiva los microorganismos presentes en el agua, sino que también oxida el amoniaco en nitrógeno.

4.4. DESINFECCIÓN POR RAYOS ULTRAVIOLETA

La luz ultravioleta es una radiación que está presente dentro del espectro natural de la luz solar, con una longitud de onda menor a la de la luz visible (400 nm) y mayor a la de los rayos X (100 nm), siendo la óptima de 254 nm para acciones germicidas; ya que penetra la pared celular de los organismos generando en algunos la muerte de la célula.

La desinfección depende de la dosis de luz UV que se aplique, siendo esta el producto entre la intensidad de luz y el tiempo de exposición. La dosis de luz UV depende de la calidad del agua, de los sólidos suspendidos, de la turbiedad, de la composición química entre otros; mientras que el tiempo de exposición del caudal, de la existencia de cortocircuitos, de la velocidad del agua, entre otros.

De este modo, se sabe que la efectividad disminuye cuando hay presencia de solidos suspendidos o de una alta turbiedad puesto que estos absorben parte de la luz, evitando que esta penetre directamente en los microorganismos.

Dentro de los equipos requeridos para este tipo de desinfección, están las lámparas de mercurio (que pueden ser de baja o media presión) que generalmente están sumergidas en canales abiertos o cerrados, ya que facilitan su mantenimiento. En los canales, las lámparas pueden disponerse de forma vertical u horizontal dependiendo de las necesidades del tratamiento.

En los sistemas de disposición horizontal suelen ser más comunes las lámparas de 1.6 m de longitud, mientras que en los de disposición vertical son usados en un rango que oscila entre 0.9 y 1.5 m. Un ejemplo de estas, son las lámparas ultravioleta UV germicida de 55w de 92.5 cm y 2.5 cm de diámetro que vende la empresa Mercadeo Valle S.A.S., que maneja una capacidad de 0.75 L/s por un valor de $765.000. La vida útil de estas lámparas oscila entre 9600 a 10000 horas, es decir, que se tienen que cambiar cada 12 meses después de iniciada la operación.

De esta manera, se puede evidenciar la posibilidad de implementar un sistema híbrido/compuesto entre la desinfección por rayos UV y por cloro, ya que podrían usarse los canales dentro de los tanques de cloro, como la zona donde se ubiquen las lámparas de mercurio. De preferencia al final del sistema, donde el cloro ya ha reaccionado con el agua y ha eliminado algunos microorganismos como los coliformes totales, el E. Coli y otros cuya resistencia química es baja.

Sin embargo, cuando se proyecta que el sistema de desinfección UV trabaje por separado, es decir que se incluyen las lámparas (High-output de 108 cm x 20.3 cm x 43.5 cm), el componente eléctrico y el controlador electrónico diseñado para detectar tanto la alimentación del sistema como la iluminación de las lámparas, el costo alcanza los 17.403,75 USD (según cotización realizada a la empresa High Tech Filtración Industrial SAS de Bogotá, para un caudal de 15 L/s – 238 gpm).

4.5. DESINFECCIÓN EJERCIDA EN PROCESOS DE FILTRACIÓN

La filtración es un proceso unitario previo a la desinfección que consiste en la retención de solidos mediante el paso del agua por medios porosos, cuya eficiencia depende de los poros del medio filtrante.

Los filtros de arena normalmente no eliminan bacterias o virus, aunque en condiciones en las cuales el proceso es óptimo, pueden eliminar turbiedad, quistes y protozoarios presentes en el agua que está siendo tratada.

Así mismo, los filtros de cerámica llegan a extraer quistes, protozoarios y cercarias, así como partículas en suspensión, mas no bacterias o virus. Sin embargo, para que el proceso sea efectivo, el agua que se va a filtrar debe estar relativamente limpia, de manera que no colmate la vela o bujía que es uno de sus componentes esenciales.

En el caso de los filtros de membrana que pueden eliminar virus, bacterias y protozoos, se tiene la problemática de que son muy costosos y que por los tamaños de los poros son susceptibles a sufrir obstrucciones. Aquellos que permiten la eliminación de protozoos son aquellos cuyos poros tienen diámetros inferiores a 0.1 mm (Conagua, 2016).

4.5.1. Microfiltración

La microfiltración es un proceso de filtración a través de una membrana cuyos poros oscilan entre 0.1 y 10 micras, en las que se retienen todas las bacterias. A diferencia de los procesos de nanofiltración y ultrafiltración no funciona a presión.

Dentro de los problemas que pueden manejarse con esta tecnología se encuentran:

- Remoción de quistes de Giardia, oocistos de Cryptosporidium, coliformes y otros parásitos, así como sólidos suspendidos.
- Reducción de virus.
- Reducción de productos químicos de sedimentación.

- Reducción de lodos que necesitan disposición.

La viabilidad de la implementación de microfiltración debe estudiarse desde los costos asociados a consumos energéticos, así como asociados con los químicos usados en la limpieza química de las membranas.

La vida promedio de una membrana dependiendo del material va de 3 a 5 años, y su vida útil real puede llegar fácilmente a los 6 – 7 años si se cuida durante el trabajo. La frecuencia y tipo de la limpieza depende de la calidad del agua. Así mismo, dependiendo del proveedor, se necesitará una cantidad menor o mayor de membranas. Así, si para 1 L se necesitan como mínimo 7 membranas, cuyo costo de adquisición es $515000, se tiene que, se debe hacer una inversión inicial de aproximadamente $3.600.000 (solo para la membrana) para tratar 1 L.

5. DIASNÓSTICO DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN ACTUAL

Para poder dar un diagnostico real del sistema de desinfección del agua, antes de revisarse las estructuras o mecanismos de desinfección, se debe determinar las características que tiene el agua una vez se realiza el proceso de filtración. Esto con el propósito de conocer las propiedades y el comportamiento del fluido, y con ello establecer la eficiencia del tratamiento.

5.1. CARACTERIZACIÓN DEL AGUA

Como se ha mencionado anteriormente, las fuentes de abastecimiento de agua usadas para alimentar cada una de las plantas de tratamiento, son río Frio, y el río Neusa. Por lo que se debe realizar una caracterización del agua para determinar su índice de riesgo y con ello tomar las medidas necesarias para mejorar la calidad del agua apta para consumo humano.

Lo anterior, debido en parte a que se sabe de acuerdo con la información dada por la EAAAZ E.S.P. que en las bocatomas del sistema río Frio se encontró la presencia de los protozoos Giardia y cryptosporidium, causante de enfermedades transmitidas por agua contaminada. En el caso del primer protozoo, en la bocatoma de la quebrada el clavel, mientras que en el segundo, en las bocatomas de las quebradas la hoya, borrachero, el clavel y río Frío; siendo el de mayor presencia y frecuencia, cryptosporidium.

Debido a que el laboratorio de la EAAAZ E.S.P. entrega los promedios mensuales de cada uno de los parámetros durante los últimos tres años (2017 – 2019), para determinar la eficiencia del proceso, se procede a determinar durante el 95% del tiempo el cumplimiento o no de dicho parámetro.

Lo anterior con dos objetivos, el primero determinar los parámetros requeridos para calcular la eficiencia en remoción de turbiedad y coliformes; y el segundo con el de no tratar con máximos puesto que tienen una probabilidad de ocurrencia mucho menor. No se tiene en

cuenta el promedio porque en este caso, se sesga el parámetro. Es decir, que se toman los valores obtenidos durante el 95% de las mediciones realizadas.

5.1.1. Características físicas

Dentro de las características físicas del agua a evaluar, están el pH, el color, el sabor, y la turbiedad. Sin embargo, en este apartado se determina la temperatura, no por norma, sino por un requerimiento del diseño de los tanques de contacto.

5.1.1.1. Temperatura del agua

Debido a que no se tiene información primaria ni secundaria de la temperatura del agua en cada una de las plantas de tratamiento, esta se debe estimar para poder estimar posteriormente el parámetro CT en el proceso de desinfección.

De manera que, a través del atlas climatológico de Colombia, se establece la temperatura media de las zonas donde se encuentran las plantas de tratamiento (figura 8). Con esto y recordando que la temperatura del agua es inferior a la temperatura, se establecen más críticas de acuerdo con lo que se reporta en la Resolución 0330 de 2017.

- PTAP Regional: Como puede observarse en la figura 8, según la ubicación de la planta, la temperatura media oscila entre 12 y 16 ºC. Al buscar la condición más crítica, se tendría que se debe usar una temperatura de 12 ºC. Sin embargo, al recordar que la temperatura del agua es más baja, para el diseño del tanque de contacto de la planta se toma T = 10 ºC.

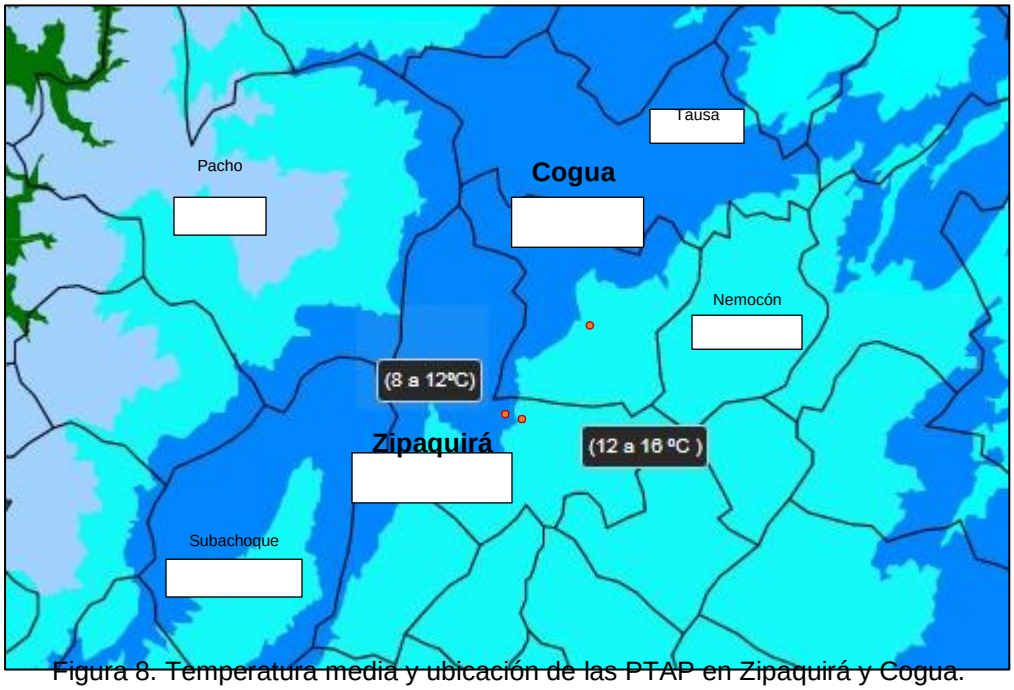


Figura 8. Temperatura media y ubicación de las PTAP en Zipaquirá y Cogua.

Fuente: Propia con base en Atlas Climatológico de Colombia (1981 – 2010).

- PTAP Galán: Al igual que en la PTAP Regional de figura 8 se observa que según la ubicación de la planta, la temperatura media oscila entre 12 y 16 ºC. Sin embargo, siguiendo la misma condición de la anterior, se determina que para el diseño del tanque de contacto de la planta la temperatura es igual a 10 ºC.
- PTAP Alto del Águila: A diferencia de las otras plantas, según la figura 8, la ubicación de la planta hace que la temperatura media oscile entre 8 y 12 ºC. En este caso se opta por trabajar con el promedio de la temperatura, es decir, T = 10 ºC.

5.1.1.2. Color aparente

La Resolución 2115 de 2007, establece que para el color aparente el valor máximo es de 15 unidades platino cobalto (UPC). Al revisar la planta Regional, se observa que el agua cruda tenía el 95% del tiempo un color de 25.43 UPC (que por norma no cumple), sin embargo, en el agua tratada pasa a 4.51 UPC, representado una disminución del 82.3%.

En el caso de la PTAP Galán, se pasa de 33.09 a 4.14 UPC, mostrando una reducción de 87.5% en el color. Finalmente, en la del Alto del Águila, se pasa de 25.04 a 5.77 UPC, con una disminución del 77%. El color del agua cruda de las últimas dos plantas no cumple por norma (Resolución 2115 de 2007).

5.1.1.3. Olor y sabor

En todas las plantas de tratamiento, luego de aplicar los procesos se tiene que este parámetro pasa de no ser aceptable, a ser aceptable. Por lo que cumple con lo establecido por norma.

5.1.1.4. Conductividad

Según lo que establece la norma, el valor máximo aceptable de conductividad es de 1000 microsiemens/cm. Así mismo, la norma establece que cambios superiores al 50% del valor que se tiene en la fuente, seria sospecho.

En el caso de PTAP Regional, la conductividad pasa de 68.09 en el gua cruda, 85.72 en el agua tratada, teniendo un cambio de 25.6%; en el de la PTAP Galán, pasa de 145.54 a 169.38 con un cambio del 16.4%, y en el caso de la PTAP Alto del Águila se tiene que, pasa de 37.68 a 49.97 con un cambio de 32.6% con respecto a la fuente, siendo la de esta planta la que mayor cambio tiene.

Sin embargo, tanto agua cruda como agua tratada cumple con los parámetros establecidos.

5.1.1.5. Turbiedad

Por normatividad, la turbiedad debe estar por debajo de las 2 Unidades Nefelométricas de turbiedad (UNT). En el caso de la PTAP Regional se evidencia un disminución del 91.8%, pasando de 7.41 a 0.61 UNT. En la PTAP Galán una eficiencia de 96.6% pasando de 18.95

a 0.64 UNT, y en la PTAP Alto del Águila, un remoción de 87.9% pasando de 11.63 a 1.41 UNT.

Con lo anterior se puede evidenciar que el agua cruda en ninguno de los casos cumple con el parámetros máximos permitidos, y que la planta que mejor remoción hace es la planta Galán, y la que menor la del Alto del Águila; aun sabiendo que a la planta a la que mayor cantidad de microorganismos llega es a Galán.

5.1.1.6. pH

En el caso de la PTAP Regional se tiene una disminución del pH pasando de 7.52 a 7.39. Mientras que en las otras dos plantas, ocurre el efecto contrario, pasando de 7.27 a 7.29 en el caso de Galán, y de 7.16 a 7.55 en el caso del Alto del Águila.

De esta manera se observa que tanto el agua cruda como el agua tratada, en todos los casos cumple con el requerimiento de la norma, que es que el pH este entre 6.5 y 9.0.

5.1.2. Caracterización química

En la evaluación que hace la EAAAZ E.S.P., se miden hierro, nitritos, alcalinidad, dureza total, aluminio, cloruros, amonio, fosfatos, manganeso, sulfatos, nitratos, y cloro residual. En las plantas no se miden características químicas que tienen un potencial efecto adverso para la salud humana, se miden más las que tienen consecuencias económicas.

Sin embargo, de los parámetros amonio, fosfatos, manganeso y nitratos no se hará una revisión exhaustiva en ninguna de las plantas puesto que se identifica que se miden entre una y dos veces al mes, por lo que compararlos al igual que otros parámetros es impráctico, aunque es importante resaltar que en todos los casos cumple el requerimiento de calidad de agua.

5.1.2.1. Hierro

Por norma el máximo valor de este es 0.3 mg/L. En la planta Regional se pasa de 0.94 a 0.17 mg/L (reducción de 81.8%). En la planta Galán se pasa de 0.79 a 0.19 mg/L (reducción de 75.3%). Mientras que en la planta Alto del Águila se pasa de 0.52 a 0.21 mg/L (reducción de 58.8%).

Se evidencia que el agua cruda no cumple con los parámetros máximos, y que la planta Regional hace un mejor reducción.

5.1.2.2. Nitritos

Por norma el máximo valor de este es 0.1 mg/L. En la planta Regional se pasa de 0.06 a 0.04 mg/L (reducción de 31.5%). En la planta Galán se pasa de 0.05 a 0.05 mg/L (reducción de 4.8%). Mientras que en la planta Alto del Águila se pasa de 0.05 a 0.09 mg/L (aumento de 82.1%).

Se evidencia que en todos los casos tanto el agua cruda como el agua tratada cumplen con los parámetros máximos. Aunque este parámetro se mide en promedio 4 veces por mes.

5.1.2.3. Alcalinidad

Según la resolución el máximo valor de este es 200 mg/L. En la planta Regional se pasa de 14.20 a 13.26 mg/L (reducción de 6.61%). En la planta Galán se pasa de 10.32 a 10.60 mg/L (incremento de 2.7%). Mientras que en la planta Alto del Águila se pasa de 7.32 a 8.36 mg/L (aumento de 14.2%).

Se evidencia que en todos los casos tanto el agua cruda como el agua tratada cumplen con los parámetros máximos.

5.1.2.4. Dureza total

Según la resolución el máximo valor de este es 300 mg/L. En la planta Regional se pasa de 43.35 a 39.03 mg/L (reducción de 9.99%). En la planta Galán se pasa de 33.63 a 37.73 mg/L (incremento de 12.2%). Mientras que en la planta Alto del Águila se pasa de 31.95 a 30.46 mg/L (reducción del 4.66%).

Se evidencia que en todos los casos tanto el agua cruda como el agua tratada cumplen con los parámetros máximos. En este caso se mantienen aproximadamente en un 10% del valor establecido.

5.1.2.5. Aluminio

Por norma el máximo valor de este es 0.2 mg/L. En la planta Regional se mantiene en 0.06 (reducción de 4.4%). En la planta Galán se pasa de 0.10 a 0.06 mg/L (reducción de 36.1%). Mientras que en la planta Alto del Águila se pasa de 0.08 a 0.15 mg/L (aumento de 85.8%).

Se evidencia que en todos los casos tanto el agua cruda como el agua tratada cumplen con los parámetros máximos.

5.1.2.6. Cloruros

Según la resolución el máximo valor de este es 250 mg/L. En la planta Regional se pasa de 30.84 a 31.65 mg/L (aumento de 2.6%). En la planta Galán se pasa de 45.33 a 55.59 mg/L (incremento de 22.6%). Mientras que en la planta Alto del Águila se pasa de 25.75 a 27.91 mg/L (incremento del 8.4%).

Se evidencia que en todos los casos tanto el agua cruda como el agua tratada cumplen con los parámetros máximos. En este caso se mantienen aproximadamente entre un 10% y 20% del valor establecido como máximo.

5.1.2.7. Sulfatos

Según la resolución el máximo valor de este es 250 mg/L. En la planta Regional se pasa de 24.52 a 21.67 mg/L (reducción de 11.6%). En la planta Galán se pasa de 23.88 a 23.33 mg/L (reducción de 2.3%). Mientras que en la planta Alto del Águila se pasa de 21.85 a 21.94 mg/L (incremento del 0.4%).

Se evidencia que en todos los casos tanto el agua cruda como el agua tratada cumplen con los parámetros máximos. En este caso se mantienen aproximadamente entre un 8% y 10% del valor establecido como máximo.

5.1.2.8. Cloro residual

Según la resolución el valor admisible para este parámetro está comprendido entre 0.3 y 2.0 mg/L. Debido a que este parámetro se tiene únicamente cuando se aplica cloro para tratar el agua, en la fuente (es decir, en el agua cruda), no se mide. Así, en la planta Regional se tiene un valor de 1.87 mg/L. En la planta Galán de 1.89 mg/L, y la planta Alto del Águila de 1.86 mg/L. Mostrando que se cumple en todos los casos.

5.1.3. Caracterización microbiológica

En el caso de la caracterización microbiológica, la EAAAZ E.S.P. realiza mediciones de mesófilos, coliformes totales y E. Coli. Es importante resaltar que los microorganismos mesofílicos no son tenidos en cuenta como parámetro de riesgo en el cálculo del IRCA.

5.1.3.1. Coliformes totales

Por norma, para agua tratada en ningún caso se podrá tener 1 o más unidades formadoras de colonias en 100 ml (UFC/100 ml). En laboratorio, no se realizaron mediciones de la cantidad de microorganismos de esta clase que entraban en el sistema de potabilización, por lo que no se puede determinar la eficiencia del proceso hasta filtración.

Así, en la planta Regional se tiene un valor de 7.51 UFC/100 ml. En la planta Galán de 1.64 UFC/100 ml, y la planta Alto del Águila de 15.19 UFC/100 ml. Mostrando que en ningún caso cumple, y que la más crítica es Alto del Águila, seguida de la Regional.

5.1.3.1.1. Remoción de coliformes totales desde bocatomas

Al tener información de la cantidad de coliformes presentes en el agua cruda de las bocatomas, se puede establecer la remoción de coliformes desde dicho punto, hasta la salida del proceso de filtración.

En este caso, al tenerse información de bocatomas, se establece inicialmente cuales son las afluentes de cada planta de tratamiento. Para posteriormente hacer un balance de masa de acuerdo con los caudales captados (con base en lo descrito por Jairo Pedraza S.A.S., 2019), y así determinar cuál sería la cantidad de coliformes que llegan a la planta (asumiendo que en cada uno de los trayectos no se presenta remoción de coliformes) cada mes. Con la información mensual que se tiene para cada los años 2017, 2018 y 2019 de cada planta, se determina el promedio y el percentil 95; con lo que finalmente se determina la remoción.

Así, para la PTAP Regional, el promedio de microorganismos presentes en el agua de la bocatoma Neusa es de 655.70 UFC/100 ml, mientras que a la salida de filtración es de 3.24 UFC/100 ml, con lo que se tiene una remoción del 99.5%. Al hacer la revisión con el

percentil 95, se tiene que para el agua de la bocatoma se evidencia la presencia de 1610 UFC/100 ml, y en la planta de 7.51 UFC/100 ml, teniéndose así una remoción del 99.5%.

Para la PTAP Galán, el promedio de microorganismos presentes en el agua de las todas las bocatomas (menos Neusa) luego de hacer la ponderación de acuerdo con el caudal, es de 440.93 UFC/100 ml y en la planta de 0.79 UFC/100 ml, con una remoción de 99.8%. Al revisar para el percentil 95, se tiene que en las bocatomas hay 1151.72 UFC/100 ml de coliformes y a la salida de filtración de 1.64 UFC/100 ml, con lo que se remueve el 99.9%.

Mientras que para la PTAP Alto del Águila, se tienen en promedio 517.02 UFC/100 ml en las bocatomas (todas menos Neusa y la Arteza) y a la salida de filtración 6.64 UFC/100 ml, representándose una remoción del 98.7%. Y de 1359.23 UFC/100 ml en las bocatomas, y 15.19 UFC/100 ml en la planta con una remoción del 98.9% cuando se revisa el percentil 95 de todos los datos.

Al tenerse lo anterior, se tiene que los porcentajes de remoción son bastante altos. Sin embargo, debe tenerse presente que durante el recorrido del agua por las tuberías de aducción, se disminuye la cantidad de microorganismos presentes en el agua hasta llegar a las plantas de tratamiento, por lo que la remoción de microorganismos en la planta seria considerablemente menor.

5.1.3.2. E. Coli

Por norma, para agua tratada en ningún caso se podrá tener 1 o más unidades formadoras de colonias en 100 ml (UFC/100 ml), sin importar el método de detección que se use. En laboratorio, para esta clase de microorganismos tampoco se realizaron mediciones a la entrada de la planta, por lo que tampoco se puede determinar la eficiencia del proceso hasta filtración.

Así, en la planta Regional se tiene un valor de 0.70 UFC/100 ml. En la planta Galán de 0.50 UFC/100 ml, y la planta Alto del Águila de 3.74 UFC/100 ml. Mostrando que en ningún caso se cumple, y que la más crítica es Alto del Águila.

5.1.3.3. Mesófilos

Por norma, para agua tratada no se pueden tener más de 100 unidades formadoras de colonias en 100 ml. Este solo fue medido para agua tratada. Para la planta Regional se tiene un valor de 25.51 UFC/100 ml. En la planta Galán de 19.42 UFC/100 ml, y la planta Alto del Águila de 33.89 UFC/100 ml.

Con ello se evidencia el cumplimiento de este parámetro.

5.1.4. Índice de riesgo de la calidad del agua para consumo humano – IRCA

Una vez se evalúan todos los parámetros dados por el laboratorio, se tiene que el IRCA para agua tratada genera un índice de riesgo igual a 40% para todas las plantas.

Con ello se ve que la clasificación es igual a ALTO, es decir, agua no apta para consumo humano. Debido a que no cumple parámetros microbiológicos.

Sin embargo, es importante aclarar que con base en las caracterizaciones realizadas por la autoridad sanitaria, en diferentes puntos de la red de distribución el agua es apta para consumo humano, por lo que el IRCA aquí reportado es diferente al que se tiene a la salida de la planta de tratamiento actualmente. Esto debido al recorrido y efecto que tiene el cloro residual en las tuberías de conducción.

5.2. SISTEMA ACTUAL DE DESINFECCIÓN

Para cada una de las plantas de tratamiento de agua potable, se hace un reconocimiento del proceso de desinfección que se está llevando a cabo actualmente. Esto con el fin de determinar la eficiencia con la que se está realizando el proceso.

5.2.1. Planta de tratamiento Regional

En la planta de tratamiento Regional se realiza el proceso de poscloración. Es decir, que la aplicación de cloro se realiza luego del proceso de filtración. En el caso de esta planta se realiza aplicación de cloro gaseoso por goteo, en donde también se hace la aplicación de hidróxido de sodio diluido al 10% para aumentar el pH (figura 9).



Figura 9. Inyección de cloro en PTAP Regional.

Fuente: Anexo No. 3. Descripción de los sistemas de acueducto Neusa y río Frío.

Sin embargo, el proceso desinfección actual no está siendo satisfactorio, debido a que de la información entregada por parte del laboratorio de la EAAAZ E.S.P., hay presencia de coliformes. Esto generado en buena medida a que el punto de aplicación no permite que se tenga un tiempo de contacto entre el cloro y el agua procedente del proceso de filtración.

5.2.2. Planta de tratamiento Galán

En el caso de esta planta, la desinfección se realiza luego de que el agua pasa por 2 filtros rápidos directamente en una cámara similar a la que recibe el agua filtrada en la planta

Regional, denominada cisterna. En este caso se hace uso de cloro gaseoso (cilindros de 68Kg) como desinfectante.

5.2.3. Planta de tratamiento Alto del Águila

Según la información mostrada en el Anexo 3. Descripción de los sistemas de acueducto Neusa y río Frío, se sabe que la desinfección en la planta Alto del Águila, ocurre en la tubería de salida de los filtros hacia el tanque de almacenamiento Bosques de Silecia en la parte alta del casco urbano del municipio de Zipaquirá. En este caso se usa como desinfectante hipoclorito de sodio diluido al 5%.

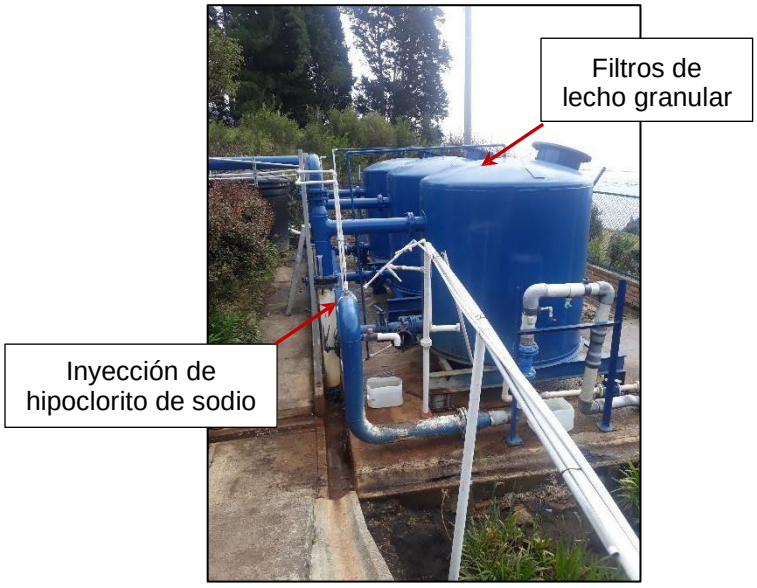


Figura 10. Punto de inyección de desinfectante PTAP Alto del Águila.

Fuente: Propia, con base en información de campo.

6. CRITERIOS DE DISEÑO

6.1. NORMATIVIDAD APLICABLE

Se tiene que, dentro de la normatividad aplicable para el contexto colombiano, se encuentra el Reglamento Técnico para el sector del Agua Potable y el Saneamiento Básico – RAS 2000, así como la Resolución 0330 de 2017; ambas pertenecientes al Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.

En cuanto al Reglamento Técnico para el sector del Agua Potable y el Saneamiento Básico – RAS 2000, se tiene que el titulo aplicable a la presente consultoría es el C, que trata específicamente de los sistemas de potabilización.

6.2. RECOMENDACIONES GENERALES

Dentro de las recomendaciones y criterios de diseño establecidos por la normatividad aplicable vigente, se encuentran las siguientes:

a. Definir un residual de desinfectante que garantice el impedimento de crecimiento microbiano en cualquier punto de la conducción o de la red de distribución.
b. Para desinfección por cloración, proporcionar un tiempo de contacto mínimo de 20 minutos en tanques de contacto.
c. En Plantas de Tratamiento de Agua Potable que durante el 90% de su operación permitan remover del 95 al 99% de coliformes totales, y que durante el 95% del tiempo permitan tener menos de 1 Unidad Nefelométrica de Turbiedad (UNT); usar un parámetro de inactivación del 99%.
d. En Plantas de Tratamiento de Agua Potable que durante el 90% de su operación permitan remover del 90 al 95% de coliformes totales, y que durante el 95% del tiempo permitan tener entre 1 y 2 Unidades Nefelométricas de Turbiedad (UNT); usar un parámetro de inactivación del 99.9%.
e. En casos donde se confirme la presencia de protozoos de tipo Giardia, contar con un sistema de desinfección más eficientes para la inactivación de dichos microorganismos.

6.2.1. Recomendaciones especificas

6.2.1.1. Caudal de diseño

De acuerdo con lo establecido en el artículo 99 de la Resolución 0330 de 2017, se tiene que el caudal de diseño será del caudal máximo diario - Q_{MD} de la localidad de estudio, para todos los sistemas de potabilización.

6.2.1.2. Velocidades en el tanque

Debido a que la pendiente de los tanques es horizontal se presentan velocidades bajas. Sin embargo, debe tratarse por diseño de tener velocidades entre 2 y 4 m/min, de tal forma que en el fondo del tanque no se presente sedimentación de sólidos.

6.3. CÁLCULO DEL SISTEMA Y ESTRUCTURAS DE DESINFECCIÓN

6.3.1. Sistema de desinfección

El sistema de desinfección hace referencia a la capacidad, los flujos de masa, cantidad de tanques de cloro, a la forma de inyección de desinfectante que deben establecerse para suplir la demanda de cloro que requiere el agua a tratar para remover los microorganismos presentes.

6.3.1.1. Flujo de masa

El flujo de masa hace referencia a la cantidad de masa que entra al sistema de cloración durante determinado tiempo. Para determinarlo se realiza el producto entre la dosis de cloro que debe quedar en el sistema (D) y el caudal de diseño (Q).

$$F = D \; X \; Q$$

6.3.1.2. Forma de aplicación de la dosis con el número de tanques de cloro

Inicialmente se debe decidir la capacidad de los tanques de cloro que se van a usar en cada una de las plantas de tratamiento. Esto con el fin de determinar el máximo flujo de masa que se puede obtener de cada cilindro. A partir de lo cual, se determina la cantidad de cilindros (tanques) de cloro necesarios para suplir la demanda.

Esto se consigue aproximando al entero mayor la razón entre el flujo de masa (F) y el flujo de masa máximo que se puede obtener del cilindro $(f_{máx})$.

$$N_T = \frac{F}{f_{máx}}$$

6.3.1.3. Flujo de aplicación

Una vez se calcula el número de tanques de cloro necesarios para suplir la demanda para un caudal determinado, debe calcularse el flujo de aplicación real que suministra cada uno de los cilindros de cloro. Esto teniendo presente que, en todo el tiempo de aplicación el flujo de masa de salida de los cilindros es el mismo.

Su cálculo se limita a determinar el valor de la razón entre el flujo de masa (F) y el número de cilindros de cloro (f_a).

$$f_a = \frac{F}{N_T}$$

6.3.1.4. Número de tanques de almacenamiento de cloro

Teniendo en cuenta que cada cierta cantidad de tiempo se deben estar reponiendo los cilindros de cloro que se van usando para hacer la desinfección del agua. Se debe determinar a partir de un tiempo de reposición la cantidad de tanques de cloro que deben tenerse almacenados.

Esto se consigue dividiendo el flujo de aplicación de cada cilindro de cloro (f_a) entre la capacidad de estos (C), y multiplicando el resultado por el tiempo de reposición (tr), como se muestra a continuación.

$$N_{TA} = \frac{f_a \; X \; tr}{C}$$

Una vez se establece esto, se puede determinar la cantidad de grupos de cilindros que estarán en funcionamiento durante cierto periodo de tiempo, cuales estarán almacenados para su posterior uso, y cada cuanto tiempo se tienen que cambiar todos los cilindros.

6.3.2. Tanque de contacto

El diseño del tanque de contacto se realiza con el propósito de definir la capacidad o volumen que debe tenerse para cumplir cierto tiempo de retención, y con ello garantizar que el cloro surta efecto en la inactivación de microorganismos.

La idea de los sistemas de contacto es que permitan transcurrir un tiempo suficiente para que la desinfección de forma adecuada.

6.3.2.1. Tasa de mortalidad de microorganismo – Ley de Chick Watson

La reducción de gérmenes/microorganismos se puede obtener tanto por medios físicos como por medios químicos. En el caso en el que se hace uso de reactivos químicos, la velocidad de inactivación puede expresarse como una función que establece que la rapidez con disminuye la cantidad de microorganismos es proporcional al número de ellos, denominada la Ley de Chick Watson (basada en el tiempo de contacto). Cuya función matemática se muestra a continuación:

$$\frac{dN}{dt} = -KN$$

Donde: K = constante de velocidad de reacción para un desinfectante determinado, N = Numero de microorganismos vivos en cierto instante, y t = Tiempo de contacto entre el microorganismo y el desinfectante.

Al integrarse la ecuación mostrada anteriormente se tiene que:

$$Ln\left(\frac{N_t}{N_o}\right) = -Kt$$

Donde: N_t = número de microorganismos luego de transcurrido el tiempo de contacto, y N_o = número de microorganismos vivos al inicio del proceso.

La evaluación de la reducción de microorganismos se expresa generalmente en logaritmos decimales en lugar de remoción porcentual. El equivalente de remoción porcentual a logaritmos decimales corresponde con:

$$X = Log\left(\frac{1}{1-R}\right)$$

Donde: X son las unidades Log de remoción y R la fracción de remoción.

La conversión de remociones porcentuales en unidades Log, corresponde al número de nueves de la remoción porcentual que se busca conseguir. Así por ejemplo, cuando se

habla de remoción de 2 Log, 3 Log, etc., se refiere a que se pretende conseguir remociones del 99 y 99.9% respectivamente. Como se muestra a continuación.

$$\text{Si R} = 90\%, \text{entonces, Log}\left(\frac{1}{1-0.9}\right) = 1\ \text{Log}$$

$$\text{Si R} = 99\%, \text{entonces, Log}\left(\frac{1}{1-0.99}\right) = 2\ \text{Log}$$

$$\text{Si R} = 99.9\%, \text{entonces, Log}\left(\frac{1}{1-0.999}\right) = 3\ \text{Log}$$

6.3.2.2. Determinación del parámetro concentración – tiempo (CT)

El parámetro de diseño y por tanto la variable más importante del proceso de desinfección, es el producto de la concentración de desinfección por el tiempo de retención (CT), ya que al aumentar una y la otra mantenerse constante, la eficiencia en la desinfección aumenta.

De acuerdo con la ecuación de Watson (basada en la concentración y deducida de la Ley de Chick Watson), cuando la turbiedad es baja, la reacción es de orden 1 y la ecuación que puede describir el parámetro concentración – tiempo es:

$$\text{K} = \text{C x T}$$

Donde: K es la constante de inactividad,C la concentración de desinfectante y T el tiempo de retención.

Tanto la resolución 0330de 2017 como la RAS 2000, presentan unas tablas de remoción para Log 2, Log 3 y Log 4 (RAS 2000), a partir de las cuales se puede determinar dicho parámetro al conocer la dosis de cloro, el pH y la temperatura del agua.

6.3.2.3. Tiempo de contacto

Una vez se conoce el parámetro CT a partir de lo establecido en la Resolución 0330 de 2017, se puede estimar el valor del tiempo de contacto a partir de la ecuación de Watson.

$$\frac{\text{K}}{\text{C}} = \text{T}$$

Donde: K correspondería al valor CT determinado a través de la normatividad,C la concentración de desinfectante o dosis de cloro y T el tiempo de contacto.

6.3.2.4. Volumen del tanque

El volumen mínimo requerido por la planta de tratamiento se determina a partir del producto entre el tiempo de contacto (T) y del caudal a tratar (Q).

$$\text{V} = \text{Q x T}$$

6.3.2.5. Ancho de los canales

La determinación de este ancho se realiza con base en condiciones de mantenimiento, ya que debe haber espacio suficiente como para que una persona pueda entrar y desplazarse con relativa facilidad. Así mismo, se determina buscando que en la sección transversal de los canales se tenga la velocidad mínima del agua.

6.3.2.6. Cantidad de tabiques

El cálculo de la cantidad de tabiques se realiza a través de la iteración. Esto se debe a que a pesar de que con el dimensionamiento del tanque (con base en el volumen mínimo requerido) y el ancho de los canales, se podría definir con facilidad la cantidad, se debe calcular el volumen útil real del tanque descontando el volumen ocupado por los tabiques, con que posteriormente se debe redefinir la longitud total del tanque.

De esta manera, una vez se alcanza el volumen útil y el tiempo de retención mínimos requeridos, se obtiene la cantidad de tabiques necesarios en el tanque.

6.3.2.7. Longitud de la trayectoria del flujo

Para poder determinar el número de dispersión, se debe determinar inicialmente cual la trayectoria que sigue la partícula de agua. En este caso se asumen que los cambios de dirección, el agua no sigue trayectorias rectas, sino que sigue trayectorias elípticas (dependiendo del ancho del canal entre tabiques, del espesor del tabique y la distancia desde la punta del tabique y el muro del tanque).

6.3.2.7.1. Longitud de las curvas

Se determina que la trayectoria que una partícula de agua sigue en los tanques de contacto se asemeja al arco de una elipse, puesto que la distancia entre el tabique y el muro, y el ancho de tabique más la mitad del espesor del tabique no son iguales en la mayoría de los casos. De manera que, sabiendo que la longitud de una elipse es aproximadamente:

$$L_e = \pi\,[3(A + B) - \sqrt{(3A + B)x(A + 3B)}]$$

Donde A y B corresponden a los semiejes de la elipse.

Como se puede ver en la figura 11, dichos semiejes pueden asociarse a la mitad de la longitud entre el borde del muro y la punta del tabique, y a la mitad de la longitud entre tabiques (ancho del canal) más la mitad del espesor del tabique.

De modo que se tendría que:

n es la cantidad de tabiques.
e es el espesor del tabique.
b es el ancho del canal entre tabiques.

a es la distancia desde la punta del tabique y el muro del tanque.

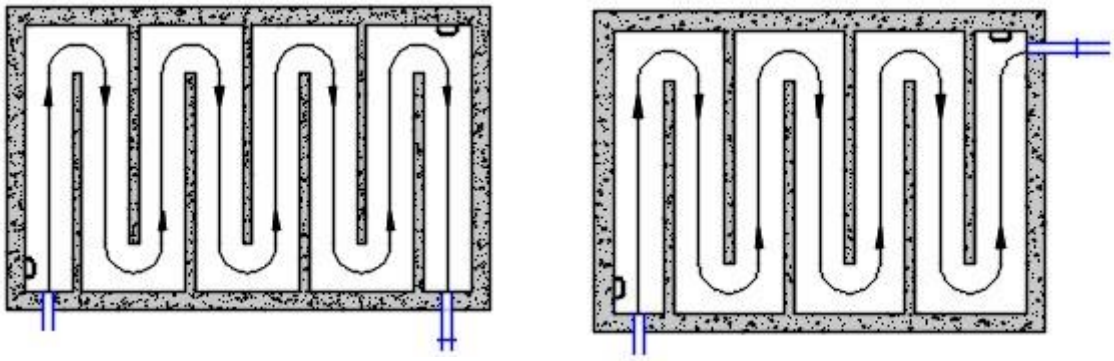


Figura 11. Trayectoria seguida por una partícula de agua.
Izquierda: Para una trayectoria en la que las tuberías de entrada y salida son paralelas. Derecha: Para una trayectoria en la que las tuberías de entrada y salida son perpendiculares.

- Para tanques en los que las tuberías salen y entran paralelamente.

De la figura 11 se puede ver que la cantidad de curvas que se tienen en la trayectoria de la partícula de agua es equivalente a la mitad de los tabiques. Es decir, que por cada tabique se tiene media curva de una elipse.

Por lo que, para los tanques en los que las tuberías salen y entran paralelamente se tiene la ecuación mostrada a continuación.

$$L_e = \left(\frac{\pi n}{2}\right)\left\{3\left[\frac{a}{2}+\frac{1}{2}(b+e)\right]-\sqrt{\left[\frac{3a}{2}+\frac{1}{2}(b+e)\right]x\left[\frac{a}{2}+\frac{3}{2}(b+e)\right]}\right\}$$

- Para tanques en los que las tuberías no salen y entran paralelamente.

A diferencia del caso anterior, en este la trayectoria total tiene una curva adicional que equivale a un cuarto de la longitud de una elipse. Es así, que para los tanques en los que las tuberías salen y entran perpendicularmente se tiene la ecuación mostrada a continuación.

$$L_e = \pi\left(\frac{2n+1}{4}\right)\left\{3\left[\frac{a}{2}+\frac{1}{2}(b+e)\right]-\sqrt{\left[\frac{3a}{2}+\frac{1}{2}(b+e)\right]x\left[\frac{a}{2}+\frac{3}{2}(b+e)\right]}\right\}$$

6.3.2.7.2. Longitud total de la trayectoria

Una vez se tiene la longitud de las curvas, para determinar la longitud total, se suman a dicha longitud las longitudes de las rectas en los canales. Obteniendo:

Para tanques en los que las tuberías no salen y entran paralelamente.

$$L_T = (n+1)L + a + \pi\left(\frac{2n+1}{4}\right)\left\{3\left[\frac{a}{2}+\frac{1}{2}(b+e)\right]-\sqrt{\left[\frac{3a}{2}+\frac{1}{2}(b+e)\right]x\left[\frac{a}{2}+\frac{3}{2}(b+e)\right]}\right\}$$

Para tanques en los que las tuberías salen y entran paralelamente.

$$L_T = (n+1)L + 2a + \left(\frac{\pi n}{2}\right)\left\{3\left[\frac{a}{2}+\frac{1}{2}(b+e)\right] - \sqrt{\left[\frac{3a}{2}+\frac{1}{2}(b+e)\right] x \left[\frac{a}{2}+\frac{1}{2}(b+e)\right]}\right\}$$

Para ambos casos, la longitud L corresponde a la longitud interna del tanque en el sentido del largo de los canales menos dos veces la distancia desde la punta del tabique y el muro del tanque. Es decir que el valor de L no coincide con el largo de los tabiques, sino con el largo de los tabiques menos el valor de (a).

6.3.2.8. Numero de dispersión

Según lo establecido en la EPA (1986), Trussell y Chao proponen que un numero de dispersión igual a 0.01 es un límite inferior práctico que se debe alcanzar para optimizar el rendimiento hidráulico de los tanques de contacto de cloro. Esto debido a que el rendimiento del tanque disminuye cuando la dispersión es mayor. Así mismo, establecen que la dispersión en un tanque puede definirse a partir de la ecuación mostrada a continuación.

$$d = 1.15 \text{ x } \left(\frac{L_T}{b}\right)^{-1.13}$$

Donde: d es el número de dispersión, L_T es la longitud de la trayectoria del agua, y b es el ancho de los canales entre tabiques paralelos.

Su importancia se fundamenta en el hecho de que al tener una dispersión menor se garantiza que los cortocircuitos que se puedan presentar en los tanques de contacto sean menores a los esperados, junto con la implementación de media cañas en los bordes.

6.3.2.9. Velocidad media del agua

La velocidad media del agua (v) está definida como la relación entre el caudal y el área de la sección transversal de los canales que componen el tanque de contacto (A).

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b \text{ x } h}$$

6.3.2.10. Tiempo de retención efectivo

El tiempo de retención o de contacto efectivo del tanque, se puede calcular de dos maneras. La primera de ella consiste en determinarlo a partir de las dimensiones dadas al tanque de contacto menos el volumen de los tabiques y el caudal de diseño. La segunda a partir de la trayectoria aproximada de la partícula de agua y la velocidad media del agua.

$$\frac{V}{\equiv} T \quad (\text{con caudal}) \qquad\qquad T = \frac{L}{T} \quad (\text{con velocidad})$$
$$Q \qquad\qquad\qquad\qquad v$$

6.3.2.11. Altura de la lámina de agua

El fundamento principal que se establece para los tanques de contacto es que al quererse que el flujo funcione a flujo pistón, debe permitirse que en todos los casos el tanque funcione a flujo libre. Por esta razón, desde la entrada de agua al tanque desde las tuberías la altura de la lámina de agua debe ser inferior al 80% del diámetro de la tubería, es decir, que no es recomendable que se permita que el área mojada de la tubería corresponda con el área de la tubería en ningún caso. Lo anterior, debido a que en caso de que la tubería funcionara a presión podrían tenerse problemas de contraflujo en dirección a la cisterna que existe actualmente.

Debe tenerse presente que debe hacerse una revisión de la altura de la lámina de agua bajo condiciones de operación, puesto que la altura de la lámina de calculada es bajo la condición del caudal de diseño.

6.3.2.12. Material de los tanques de contacto

En el caso de los tanques de contacto deberá usarse concreto reforzado tanto para las paredes del tanque como los tabiques que se han dispuesto internamente para generar las divisiones. Sin embargo, debido a las propiedades corrosivas del cloro, deberá disponerse de un material que funcione como impermeabilizante, de manera que las paredes del tanque no tengan contacto directo con el agua, consideración que deberá tenerse en cuenta en el diseño estructural.

En el caso de elementos como las escaleras que permiten la entrada y salida del tanque, se debe hacer uso de acero galvanizado, para evitar que el cloro genere efectos corrosivos en las barras.

6.3.2.13. Material de las tuberías de entrada y salida

Debido a la existencia de tuberías de conducción desde los procesos de filtración y hacia la red de distribución, debe mantenerse en la medida de lo posible tanto tuberías como accesorios acordes con las tuberías existentes.

6.3.3. Tuberías y estructuras complementarias

Se debe realizar el cálculo hidráulico de las tuberías de entrada (agua filtrada) y salida (agua desinfectada) para cada uno de los tanques de contacto, así como de los mecanismos de control hidráulico como orificios o vertederos. Estos últimos, como medida preventiva en caso de que los macromedidores no funcionen, teniendo en cuenta que contienen piezas mecánicas o eléctricas que en cualquier momento pueden fallar, y cuya reparación o recambio puede tomar tiempo.

Para controlar el flujo se plantea utilizar mecanismos de control hidráulico a salida de cada tanque de contacto, mientras que a la entrada se plantea que las tuberías lleguen directamente a este.

6.3.3.1. Orificios

Los orificios son utilizados para medir el caudal que sale de un recipiente o que pasa a través de una tubería. Al igual que en los vertederos, se los tiene de pare delgada y de pared gruesa.

$$Q = C_d \text{ x } A_o\sqrt{2gh}$$

Donde:

Q = Caudal en m^3/s.

C_d = Coeficiente de descarga, que es igual al producto entre el coeficiente de velocidad y de contracción.
A_o= Área del orificio.
h = Altura de la lámina de agua o carga hidráulica.

Para orificios de vena libre (como las que se presentan en los tanques), el coeficiente de descarga es igual a 0.61, mientras que el de velocidad y de contracción equivalen a 0.985 y 0.62 respectivamente. Es decir que, que la ecuación que rige el flujo es la mostrada a continuación.

$$Q = 0.61A_o\sqrt{2gh}$$

Es este caso, se hace uso de orificios circulares de tubo, puesto que el agua no sale a la superficie.

6.3.3.2. Vertederos

Para realizar el control a la salida del tanque de velocidad, caudal y cota de la lámina de agua, se hace uso de vertederos rectangulares y triangulares (en el caso de la PTAP Alto del Águila). En el caso de los vertederos rectangulares, se hace uso de la fórmula de Theodore Rehbock, de acuerdo con lo indicado por Marbello P, R (1997).

Vertedero rectangular.

$$Q = \frac{2}{3}(0.605 + \frac{1}{1100h} + \frac{h}{12P})\ bh\sqrt{2gh}$$

Vertedero triangular.

$$Q = \frac{8}{15} C_d\sqrt{2g}\ \tan(\frac{\theta}{2})\ h^{5/2}$$

Donde:

Q = Caudal en m^3/s.

h = Altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero.
P = Altura de la cresta con respecto al fondo del tanque de contacto.

C_d = Coeficiente de descarga, que para vertederos triangulares equivale a 0.593, si $\theta = 90°$, y 0.05 m ≤ h ≤ 0.25m.

$\theta =$ Ángulo en el vértice de la escotadura del vertedero.

Luego de los vertederos se dispone de una cámara que almacena el agua desinfectada para luego dirigirla a las tuberías que finalmente llegan a los tanques de almacenamiento.

6.3.3.3. Tuberías

Debido a que se tienen condiciones existentes dentro de la planta de tratamiento, se trata de mantener condiciones como pendiente, material y diámetro de las tuberías actuales (excepto en los casos en los que se haya realizado un estudio de optimización).

6.3.3.3.1. Pérdidas en las tuberías

Sabiendo que las pérdidas de energía que se presentan en las tuberías son debidas tanto a los accesorios como a la fricción generada entre el agua y las paredes de la tubería, se tiene que las pérdidas totales equivalen a la suma de las dos anteriores.

- Pérdidas por fricción: Para determinar estas pérdidas, se hace uso de la ecuación de Hazen – Williams, desarrollada a principios del siglo XX de forma empírica.

$$h_f = 10.674 \text{ x } \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} \text{x } D^{4.87}} \text{x } L$$

Donde h_f son las perdidas, Q el caudal, C el coeficiente de fricción de Hazen-Williams, D el diámetro de la tubería, y L la longitud total de la tubería.

Material	**Coeficiente de fricción de Hazen-Williams (C)**
Hierro fundido sin recubrimiento interno	130
Acero sin recubrimiento interno	120
PVC, PEAD	150
Acero galvanizado	120
Concreto (superficie rugosa)	120
Concreto centrifugado	130

Tabla 5. Coeficiente de fricción de Hazen – Williams para diferentes materiales.

En la tabla 5, se encuentran los coeficientes de fricción usados en la ecuación de Hazen – Williams para materiales comunes.

- Pérdidas por accesorios o localizadas: Son proporcionales a la carga de velocidad del fluido que pasa a través de una tubería. Por accesorios se conocen a todos aquellos elementos dentro del sistema que son diferentes a la tubería, tales como, uniones, codos, tees, válvulas, etc.

$$h_a = K\frac{V^2}{2g}$$

Donde h_a son las pérdidas por accesorios, K es el coeficiente de pérdida de carga del accesorio, y V es la velocidad del flujo dentro de la tubería.

7. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Las alternativas que se han considerado para solucionar los problemas de desinfección de cada una de las plantas de tratamiento de agua potable – PTAP que abastecen a los municipios de Zipaquirá, Cogua y Nemocón; se encuentran las siguientes:

- Implementar un sistema de desinfección basado en rayos ultravioleta (UV) adicional al tanque de contacto para remover la mayor parte de protozoos del tipo Giardia.
- Ubicación de los tanques de contacto dentro de los predios de cada una de las plantas de tratamiento.
- Inclusión de procesos de microfiltración para garantizar la remoción efectiva de microorganismos presentes en el agua cruda.
- Dimensionamiento de los tanques de contacto con base en ubicación y requerimientos hidráulicos, lo que puede generar en mayor o menor medida costos adicionales.

No se consideran otras alternativas que incluyan por ejemplo el uso de otro desinfectante, u otra tecnología de desinfección, ni la ubicación dentro predios que no sean propiedad de la EAAAZ E.S.P, debido a que dentro del alcance limita al diseño de tanques de contacto de cloro.

7.1. CRITERIOS PARA EVALUAR

De acuerdo con el alcance establecido como términos de referencia, se sabe que debe hacerse un análisis multicriterio, de modo que cada alternativa pueda estudiarse y cuantificarse desde los puntos de vista: técnico, predial, económico, financiero, institucional, social, ambiental, riesgos sanitarios y costos de inversión, y operación y mantenimiento.

Sin embargo, debido a que es la misma institución la que se encargará de realizar la contratación para la construcción, a que de una u otra manera la sociedad se verá involucrada positivamente (debido a que mejorará la calidad del agua para consumo humano), y a que los predios en todos los casos pertenecen a la EAAAZ E.S.P., no se tendrán en cuenta estos criterios para determinar la alternativa más viable.

Como se muestra más adelante, todas las alternativas planteadas se encuentran dentro de los predios de la EAAAZ E.S.P. (ya que se encuentran dentro del cerramiento de las plantas), exceptuando las de la PTAP Galán. Sin embargo, de acuerdo con la información catastral del Geoportal del IGAC, la planta se ubica en el predio Minas de la Calera con código predial número 25899000000070206000, como se observa en la figura 12, con lo que se sabe que el proyecto del tanque de cloro, se ubica sobre el mismo predio.

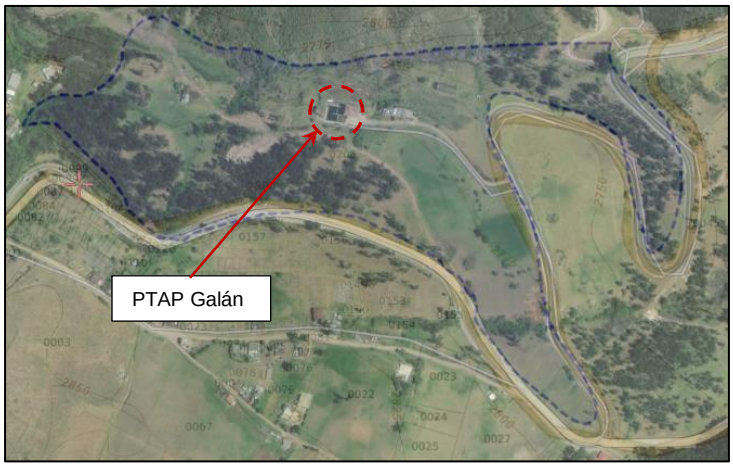


Figura 12. Localización de la PTAP en predio Minas de la Calera.
Fuente: Propia con base en información del IGAC y Satellite World Map.

En el caso de la PTAP Alto del Águila se encuentra en el predio con código predial 25899000000080030000, mientras que la PTAP Regional, se encuentra en el predio con código predial 25200000000060236000.

7.1.1. Porcentajes de ponderación y calificación

Para realizar el análisis multicriterio, inicialmente se debe determinar los porcentajes de ponderación que tendrán cada uno de los ítems a evaluar. Esto porque en proyectos de infraestructura siempre se presenta que no todos los puntos de vista tienen el mismo peso relativo a la hora de definir la viabilidad de una u otra alternativa, por lo que en la tabla 6 se presenta la ponderación que se le ha asignado a cada criterio a evaluar.

Criterio para evaluar	Ponderación
Técnico	0.3
Económico	0.1
Financiero	0.2
Ambiental y riesgos sanitarios	0.1
Costos de inversión	0.1
Operación y mantenimiento	0.2
TOTAL	1

Tabla 6. Criterios y ponderación para selección de alternativas.

De acuerdo con lo anterior, para cada uno de los ítems o criterios a evaluar, se le deben asignar unos valores dependiendo del efecto que se tenga en cada una de las alternativas. En este caso, el valor que se le asigna considera la repercusión positiva o negativa que tiene el ítem en la alternativa, lo cual puede verse en la tabla 7.

Efecto (Repercusión)	Calificación
Positiva	3
Indiferente	2
Negativa	1

Tabla 7. Calificaciones adoptadas para evaluación de alternativas.

Así, entre mayor valor al final de la ponderación una alternativa, indicara que esta es la mejor opción dentro de las alternativas planteadas.

7.2. ALTERNATIVAS CONSIDERADAS EN LA PTAP - REGIONAL

De acuerdo con las características del agua, el actual sistema de desinfección, la futura ampliación que se pretende hacer de la planta de tratamiento y los términos de referencia del presente contrato, se proponen las siguientes alternativas:

Alternativa 1: Diseñar y construir un tanque de contacto en el costado nororiental de las tuberías de salida (que distribuyen el agua tratada entre los municipios de Cogua, Nemocón y Zipaquirá); cuya tubería de entrada estará conectada al tanque de distribución existente. Se proyecta que desde el tanque de contacto se distribuya directamente el agua a cada municipio, es decir, que se propone conectar las 5 tuberías de conducción a través de codos con el tanque contacto.

Alternativa 2: Se propone diseñar y construir el tanque de contacto de la misma manera (volúmenes y dimensiones internas) que en el caso de la alternativa 1, así como su ubicación y tubería de entrada. Sin embargo, se proyecta que del tanque salga una tubería de 30 pulgadas que se conecte los vertederos de los cuales posteriormente se distribuye el agua a las tuberías de cada municipio.

Nota 1: Aunque se dispone de espacio en el costado noroccidental de la planta, sería inviable ubicar el tanque de contacto en ese sector puesto que se requeriría una gran cantidad de tubería y a que las tuberías que conducen el agua tratada al tanque de almacenamiento se encuentran en el costado opuesto.

Nota 2: En ambos casos se prevé un desagüe que se conectara a los pozos de alcantarillado dentro del predio.

7.2.1. Síntesis de alternativas y alternativa seleccionada

Para cada una de las alternativas se va a realizar un análisis comparando las alternativas desde los diferentes puntos de vista.

a. Técnico: El funcionamiento hidráulico del tanque de contacto se ve afectado en el caso en el que se dejan como salidas las tuberías. Esto debido a que en el año en el que se construya el tanque de contacto, este no recibirá el caudal de diseño, por lo que al mantener las mismas tuberías y llegar a tener un mayor caudal, se incrementa la

velocidad y por ende se podrían producir problemas de erosión dentro de la tubería. Además de que se presentarían interferencias en las conexiones entre las tuberías de salida del tanque y las tuberías existentes.

Con base en lo anterior, se incurriría tanto en un mayor costo por las conexiones requeridas entre tuberías y accesorios, como en un desuso de los canales y vertederos existentes.

Mientras que, en el segundo caso, al tener vertederos y canales, se puede hacer un control con mayor detalle de los requerimientos hidráulicos tanto del tanque como de las conducciones.

b. Económico: En ambos casos se requieren hacer las mismas excavaciones y emplear el mismo costo para construir el tanque y sistema de cloración. Sin embargo, la implementación de tuberías a salida genera el desuso de los canales y vertederos actuales, o hasta cierto punto su demolición.

c. Financiero: Debido a que es la EAAAZ E.S.P. la que debe gestionar los recursos para el proyecto, y a que ambas alternativas son relativamente comparables en costos, a ambas alternativas se le da la calificación de 2.

d. Ambiental y riesgos sanitarios: Los efectos ambientales generados son mayores en la alternativa No. 1, ya que, aunque se requieren hacer las mismas intervenciones en el terreno, en las obras de adecuación se podrían generar mayor cantidad de escombros.

e. Costos de inversión: En el caso de la primera alternativa se requieren mayores costos de inversión puesto que deben desmontarse tuberías, poner nuevas y en el peor de los casos hacer demoliciones de estructuras existentes que pueden utilizarse. Sin embargo, como ambas alternativas implican costos comparables, la alternativa No. 1 tendrá un valor de 2.

f. Operación y mantenimiento: En ambos casos, debido a las dimensiones del tanque se puede hacer un fácil mantenimiento, debido en parte a los desagües contemplados para hacer la limpieza. De la misma manera, la operación del sistema de cloración permite que sea sencillo de entender y manejar.

Criterio para evaluar	Ponderación	Alternativa 1	Alternativa 2
Técnico	0,3	1	2
Económico	0,1	1	2
Financiero	0,2	2	2
Ambiental y riesgos sanitarios	0,1	1	2
Costos de inversión	0,1	2	3
Operación y mantenimiento	0,2	3	3
		1,70	**2,30**

Tabla 8. Calificación de alternativas PTAP Regional.

7.2.1.1. Alternativa seleccionada

Con base en lo identificado en el apartado anterior, y en lo obtenido en la tabla 8, se puede determinar que la alternativa de solución que por diferentes conceptos es la más viable, es la número 2. Por ello, en la figura 13 se procede a dejar un esquema de la ubicación y elementos que se incluirán dentro de la construcción del tanque de contacto.

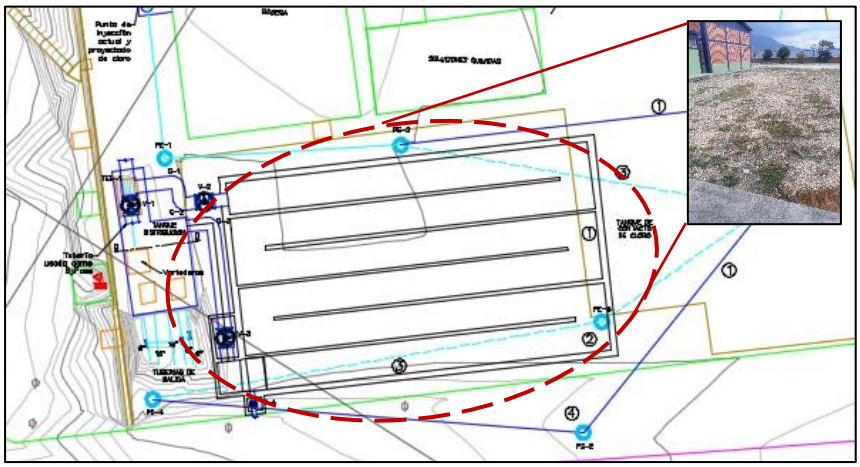


Figura 13. Ubicación del tanque de contacto en el predios de la PTAP – Regional.

7.3. ALTERNATIVAS CONSIDERADAS EN LA PTAP – GALÁN

De acuerdo con las características del agua, el actual sistema de desinfección, y los términos de referencia del presente contrato, se proponen las siguientes alternativas:

Alternativa 1: Diseñar y construir un tanque de contacto rectangular en el norte de la oficina fuera del cerramiento afectando solamente las tuberías en las zonas donde se ubica la estructura. Considerando que el protozoo Giardia y Cryptosporidium puede tratarse en el tanque de contacto.

Alternativa 2: Diseñar y construir un tanque de contacto rectangular en el norte de la oficina fuera del cerramiento afectando solamente las tuberías en las zonas donde se ubica la estructura. Considerando que la presencia del protozoo Giardia y Cryptosporidium puede ser tratado en un sistema más eficiente de filtración.

Nota 1: En el dimensionamiento interno de los tanques (para el mismo volumen), se revisaron los anchos de canal, puesto que dejar el ancho bajo garantizaba tener velocidades mayores para disminuir la sedimentación. Al final se optó por dejar anchos mayores de manera que se pudiera hacer un mantenimiento efectivo del tanque.

Sin embargo, estas consideraciones no se tuvieron en cuenta como una alternativa adicional puesto que estas no se revisaron para una alternativa aislada, sino que se revisaron para la alternativa No. 2, obteniendo que el cambio en términos económicos, y financieros no eran apreciables.

Nota 2: No se tiene en cuenta una alternativa en la que la ubicación del tanque sea otro, puesto que de inmediato se evidencia la inviabilidad de esta, al requerir mayores cantidades de tubería, y en algunos casos mayores volúmenes de relleno.

Nota 3: No se considera dentro de las alternativas el uso de tecnología de radiación con rayos ultravioleta, puesto que su aplicación es viable en caudales inferiores a 15 L/s, en parte por su consumo energético y la alta inversión inicial y de mantenimiento.

7.3.1. Síntesis de alternativas y alternativa seleccionada

Para cada una de las alternativas se va a realizar un análisis comparando las alternativas desde los diferentes puntos de vista.

a. Técnico: La alternativa 1 genera un requerimiento de volumen superior (35%) comparado con el de la alternativa 2, al mantener la misma dosis de cloro. Genera mayores requerimientos del tiempo de retención, sin contar que no garantiza la remoción de los protozoos Giardia y Cryptosporidium (debido a que estos son más resistentes al cloro y generan una coraza).

b. Económico: En la alternativa 1 se requiere hacer mayores excavaciones y rellenos, mayores cantidades de concreto. Sin embargo, la alternativa 2 requiere la optimización del proceso de filtración. Por lo que ambos se califican como 2.

c. Financiero: Las dos alternativas costos considerables que deben ser asumidas por las entidades del estado. Sin embargo, el costo de la alternativa 2 puede ser elevado comparando el caudal tratado. Por esta razón la alternativa 1 se califica como 2, mientras que la 1 con 1.

d. Ambiental y riesgos sanitarios: En el caso de la alternativa 1 se tienen que implementar obras civiles que generan un impacto importante. Sin embargo, al implementar la alternativa 2 se tienen mayores riesgos debido a los químicos o sustancias adicionales que deben usarse como insumo para realizar mantenimiento en los procesos de filtración, adicionado a los mismos efectos que causa la alternativa 1.

e. Costos de inversión: Indudablemente la segunda alternativa genera costos adicionales debido a la optimización de los procesos de filtración, aunque esto puede ser compensado en el uso de los sistemas de cloración adicionales y a los requerimientos de espacio y obras del tanque de contacto.

f. Operación y mantenimiento: Comparando ambas alternativas, el mantenimiento podría ser más intensivo en el caso de la segunda alternativa, al tenerse que revisar periódicamente las unidades optimizadas de filtración, para impedir la proliferación de quistes de Giardia y Cryptosporidium.

Criterio para evaluar	Ponderación	Alternativa 1	Alternativa 2
Técnico	0,3	1	3

Económico	0,1	2	2
Financiero	0,2	2	1
Ambiental y riesgos sanitarios	0,1	2	1
Costos de inversión	0,1	2	2
Operación y mantenimiento	0,2	2	1
		1,70	**1,80**

Tabla 9. Calificación de alternativas PTAP Galán.

7.3.1.1. Alternativa seleccionada

De acuerdo con lo obtenido en la tabla 9, se identifica que la alternativa cuya viabilidad es mayor, es la alternativa No. 2, debido a las razones expuestas anteriormente. Con esto claro, en la figura 14, se muestra la ubicación y dimensionamiento general del tanque de contacto.

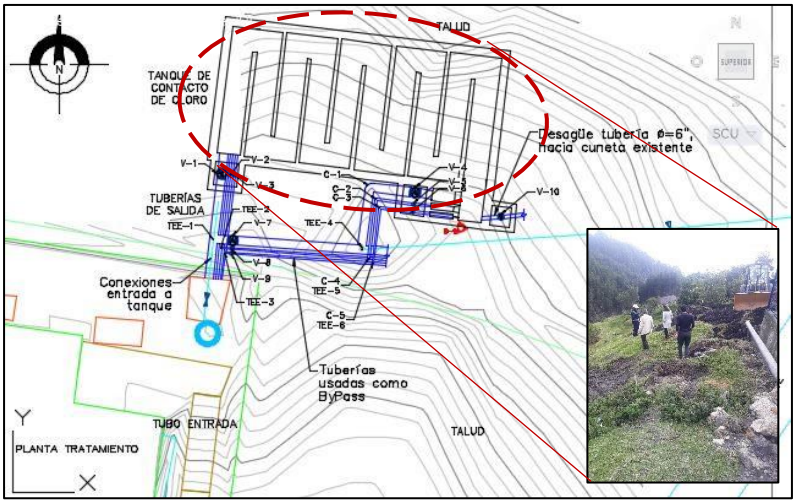


Figura 14. Ubicación del tanque de contacto en el predios de la PTAP – Galán.

7.4. ALTERNATIVAS CONSIDERADAS EN LA PTAP – ALTO DEL ÁGUILA

Al igual que la PTAP Galán, con base en las características del agua, el actual sistema de desinfección, la presencia de Giardia y los términos de referencia del presente contrato, se proponen las siguientes alternativas:

Alternativa 1: Diseñar y construir un tanque de contacto rectangular en el suroccidente de los tanques de filtración reubicando la tubería de salida. Considerando que la presencia del protozoo Giardia y Cryptosporidium puede ser tratado en un sistema más eficiente de filtración, como una optimización de los filtros (como filtros de arena, o de flujo lento).

Alternativa 2: Diseñar y construir un tanque de contacto rectangular en el suroccidente de los tanques de filtración reubicando la tubería de salida. Considerando la presencia del protozoo Giardia y Cryptosporidium puede tratarse en el tanque de contacto.

Alternativa 3: Diseñar y construir un tanque de contacto rectangular en el suroccidente de los tanques de filtración reubicando la tubería de salida. Considerando que la presencia del protozoo Giardia y Cryptosporidium puede ser tratado en un sistema de desinfección como radiación por rayos ultravioleta.

Nota 1: En el dimensionamiento interno de los tanques (para el mismo volumen), se revisaron los anchos de canal, puesto que dejar el ancho bajo garantiza tener velocidades mayores para disminuir la sedimentación. De modo que al final se optó por dejar anchos bajos de manera que se pueda garantizar una velocidad mínima para el caudal de diseño, y con ello reducir el mantenimiento exhaustivo a largo plazo.

Nota 2: No se tiene en cuenta un proceso de microfiltración, puesto que de acuerdo con la consulta realizada con diferentes proveedores, para caudales como este, el uso de reactivos para la limpieza de las membranas hace que los costos de mantenimiento y de inversión (para cambio de membrana) se eleven.

7.4.1. Síntesis de alternativas y alternativa seleccionada

Para cada una de las alternativas se va a realizar un análisis comparando las alternativas desde los diferentes puntos de vista.

a. Técnico: En el caso de la alternativa 2 se tiene el mismo inconveniente presentado en la PTAP Galán, puesto que el uso de una dosis mayor no garantiza la remoción efectiva de Giardia, y si la garantiza se requieren volúmenes excesivos. En el caso de las alternativas 1 y 3 el objetivo de remoción se cumple. Esto si se garantiza que en la optimización de filtración, estos sean capaces de retener microorganismos de tamaño superior a 1µm.

b. Económico: En todos los casos se requieren hacer excavaciones, implementar el cambio de tuberías, construir tanques, entre otros. Sin embargo, en el caso de la tercera alternativa, se identifica que la implementación de rayos UV implica costos adicionales a los que se puedan tener en la planta, por la implementación de circuitos electrónicos.

c. Financiero: Las alternativas 1 y 3 requieren mayores inversiones, y por tanto mayores esfuerzos para construir y mantener en operación las plantas de tratamiento.

d. Ambiental y riesgos sanitarios: En cuanto a riesgos sanitarios todas las alternativas generan el mismo efecto, que es reducir casi en un 100% los microorganismos patógenos. Sin embargo, en cuestiones ambientales, la opción que menos contaminación podría producir es la 3, ya que no genera la necesidad de usar químicos adicionales y posibles vertimientos de estos en las fuentes superficiales cercanas al realizar el mantenimiento y operación del proceso (como si sucede con la primera alternativa).

   Además de que destruye a los microorganismos que sobreviven a la reacción de cloro, y no solamente los retira del agua como sucede en la alternativa 1. Sin embargo, las

alternativas 1 se puntúan con una calificación de indiferente, puesto la optimización de procesos de filtración no requiere la utilización de químicos, como si se debería hacer en optimizaciones con procesos de microfiltración.

En todos los casos se genera un vertimiento de agua tratada con cloro, una vez se haga la limpieza de los tanques de cloro.

e. Costos de inversión: Los sistemas basados en tecnologías de uso poco frecuente siempre tienden a ser mayores, es por esto por lo que en la caso de la alternativa 3, se tiene un problema, ya que, aunque es conocido en Colombia, su implementación se limita a tratar caudales menores a 1L/s. En el caso, de la optimización de filtración, la inversión se eleva comparativamente con respecto a la opción 2, debido a que en este caso los costos adicionales se ven reflejados en mayores excavaciones, volúmenes de concreto, dosificación de cloro, e inclusive la utilización de otros predios.

f. Operación y mantenimiento: El mantenimiento de la alternativa 2 suele ser más sencilla puesto que únicamente se deben priorizar los controles en la dosificación del cloro. Mientras que en la alternativa 3, se deberán estar revisando constantemente cada uno de los sistemas tubulares de los rayos UV, con el fin de garantizar que funcionen correctamente.

   En el caso de la primera opción, aunque revisar con mayor detalle el proceso de filtración (es decir, realizar mantenimiento periódico a los filtros) requiere un esfuerzo adicional, es importante resaltar que es una tecnología más conocida en el ámbito nacional, y por tanto su operación se vuelve más sencilla que la alternativa 3, pero más exigente que la alternativa 2.

Criterio para evaluar	Ponderación	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Técnico	0,3	3	1	3
Económico	0,1	2	2	1
Financiero	0,2	1	2	1
Ambiental y riesgos sanitarios	0,1	2	2	3
Costos de inversión	0,1	2	2	1
Operación y mantenimiento	0,2	1	2	1
		1,90	1,70	1,80

Tabla 10. Calificación de alternativas PTAP Alto del Águila.

7.4.1.1. Alternativa seleccionada

Finalmente, en el caso de la PTAP Alto del Águila, de la tabla 10 se puede encontrar que la alternativa que mejor está fundamentada es la No. 1, con todas las consideraciones mencionadas. Así mismo, se presenta la ubicación del tanque de contacto en la figura 15.

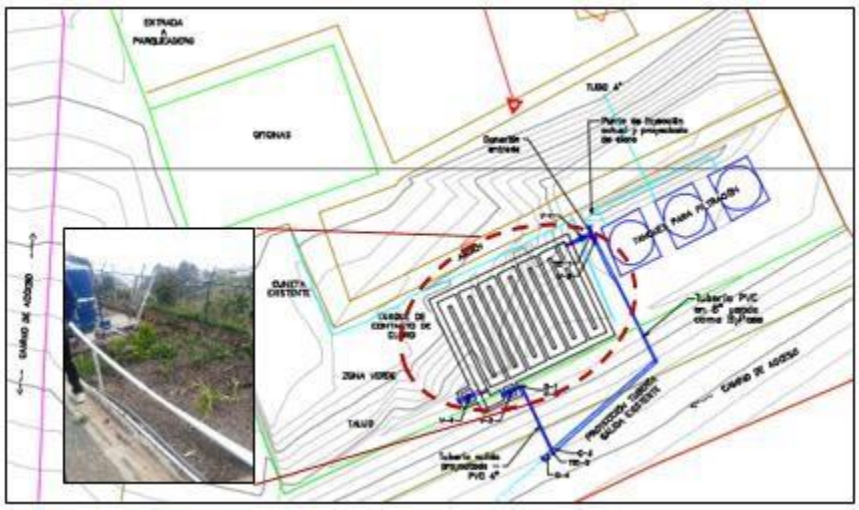


Figura 15. Ubicación del tanque de contacto en el predio de la PTAP – Alto del Águila.

8. DISEÑO DE LOS SISTEMAS Y ESTRUCTURAS DE DESINFECCIÓN

Para realizar el diseño tanto de los sistemas como de las estructuras de desinfección, se deben tener en cuenta los parámetros de diseño, la caracterización del agua y estado del sistema actual de desinfección, según lo mostrado en apartados anteriores.

De la tabla 4 se identifica que para el año 2040 se proyecta una demanda de 794 L/s entre los 3 municipios que abastecen las plantas Regional, Galán y Alto del Águila. Sin embargo, la capacidad proyectada de las 3 plantas de tratamiento (luego de efectuar cada una de las optimizaciones contempladas en estudios anteriores) es de 615 L/s. Por lo que se tendría un déficit de 179 L/s, que no podría ser considerados dentro del diseño de los tanques de contacto.

No obstante, dentro del dimensionamiento de los tanques de contacto se ha dejado una corta brecha, con el propósito de que en caso de requerirse un caudal mayor, pueda suplirse al menos en condiciones límite de operación. Es decir, que si se presentara que la planta manejara un caudal mayor al de diseño, los tanques funcionarían con el tiempo de retención y velocidades mínimas.

Adicionalmente, al realizar los diseños de los sistemas de desinfección (de acuerdo con lo establecido anteriormente) de cada una de las plantas de tratamiento, se tuvieron en cuenta las características y condiciones más críticas. Esto con el propósito de garantizar que en caso de que se presente la condición más desfavorable, la desinfección que se tenga sea eficiente y efectiva.

8.1. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE REGIONAL

8.1.1. Determinación del caudal de diseño

De acuerdo a la información primaria entregada por parte de la empresa EAAAZ ESP se determina que la PTAP Regional tiene una capacidad de tratamiento de 335 L/s, 185 L/s corresponden al caudal de diseño de la planta compacta aunque esta actualmente opera 150 L/s, y 150 L/s al de la planta convencional que opera a 185 L/s (es decir, 35 L/s adicionales al caudal de diseño).

Sin embargo, con base en el estudio de optimización para la planta convencional por la unión temporal ESICON, para llevarla de una capacidad de 185 L/s (con el que opera actualmente) a 330 L/s y mantener el caudal de diseño de la planta compacta en incluso 35 L/s de capacidad adicional, se tiene que el caudal de diseño total del sistema es de 550 L/s, este caudal se definido para el horizonte de diseño establecido por la unión temporal.

Debe tenerse presente, que ya se encuentra adelantado el Contrato de Obra PAF-ATF-114-2014 cuyo es la Construcción y Optimización del Sistema de Acueducto Urbano del Municipio de Zipaquirá. Además de que se encuentra en trámite la ampliación de la concesión de aguas del sistema Neusa a 525 L/s.

8.1.2. Diseño del sistema de cloración

Para realizar el diseño del sistema de cloración se debe tener en cuenta tanto los cilindros de cloro a usar, los requerimientos de desinfección y el diseño del sistema de inyección a implementar en la planta.

8.1.2.1. Inyección de cloro

Por facilidad, se asume que el punto donde se realizara la inyección de cloro es el lugar donde actualmente se realiza este proceso. Esto con el fin de garantizar de que no sea necesario la construcción de centros de acopio de los contenedores de cloro, y que pueda realizarse en un punto cercano. Así mismo, se hace con el fin de garantizar la sumergencia del inyector, y que así se asegure la mezcla rápida y homogénea del cloro gaseoso.

8.1.2.2. Determinación de la dosis de cloro

De acuerdo con lo estipulado en apartados anteriores y buscando que se cumplan los requerimientos normativos, se establece que se debe garantizar una dosis de cloro de 2.6 mg/L. De modo que también se cumpla con un tiempo de retención mínimo de 20 minutos.

Así mismo, el cloro residual libre se garantizaría luego de que el flujo de masa este en contacto con el agua y se supla la demanda. El cloro residual actual de 1.87 mg/L que se tiene en la planta disminuiría ya que el tiempo de contacto permitiría que una mayor cantidad de cloro reaccione con el agua a tratar, con lo que se cumpliría el rango estipulado por la Resolución 330 de 2017.

8.1.2.3. Cálculo del flujo de masa

Como se ha mencionado, el flujo de masa necesario por el sistema corresponde a:

$$F = 2.6\frac{mg}{L} \times 550\frac{L}{s} \times \left(\frac{1g}{1000\,mg} \times \frac{1Kg}{1000g} \times \frac{86400s}{1día}\right)$$

$$F = 123.552\frac{Kg}{día}$$

8.1.2.4. Forma de aplicación de la dosis con el número de contenedores de cloro

Una vez se ha calculado el flujo de masa requerido por el sistema, se debe calcular el número de contenedores de cloro que deben tenerse en uso, con base en el flujo de masa máximo que puede otorgar cada contenedor. En este caso, al usarse contenedores de tonelada, es decir de 907 Kg de capacidad, se establece por recomendación que el flujo máximo a extraer de cada uno sea de 180 Kg/día.

$$N_{T_{día}} = \frac{123.552\,\frac{Kg}{d}}{180\,\frac{Kg}{día}}$$

$$N_T = 0.686\ tanques$$

Sin embargo, la cantidad de tanques o contenedores de cloro no puede ser decimal. Por lo que se tiene que se requiere 1 contenedor.

8.1.2.5. Cálculo del flujo de aplicación

Ya que se calculó la cantidad de contenedores de cloro necesarios, se calcula el flujo de aplicación real que tendría que extraerse del contenedor. Esto con el fin de que no se exceda en cantidad y por tanto se aplique una dosis mayor a la necesaria.

$$f_a = \frac{123.552\,\frac{Kg}{d}}{\frac{ía}{1}}$$

$$f_a = 123.552\frac{Kg}{día}$$

Para dar una medida más sencilla de la cantidad de flujo aplicado al tanque de contacto, se establece que el flujo de aplicación es de 123.6 Kg/día.

8.1.2.6. Cálculo del número de tanques de almacenamiento de cloro

Sabiendo que los contenedores de cloro tienen un tiempo de uso de acuerdo con su capacidad y a el flujo de masa extraído de ellos por día, se sabe que deben tenerse almacenados dentro del mismo espacio tanques o grupos de cilindros o contenedores que

puedan ser reemplazados con facilidad. Esto con el fin de garantizar el menor contacto posible con estos debido a los riesgos que el cloro genera.

Se establece que se va a hacer una reposición de todos los contenedores cada mes. Por lo que el número de grupos de contenedores que deben tenerse en el sitio dispuesto para ello se muestra a continuación:

$$N_{TA} = \frac{123.552 \ \frac{Kg}{d\,ía} x \ 30 \ dias}{907 \ Kg}$$

$$N_{TA} = 4.09 \ tanques \ de \ almacenamiento$$

Es decir, que se requieren 5 tanques de almacenamientos de cloro (grupos de contenedores de cloro), lo que equivalen a 5 contenedores de cloro dentro de la zona de inyección de cloro.

Nota: Se calcula directamente con el flujo de aplicación calculado, aunque usar el de aplicación descrito no cambia la cantidad de tanques de almacenamiento requerido.

8.1.3. Diseño del tanque de contacto

Para determinar el volumen del tanque se tienen en cuenta tanto los criterios de diseño como las restricciones de espacio que se tenga en el predio, de acuerdo con la alternativa seleccionada.

8.1.3.1. Tasa de mortalidad de microorganismo – Ley de Chick Watson

No puede determinarse la cantidad de microorganismos que son eliminados en los procesos anteriores a la desinfección. Se sabe que la remoción coliformes es proporcional a la remoción de turbiedad, por lo que se opta por usar la turbiedad parámetro para definir el Log de remoción.

Sin embargo, no se usa la remoción de turbiedad como el valor que reemplace la remoción de coliformes puesto que no se garantiza que sea la remoción real y por ende podría sobredimensionarse el tanque. Sabiendo primero que, se plantea hacer una optimización a los procesos anteriores a la desinfección (con lo que se podría mejorar la remoción de coliformes) y que garantizar el parámetro CT se puede conseguir incrementando la dosis de cloro aplicado en el tanque.

En el caso de la PTAP Regional, al tenerse una turbiedad de 0.61 UNT durante el 95% del tiempo, se selecciona 2 Log de remoción con base en lo establecido en el parágrafo 2 del artículo 121 de la Resolución 0330 de 2017.

8.1.3.2. Determinación del parámetro concentración – tiempo (CT)

Con base en la dosificación estimada en apartados anteriores, en la inactivación esperada de microorganismos, en el pH, y la temperatura del agua; se determina a partir de la tabla 13 de la Resolución 0330 de 2017 el valor de la constante CT.

En este caso se obtiene una constante $K = 53 \ mg - min/L$.

8.1.3.3. Tiempo de contacto

Al calcularse el tiempo de contacto, se identifica que este al tenerse un tiempo de $20.385\ \text{min}$, este cumple con el mínimo exigido por la resolución.

$$\text{T} = \frac{53\ \text{mg} - \text{min/L}}{2.6\ \text{mg/L}} = 20.385\ \text{min}$$

8.1.3.4. Volumen del tanque

A partir del tiempo de contacto calculado anteriormente, se calcula el volumen mínimo del tanque de contacto.

$$\text{V} = 550\frac{\text{L}}{\text{s}}\ \text{x}\ 20.385\ \text{min}\ \text{x}\ \left(\frac{1\text{m}^3}{1000\ \text{L}}\ \text{x}\ \frac{60\ \text{s}}{1\ \text{min}}\right) = 672.692\ \text{m}^3$$

8.1.3.5. Dimensiones del tanque de contacto

Con base en restricciones de espacio que se tienen, se determinan las siguientes dimensiones del tanque de contacto:

Ancho interno (m)	12.400
Largo interno (m)	21.650
Altura de la lámina de agua (m)	2.800

Estas dimensiones fueron iteradas, de modo que no se sobredimensionara el tanque de contacto. Esto se hizo además, buscando cumplir con todos los parámetros de diseño.

8.1.3.6. Dimensiones de los tabiques y de los canales internos del tanque

Una vez se establecen las dimensiones del tanque, se establecen de igual manera las dimensiones de los tabiques y por ende de los canales.

Todas las dimensiones del tanque han sido iteradas en conjunto para cumplir con los parámetros de diseño.

Tabiques	
Cantidad de tabiques [n]	5
Espesor (m)	0.2
Largo del tabique (m)	19.75
Canales	
Cantidad de canales	6
Ancho del canal (m)	1.9

Por facilidad de construcción se opta por dejar la distancia de la punta del tabique al muro del tanque igual al ancho de los canales.

8.1.3.7. Volumen real del tanque

El volumen real del tanque equivale a calcular el volumen del tanque y restarle el volumen que ocupan los tabiques. Esto porque en ese espacio no hay circulación de agua.

$$\mathrm{V} = (12.4 \text{ x } 21.65 \text{ x } 2.8) - (5 \text{ x } 0.2 \text{ x } 19.75 \text{ x } 2.8)$$

$$\mathrm{V} = 751.688 \text{ m}^3 - 55.3 \text{ m}^3$$

$$\mathrm{V} = 696.388 \text{ m}^3$$

8.1.3.8. Longitud de la trayectoria del flujo

Para el cálculo de la trayectoria que aproximadamente seguiría el flujo en planta. Se hace uso de las dimensiones encontradas anteriormente.

$$L_T = 6x17.85 + 2x1.9 + \left(\frac{\pi x 5}{2}\right)\left\{3\left[\frac{1.9}{2} + \frac{1}{2}(1.9 + 0.2)\right] - \sqrt{\left[\frac{3x1.9}{2} + \frac{1}{2}(1.9 + 0.2)\right] x \left[\frac{1.9}{2} + \frac{3}{2}(1.9 + 0.2)\right]}\right\}$$

$$L_T = 126.62 \text{ m}$$

8.1.3.9. Numero de dispersión

Con base en los cálculos realizados anteriormente, se tiene que:

$$\mathrm{d} = 1.15 \text{ x } \left(\frac{126.62}{1.9}\right)^{-1.13} = 0.010$$

De esta manera se cumple a cabalidad este parámetro y se considera optimo el rendimiento hidráulico de la planta.

8.1.3.10. Velocidad media del agua

Para verificar que en fondo del canal no se presente sedimentación de sólidos, se calcula la velocidad en la sección transversal del canal.

$$\mathrm{av} = \frac{0.550 \text{ m}^3/\text{s}}{1.9 \text{ m x } 1.9 \text{ m}}$$

$$\mathrm{v} = 0.103 \text{ m/s} = 6.203 \text{ m/min}$$

Observando que la velocidad es mayor a 2 m/min, se puede garantizar el flujo dentro de los canales y baja sedimentación. Por lo tanto el mantenimiento que debe hacerse en el tanque es menor.

8.1.3.11. Tiempo de retención efectivo

El tiempo de retención o de contacto efectivo se calcula de las dos maneras mencionadas en numeral 6.3.2.10 del presente documento.

Considerando el volumen real del tanque

$$T = \frac{696.388\ m^3}{0.55\ m^3/s} = 1266.16\ s$$

$$T = 21.103\ min$$

Considerando la velocidad y la trayectoria del agua

$$T = \frac{126.62\ m}{6.203\ m/min} = 20.412\ min$$

De esta manera se verifica que las dimensiones del tanque permiten que para el caudal de diseño se tenga el tiempo de contacto mínimo establecido por la ley, al tener las condiciones del sistema de cloración definido anteriormente.

8.1.3.12. Borde libre

Para el tanque de la PTAP Regional se considera dejar un borde libre de 65 cm. Esto con el objetivo de que para cuando se realice una ampliación a la PTAP para suplir la demanda proyectada no suplida, no se tenga la necesidad de realizar la construcción de un nuevo tanque u optimizar el diseño de este, sino que se pueda usar este mismo, ajustando únicamente la dosis de cloro aplicada.

En caso de que se presente la situación antes mencionada, dentro de los estudios y diseños realizados para una ampliación en la que se supla el déficit mencionado en la sección 8, se deberá estudiar si la calidad del agua es lo suficientemente buena como para permitir una reducción del tiempo de contacto (al aumentarse la velocidad y mantener una altura constante), o la incidencia de que la tubería de entrada ya no trabaje a flujo libre sino que trabaje bajo la condición de tubería sumergida.

Lo anterior, debido a que por condiciones hidráulicas de diseño no es posible dejar la tubería en el borde del tanque, ya que esto implicaría que la tubería de salida a una cota inferior, con lo que difícilmente el agua desinfectada podría llegar al tanque de distribución.

8.1.3.13. Verificación bajo condiciones de operación

Para hacer la respectiva verificación, se procedió a determinar inicialmente la velocidad del agua bajo el caudal de operación, considerando que en el tanque la carga (altura) se mantenga constante de acuerdo con el diseño del vertedero, mostrado más adelante. Esto para garantizar que en el vertedero se desarrolle una lámina de agua capaz de superar la cresta del vertedero.

La velocidad se calcula como se muestra a continuación:

$$v = \frac{Q_{Operacion}}{h\ x\ b}$$

En el caso de la PTAP Regional, se busca que con el caudal de operación, la altura se mantenga en 2.716 m. Esto con el fin de que en la operación la revisión de altura y caudal

sea más sencilla, y no se tengan que revisar dentro del tanque de contacto los diferentes parámetros dependiendo del caudal de entrada. Por lo que se tendría que:

$$v = 330 \frac{L}{s} x \left(\frac{1\ m^3}{1000\ L}\right) x \frac{1}{2.716\ m \times 1.9\ m} x \left(\frac{60\ s}{1 min}\right)$$

$$v = 3.837\ m/min$$

- Revisión 1: Se calcula primeramente el tiempo de contacto efectivo de acuerdo con la velocidad y la longitud de trayectoria, para luego calcular el valor de la dosis de cloro aplicada considerando que el parámetro CT es igual al de diseño, de modo que este se cumpla. La longitud de la trayectoria es la misma que se calculó en el numeral 8.1.3.8, ya que las características geométricas del tanque no cambian.

  Tiempo de contacto por trayectoria del flujo.

$$T = \frac{126.62\ m}{3.837\ m/min} = 32.998\ min$$

  Determinación dosis de cloro aplicada.

$$D = \frac{53\ \frac{mg\ -\ m}{in}}{32.998\ min} = 1.606\ \frac{mg}{L}$$

- Revisión 2: Sabiendo que al tener una altura de la lámina de agua calculada, para el caudal de operación, cambia el volumen dentro del tanque, se determina el tiempo de retención (contacto) con base en el volumen real efectivo para el caudal de operación. Con lo que posteriormente se calcula la dosis de cloro aplicado bajo estas condiciones.

  Volumen real neto para caudal de operación.

$$V = (12.4 \times 21.65 \times 2.716) - (5 \times 0.2 \times 19.75 \times 2.716)$$

$$V = 729.087\ m^3 - 53.637\ m^3$$

$$V = 675.450\ m^3$$

  Tiempo de contacto por volumen.

$$T = \frac{675.450\ m^3}{0.33\ m^3/s} = 2046.8\ s$$

$$T = 34.114\ min$$

  Determinación dosis de cloro aplicada.

$$53\ \frac{mg\ -\ m}{in}$$

$$D = \frac{1}{34.114\ \text{min}} = 1.554\ \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

Luego de realizar las dos revisiones anteriores, se procede a aproximar el valor de la dosis de cloro a un valor redondo, de tal manera que su medición sea más sencilla. Para ello, se toma el valor de la dosis más alta (puesto que se calcula para un tiempo de contacto menor, y por ende más exigente) y se redondea a dos decimales. De esta manera, la dosis de cloro aplicada bajo condiciones de operación ($D_{OPERACIÓN}$) será igual a 1.65 mg/L.

Con el cálculo de la dosis, se verifica el parámetro CT para el menor tiempo de contacto, puesto que teóricamente será el menor tiempo que se tendrá en el tanque.

$$\mathrm{CT} = 1.65\ \frac{\mathrm{mg}}{\mathrm{L}}\ \mathrm{x}\ 32.998\ \mathrm{min} = 54.446\ \frac{\mathrm{mg}-\mathrm{min}}{\mathrm{L}}$$

De esta manera, se verifica que para el caudal de operación actual, al mantener la velocidad de diseño y la dosis aplicada de cloro, se consigue como mínimo el parámetro CT determinado en diseño para hacer una adecuada remoción de microorganismos.

8.1.4. Diseño hidráulico de tuberías y estructuras complementarias

8.1.4.1. Vertedero de salida

Para la PTAP Regional, se opta por adoptar un vertedero rectangular sin contracciones laterales, de acuerdo con la ecuación mostrada en el numeral 6.3.3.2. Para conseguir esto, se asume el mismo ancho de canal que llega al tanque de contacto.

El diseño del vertedero se basa en determinar la carga que debe ser ejercida sobre el vertedero para tener caudal de diseño. Para determinar esta carga, se hace uso de la función buscar objetivo del software Excel.

$$550\frac{\mathrm{L}}{\mathrm{s}} = 1000\ \mathrm{x}\frac{2}{3}\left(0.605 + \frac{1}{1100\mathrm{h}} + \frac{\mathrm{h}}{12\ \mathrm{x}\ (2.8-\mathrm{h})}\right)\ \mathrm{x}\ 1.9\ \mathrm{x}\ \mathrm{h}\sqrt{2\ \mathrm{x}\ 9.81\mathrm{h}}$$

$$\mathrm{h} = 0.293\ \mathrm{m}$$

Para poder determinar la altura de la lámina de agua dentro del tanque de contacto, se debe calcular la carga ejercida sobre el vertedero para el caudal de operación, siguiendo el procedimiento anterior.

$$330\frac{\mathrm{L}}{\mathrm{s}} = 1000\ \mathrm{x}\frac{2}{3}\left(0.605 + \frac{1}{1100\mathrm{h}} + \frac{\mathrm{h}}{12\ \mathrm{x}\ (2.8-\mathrm{h})}\right)\ \mathrm{x}\ 1.9\ \mathrm{x}\ \mathrm{h}\sqrt{2\ \mathrm{x}\ 9.81\mathrm{h}}$$

$$\mathrm{h} = 0.209\ \mathrm{m}$$

La altura de la lámina de agua para el caudal de operación dentro del tanque de contacto se determina restando a la altura del caudal de diseño la diferencia entre las cargas ejercidas en el vertedero para los caudales de diseño y operación.

$$\mathrm{h} = 2.8\mathrm{m} - (0.293\mathrm{m} - 0.209\mathrm{m})$$

$$\mathrm{h} = 2.716\mathrm{m}$$

8.1.4.2. Diseño de tuberías

En este caso, se determina la velocidad, las perdidas por fricción y por accesorios que se presentan en la tubería de salida. Para ello, se toman tramos de tuberías evaluando perdidas por fricción, y por accesorios (de acuerdo con lo consignado en la sección 6.3.3.3.1); que posteriormente se suman. A partir de ello, se determinan la línea de energía, la línea de gradiente hidráulico, las cotas clave y batea de la tubería.

La determinación de la cota clave de la tubería en su inicio, se determina con la lámina de agua del vertedero (energía) y las perdidas asociadas. Adicionalmente, a partir de parámetros como el caudal, el diámetro, el coeficiente de Hazen (que al igual que el PVC, el GRP tiene uno de 150); se determinan la carga de velocidad y la pendiente de la tubería.

De esta manera, se obtiene lo mostrado en la figura 16, cuyos cálculos pueden ser observados en lo dispuesto en el anexo 4.

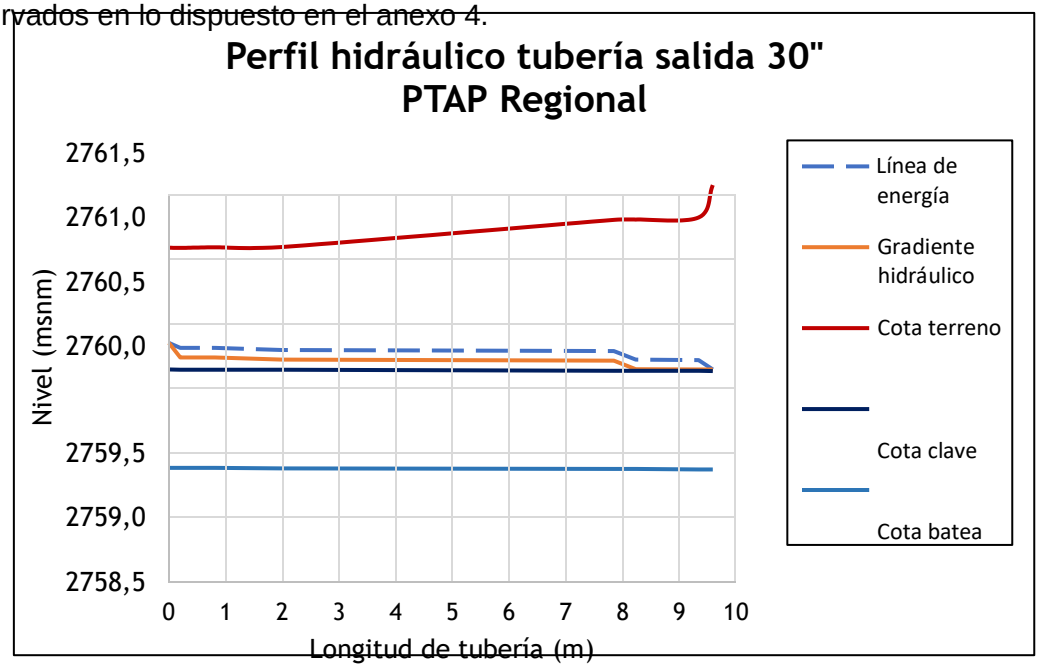


Figura 16. Perfil hidráulico PTAP Regional.

Se debe verificar que el gradiente hidráulico del agua que viene de la tubería de salida del tanque de contacto este por encima del que se tiene actualmente en el tanque de distribución, para garantizar que hay flujo. Sin embargo, se prevé que puede requerirse bajar la cota de las crestas de los vertederos del tanque de distribución para garantizar que por energía, la cota de la lámina de agua en el tanque de distribución este por encima de la cotas de las crestas.

Para lo anterior, se sugiere realizar una pequeña demolición, para reducir la altura de las crestas, haciendo cortes con pulidora, y garantizando que no se afecte la estructura.

8.2. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE GALÁN

8.2.1. Determinación del caudal de diseño

De acuerdo con lo estipulado en el estudio realizado por el consultor Jairo Pedraza S.A.S., y de lo indica en el Anexo 3. Descripción de los sistemas de acueducto Neusa y río Frío, que de la optimización que se realizó a la planta Galán en el año 1992, se consiguió incrementar el caudal de diseño de la planta a 50 L/s.

Sin embargo, a la planta no llega el caudal de diseño actual debido a que la bocatoma el Clavel tiene problemas de conducción, además de que la bocatoma propiamente tiene un deterioro considerable. Igualmente debe tenerse presente que si se sumara los caudales de diseño de las estructuras de captación y aducción, se podría llegar a tener un caudal mayor.

Por lo que actualmente, tendría un caudal máximo de diseño de 40L/s y en épocas de verano de 16L/s.

8.2.2. Diseño del sistema de cloración

Para realizar el diseño del sistema de cloración se debe tener en cuenta tanto los cilindros de cloro a usar, los requerimientos de desinfección y el diseño del sistema de inyección a implementar en la planta.

8.2.2.1. Inyección de cloro

Así como en la PTAP Regional, se opta por dejar el punto de inyección de cloro, donde se encuentra actualmente con el fin de disminuir los costos asociados a nuevas instalaciones. Sin embargo, se recomienda que los cilindros de cloro estén separados de otros reactivos debido a su toxicidad. En este caso, se garantizaría la sumergencia y la mezcla rápida y homogénea del agua con el cloro en la cisterna existente.

8.2.2.2. Determinación de la dosis de cloro

De acuerdo con lo estipulado en apartados anteriores y buscando que se cumplan los requerimientos normativos, se establece que se debe garantizar una dosis de cloro total de 2.6 mg/L. De modo que también se cumpla con un tiempo de retención mínimo de 20 minutos.

8.2.2.3. Cálculo del flujo de masa

Como se ha mencionado, el flujo de masa necesario por el sistema corresponde a:

$$F = 2.6\frac{mg}{L} \times 50\frac{L}{s} \times \left(\frac{1g}{1000\ mg} \times \frac{1Kg}{1000g} \times \frac{86400s}{1día}\right)$$

$$F = 11.232\frac{Kg}{día}$$

8.2.2.4. Forma de aplicación de la dosis con el número de cilindros de cloro

Una vez se ha calculado el flujo de masa requerido por el sistema, se debe calcular el número de cilindros de cloro que deben tenerse en uso, con base en el flujo de masa máximo que puede otorgar cada cilindro. En este caso, al usarse cilindros de 68 Kg de capacidad, se establece por recomendación que el flujo máximo a extraer de cada uno sea de 16 Kg/día.

$$N_T = \frac{11.232 \frac{Kg}{d\underline{ía}}}{16 \frac{Kg}{día}}$$

$$N_T = 0.702 \text{ tanques}$$

Sin embargo, la cantidad de tanques o cilindros de cloro no puede ser decimal. Por lo que se tiene que se requieren 1 cilindros.

8.2.2.5. Cálculo del flujo de aplicación

Ya que se calculó la cantidad de cilindros de cloro necesarios, se calcula el flujo de aplicación real que tendría que extraerse de cada cilindro. Esto con el fin de que no se exceda en cantidad y por tanto se aplique una dosis mayor a la necesaria.

$$f_a = \frac{11.232 \frac{Kg}{d\underline{ía}}}{1}$$

$$f_a = 11.232 \frac{Kg}{día}$$

Para dar una medida más sencilla de la cantidad de flujo aplicado al tanque de contacto, se establece que el flujo de aplicación es de 11.3 Kg/día.

8.2.2.6. Cálculo del número de tanque de almacenamiento de cloro

Sabiendo que los cilindros de cloro tienen un tiempo de uso de acuerdo con su capacidad y a el flujo de masa extraído de ellos por día, se sabe que deben tenerse almacenados dentro del mismo espacio tanques o grupos de cilindros que puedan ser reemplazados con facilidad. Esto con el fin de garantizar el menor contacto posible con estos debido a los riesgos que el cloro genera.

Se establece que se va a hacer una reposición de todos los cilindros cada mes. Por lo que el número de grupos de cilindros que deben tenerse en el sitio dispuesto para ello se muestra a continuación:

$$N_{TA} = \frac{11.232 \frac{Kg}{d\underline{ía}} \text{x } 30 \text{ dias}}{68 \text{ Kg}}$$

$$N_{TA} = 4.96 \text{ tanques de almacenamiento}$$

Es decir, que se requieren 5 tanques de almacenamientos de cloro (grupos de cilindros de cloro), lo que equivalen a 5 cilindros de cloro dentro de la zona de inyección de cloro.

Nota: Se calcula directamente con el flujo de aplicación calculado, aunque usar el de aplicación descrito no cambia la cantidad de tanques de almacenamiento requerido.

8.2.3. Diseño del tanque de contacto

Para determinar el volumen del tanque se tienen en cuenta tanto los criterios de diseño como las restricciones de espacio que se tenga en el predio, de acuerdo con la alternativa seleccionada.

8.2.3.1. Tasa de mortalidad de microorganismo – Ley de Chick Watson

No puede determinarse la cantidad de microorganismos que son eliminados en los procesos anteriores a la desinfección. Se sabe que la remoción de coliformes totales es proporcional a la remoción de turbiedad, definiendo así que se use la turbiedad como parámetro para definir el Log de remoción de microorganismos.

En el caso de la PTAP Galán, al tenerse una turbiedad de 0.64 UNT durante el 95% del tiempo, se selecciona 2 Log de remoción con base en lo establecido en el parágrafo 2 del artículo 121 de la Resolución 0330 de 2017.

No se asume una remoción de 3 Log (para inactivar los quistes de Giardia y Cryptosporidium), debido a que se proyecta que esta remoción se alcance con los procesos anteriores a la desinfección. Así como tampoco se hace el diseño para la remoción de Giardia puesto que hacer esto implicaría duplicar el volumen del tanque.

En consecuencia con lo anterior, debe verificarse primeramente la presencia de estos microorganismos en la PTAP, ya que se tiene certeza de este en las bocatomas mas no en las plantas de tratamiento.

8.2.3.2. Determinación del parámetro concentración – tiempo (CT)

Con base en la dosificación estimada en apartados anteriores, en la inactivación esperada de microorganismos, en el pH, y la temperatura del agua; se determina a partir de la tabla 13 de la Resolución 0330 de 2017 el valor de la constante CT.

En este caso se obtiene una constante $\mathrm{K} = 53\ \mathrm{mg} - \mathrm{min/L}$.

8.2.3.3. Tiempo de contacto

Al calcularse el tiempo de contacto, se identifica que este al tenerse un tiempo de $20.385\ \mathrm{min}$, este cumple con el mínimo exigido por la resolución.

$$\mathrm{T} = \frac{53\ \mathrm{mg} - \mathrm{min/L}}{2.6\ \mathrm{mg/L}} = 20.385\ \mathrm{min}$$

8.2.3.4. Volumen del tanque

A partir del tiempo de contacto calculado anteriormente, se calcula el volumen mínimo del tanque de contacto.

$$V = 50\frac{L}{s} \text{ x } 20.385 \text{ min x } (\frac{1m^3}{1000 \text{ L}} \text{ x } \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}) = 61.154 \text{ m}^3$$

8.2.3.5. Dimensiones del tanque de contacto

Con base en restricciones de espacio que se tienen, se determinan las siguientes dimensiones del tanque de contacto:

Ancho interno (m)	4.400
Largo interno (m)	9.350
Altura de la lámina de agua (m)	1.830

Estas dimensiones fueron iteradas, de modo que no se sobredimensionara el tanque de contacto. Esto se hizo además, buscando cumplir con todos los parámetros de diseño.

8.2.3.6. Dimensiones de los tabiques y de los canales internos del tanque

Una vez se establecen las dimensiones del tanque, se establecen de igual manera las dimensiones de los tabiques y por ende de los canales.

Todas las dimensiones del tanque han sido iteradas en conjunto para cumplir con los parámetros de diseño.

Tabiques	
Cantidad de tabiques [n]	9
Espesor (m)	0.15
Largo del tabique (m)	3.6
Canales	
Cantidad de canales	10
Ancho del canal (m)	0.8

Por facilidad de construcción se opta por dejar la distancia de la punta del tabique al muro del tanque igual al ancho de los canales.

8.2.3.7. Volumen real del tanque

El volumen real del tanque equivale a calcular el volumen del tanque y restarle el volumen que ocupan los tabiques. Esto porque en ese espacio no hay circulación de agua.

$$V = (4.4 \text{ x } 9.35 \text{ x } 1.83) - (9 \text{ x } 0.15 \text{ x } 3.6 \text{ x } 1.83)$$

$$V = 75.286 \text{ m}^3 - 8.894 \text{ m}^3$$

$$V = 66.392 \text{ m}^3$$

8.2.3.8. Longitud de la trayectoria del flujo

Para el cálculo de la trayectoria que aproximadamente seguiría el flujo en planta. Se hace uso de las dimensiones encontradas anteriormente.

$$L_e = \pi\left(\frac{2x9+1}{4}\right)\left\{3\left[\frac{0.80}{2}+\frac{1}{2}(0.80+0.15)\right]-\sqrt{\left[\frac{3x0.80}{2}+\frac{1}{2}(0.80+0.15)\right]x\left[\frac{0.80}{2}+\frac{3}{2}(0.80+0.15)\right]}\right\}$$

$$L_e = 13.081\ \text{m}$$

$$L_T = 10x2.8\ \text{m} + 0.80\ \text{m} + 13.081\ \text{m} + 0.93\ \text{m}$$

$$L_T = 42.811\ \text{m}$$

En este caso, se puede asumir que la trayectoria realiza un recorrido en la que las tuberías no salen paralelas, por lo que se aplica la ecuación para tuberías que entran y salen de forma perpendicular. Sin embargo, debido a que el ultimo canal es más largo, debe sumarse a la trayectoria realizada por la partícula de agua la diferencia que existe entre canales. Para este cálculo, se asume que la partícula sale por el vertedero de 0.46 m, por ser el de recorrido más corto.

8.2.3.9. Numero de dispersión

Con base en los cálculos realizados anteriormente, se tiene que:

$$d = 1.15\ x\ \left(\frac{42.811}{0.8}\right)^{-1.13} = 0.013$$

De esta manera se cumple a cabalidad este parámetro y se considera optimo el rendimiento hidráulico de la planta.

8.2.3.10. Velocidad media del agua

Para verificar que en fondo del canal no se presente sedimentación de sólidos, se calcula la velocidad en la sección transversal del canal.

$$v = \frac{0.050\ \text{m}^3/\text{s}}{0.8\ \text{m}\ x\ 1.83\ \text{m}}$$

$$v = 0.034\ \text{m/s} = 2.049\ \text{m/min}$$

Observando que la velocidad es mayor a 2 m/min, se puede garantizar el flujo dentro de los canales y baja sedimentación. Por lo tanto el mantenimiento que debe hacerse en el tanque es menor.

8.2.3.11. Tiempo de retención efectivo

El tiempo de retención o de contacto efectivo se calcula de las dos maneras mencionadas en numeral 6.3.2.10 del presente documento.

Considerando el volumen real del tanque

$$T = \frac{66.392\ m^3}{0.050\ m^3/s} = 1327.84\ s$$

$$T = 22.131\ min$$

Considerando la velocidad y la trayectoria del agua

$$T = \frac{42.811\ m}{2.049\ m/min} = 20.892\ min$$

De esta manera se verifica que las dimensiones del tanque permiten que para el caudal de diseño se tenga el tiempo de contacto mínimo establecido por la ley, al tener las condiciones del sistema de cloración definido anteriormente.

En este caso, tanto el tiempo de contacto calculado por velocidad y trayectoria del agua como el calculado por volumen y caudal da superior a 20 minutos, y por consiguiente cumple con el tiempo de contacto mínimo requerido para cumplir con el parámetro CT. Además, debe tenerse presente que el cálculo de tiempo de contacto por velocidad y trayectoria es una aproximación y que la trayectoria solo esta medida en planta, por lo que la trayectoria vertical que realice el agua incrementara el valor de dicho tiempo.

8.2.3.12. Borde libre

Para el tanque de la PTAP Galán se considera dejar un borde libre de 22 cm, con el fin de garantizar que el agua dentro del tanque este a presión atmosférica. Se sabe que existe la posibilidad de que en un futuro se realicen estudios de optimización de la planta. Sin embargo, condicionados por el terreno y las tuberías existentes, no se proyecta un tanque de mayores dimensiones.

8.2.3.13. Verificación bajo condiciones de operación

Para hacer la respectiva verificación, se procedió a determinar inicialmente la velocidad del agua bajo el caudal de operación, considerando que en el tanque la carga (altura) se mantenga constante de acuerdo con el diseño del vertedero, mostrado más adelante. Esto para garantizar que en el vertedero se desarrolle una lámina de agua capaz de superar la cresta del vertedero.

La velocidad se calcula como se muestra a continuación:

$$v = \frac{Q_{Operacion}}{h\ x\ b}$$

En el caso de la PTAP Galán, se busca que con el caudal de operación, la altura de la lámina de agua se mantenga en 1.811 m.

$$v = 40\frac{L}{s}\ x\ \left(\frac{1\ m^3}{1000\ L}\right) x \frac{1}{1.811\ m\ x\ 0.8\ m}\ x\ \left(\frac{60\ s}{1 min}\right)$$

$$v = 1.656\ m/min$$

En este caso, debido a que la velocidad de operación es menor a 2 m/min, se debe realizar mantenimiento constante en el tanque de contacto.

- Revisión 1: Se calcula primeramente el tiempo de contacto efectivo de acuerdo con la velocidad y la longitud de trayectoria, para luego calcular el valor de la dosis de cloro aplicada considerando que el parámetro CT es igual al de diseño, de modo que este se cumpla. La longitud de la trayectoria es la misma que se calculó en el numeral 8.2.3.8, ya que las características geométricas del tanque no cambian.

  Tiempo de contacto por trayectoria del flujo.

$$\mathrm{T} = \frac{42.811\ \mathrm{m}}{1.656\ \mathrm{m/min}} = 25.845\ \mathrm{min}$$

  Determinación dosis de cloro aplicada.

$$\mathrm{D} = \frac{53\ \frac{\mathrm{mg}\ -\ \mathrm{m}}{\mathrm{in}}}{25.845\ \mathrm{min}} = 2.051\ \frac{\mathrm{mg}}{\mathrm{L}}$$

- Revisión 2: Sabiendo que al tener una altura de la lámina de agua calculada, para el caudal de operación, cambia el volumen dentro del tanque, se determina el tiempo de retención (contacto) con base en el volumen real efectivo para el caudal de operación. Con lo que posteriormente se calcula la dosis de cloro aplicado bajo estas condiciones.

  Volumen real neto para caudal de operación.

$$\mathrm{V} = (4.4\ \mathrm{x}\ 9.35\ \mathrm{x}\ 1.811) - (9\ \mathrm{x}\ 0.15\ \mathrm{x}\ 3.6\ \mathrm{x}\ 1.811)$$
$$\mathrm{V} = 74.507\ \mathrm{m}^3 - 8.802\ \mathrm{m}^3$$
$$\mathrm{V} = 65.705\ \mathrm{m}^3$$

  Tiempo de contacto por volumen.

$$\mathrm{T} = \frac{65.705\ \mathrm{m}^3}{0.040\ \mathrm{m}^3/\mathrm{s}} = 1642.6\ \mathrm{s}$$

$$\mathrm{T} = 27.377\ \mathrm{min}$$

  Determinación dosis de cloro aplicada.

$$\mathrm{D} = \frac{53\ \frac{\mathrm{mg}\ -\ \mathrm{m}}{\mathrm{in}}}{27.377\ \mathrm{min}} = 1.936\ \frac{\mathrm{mg}}{\mathrm{L}}$$

Luego de realizar las dos revisiones anteriores, se procede a aproximar el valor de la dosis de cloro a un valor redondo, de tal manera que su medición sea más sencilla. Para ello, se toma el valor de la dosis más alta (puesto que se calcula para un tiempo de contacto menor, y por ende más exigente) y se redondea a dos decimales. De esta manera, la dosis de cloro aplicada bajo condiciones de operación ($\mathrm{D}_{\mathrm{OPERACIÓN}}$) será igual a 2.10 mg/L.

Con el cálculo de la dosis, se verifica el parámetro CT para el menor tiempo de contacto, puesto que teóricamente será el menor tiempo que se tendrá en el tanque.

$$\mathrm{CT} = 2.10\ \frac{\mathrm{mg}}{\mathrm{L}}\ \mathrm{x}\ 25.845\ \mathrm{min} = 54.274\ \frac{\mathrm{mg}-\mathrm{min}}{\mathrm{L}}$$

De esta manera, se verifica que para el caudal de operación actual, al mantener la velocidad de diseño y la dosis aplicada de cloro, se consigue el mínimo parámetro CT para hacer una adecuada remoción de microorganismos.

8.2.4. Diseño hidráulico de tuberías y estructuras complementarias

Sabiendo que a la salida de esta PTAP salen tres tuberías independientes que conducen el agua hasta los tanques Hospedería, Espino y Coclies; se hace necesario evaluar los caudales que son requeridos por cada uno, con el fin de determinar los anchos de los vertederos de salida.

De acuerdo con lo consignado en el informe de Jairo Pedraza S.A.S, se establecen unas demandas para cada uno de los tanques de almacenamiento que son alimentados por la PTAP Galán, como se muestra en la tabla 11. A partir de esta tabla se determina el caudal que será requerido por cada una de las tuberías de salida de la PTAP.

Tanque	Q_{MD} (L/s)	Planta Adjunta
Zona Alta	9.92	GALÁN
El Gringo	18.34	GALÁN
Coclies	24.11	GALÁN
Espino	8.66	GALÁN
Hospedería	0.53	GALÁN
Terraplén	0.00	GALÁN
TOTAL	61.56	

Tabla 11. Caudales demandados por tanques de almacenamiento – PTAP Galán.

En el caso de la conducción Hospedería se requeriría un caudal de 0.53 L/s, para la conducción Espino uno de 8.66 L/s, y para la conducción Coclies de 52.37 L/s (ya que corresponde a la suma de los caudales requeridos por los tanques Zona alta, el gringo y Coclies). Sin embargo, como la demanda es mayor al caudal de diseño de la planta, y por ende del tanque de contacto, se calcula el porcentaje por tubería y con ello se determina el caudal de salida de cada tubería.

$$\text{Conducción Hospedería} = \frac{0.53}{61.56}\mathrm{x}\ 100 = 0.86\%$$

$$\text{Conducción Espino} = \frac{8.66}{61.56}\mathrm{x}\ 100 = 14.07\%$$

$$\text{Conducción Coclies} = \frac{52.37}{61.56}\mathrm{x}\ 100 = 85.07\%$$

Con estos porcentajes, se calculan los caudales que serán transportados por cada tubería para el caudal de diseño.

$$\text{Conducción Hospedería} = 50\ \text{L/s}\ \text{x}\ 0.86\% = 0.43\ \text{L/s}$$

$$\text{Conducción Espino} = 50\ \text{L/s}\ \text{x}\ 14.07\% = 7.035\ \text{L/s}$$

$$\text{Conducción Coclies} = 50\ \text{L/s}\ \text{x}\ 85.07\% = 42.535\ \text{L/s}$$

8.2.4.1. Orificio

En el caso de la conducción Hospedería, se opta por manejar el caudal con un orificio, ya que la inclusión de un vertedero es desproporcionada por su bajo caudal. De esta manera, se proyecta un orificio de 0.5 pulgadas, con su respectivo caudal, y se halla la carga hidráulica ejercida. Esto a partir de la función buscar objetivo del software Excel.

$$0.43\frac{\text{L}}{\text{s}} = 1000\ \text{x}\ 0.61\ \text{x}\ \pi\ (\frac{0.5\ \text{x}\ 0.0254}{4})\ \sqrt{2\ \text{x}\ 9.81\ \text{x}\ \text{h}}$$

$$\text{h} = 0.287\ \text{m}$$

8.2.4.2. Vertedero de salida

De acuerdo con lo anteriormente mencionado, para la PTAP Galán, se opta por adoptar dos vertederos rectangulares, de acuerdo con la ecuación mostrada en el numeral 6.3.3.2. Esto para conseguir que se puedan medir las láminas de agua y caudales para cada tubería.

Se adoptan anchos de 0.46 m y de 0.19 m por restricciones con los anchos de las tuberías, de manera que se van a presentar diferentes cargas para los vertederos. Lo anterior se soluciona dejando el nivel de la cresta del vertedero de 0.19 m, en una cota superior.

El diseño del vertedero se basa en determinar la carga que debe ser ejercida sobre el vertedero para tener caudal de diseño (o su respectiva porción). Para determinar esta carga, se hace uso de la función buscar objetivo del software Excel.

Para el vertedero con ancho igual a 0.46 m.

$$42.535\frac{\text{L}}{\text{s}} = 1000\ \text{x}\frac{2}{3}(0.605 + \frac{1}{1100\text{h}} + \frac{\text{h}}{12\ \text{x}\ (1.83 - \text{h})})\ \text{x}\ 0.46\ \text{x}\ \text{h}\sqrt{2\ \text{x}\ 9.81\text{h}}$$

$$\text{h} = 0.137\ \text{m}$$

Para el vertedero con ancho igual a 0.19 m.

$$7.035\frac{\text{L}}{\text{s}} = 1000\ \text{x}\frac{2}{3}(0.605 + \frac{1}{1100\text{h}} + \frac{\text{h}}{12\ \text{x}\ (1.83 - \text{h})})\ \text{x}\ 0.19\ \text{x}\ \text{h}\sqrt{2\ \text{x}\ 9.81\text{h}}$$

$$\text{h} = 0.074\ \text{m}$$

Para poder determinar la altura de la lámina de agua dentro del tanque de contacto, se debe calcular la carga ejercida sobre el vertedero para el caudal de operación, siguiendo el procedimiento anterior.

Se sabe que como son dos vertederos, la totalidad del caudal de operación no puede ir por uno solo, por lo que se procede a calcular el porcentaje de caudal que va por allí.

$$\text{Conducción Coclies} = 40\ \text{L/s}\ \text{x}\ 85.07\% = 34.028\ \text{L/s}$$

$$34.028\frac{\text{L}}{\text{s}} = 1000\ \text{x}\frac{2}{3}(0.605 + \frac{1}{1100\text{h}} + \frac{\text{h}}{12\ \text{x}\ (1.83 - \text{h})})\ \text{x}\ 0.46\ \text{x}\ \text{h}\sqrt{2\ \text{x}\ 9.81\text{h}}$$

$$\text{h} = 0.118\ \text{m}$$

La altura de la lámina de agua para el caudal de operación dentro del tanque de contacto se determina restando a la altura del caudal de diseño la diferencia entre las cargas ejercidas en el vertedero para los caudales de diseño y operación.

$$\text{h} = 1.830\text{m} - (0.137\text{m} - 0.118\text{m})$$

$$\text{h} = 1.811\text{m}$$

8.2.4.3. Diseño de tuberías

En este caso, al igual que en la PTAP Regional, se determina la velocidad, las perdidas por fricción y por accesorios que se presentan en la tubería de salida. Para ello, se realiza el cálculo de acuerdo con lo consignado en la sección 6.3.3.3.1.

Sabiendo que se tiene 3 tuberías de salida, se presentan los perfiles de la tubería de 12 y 3 pulgadas. De esta manera, se obtiene lo mostrado en la figura 17 y figura 18figura 16, cuyos cálculos pueden ser observados en lo dispuesto en el anexo 4.

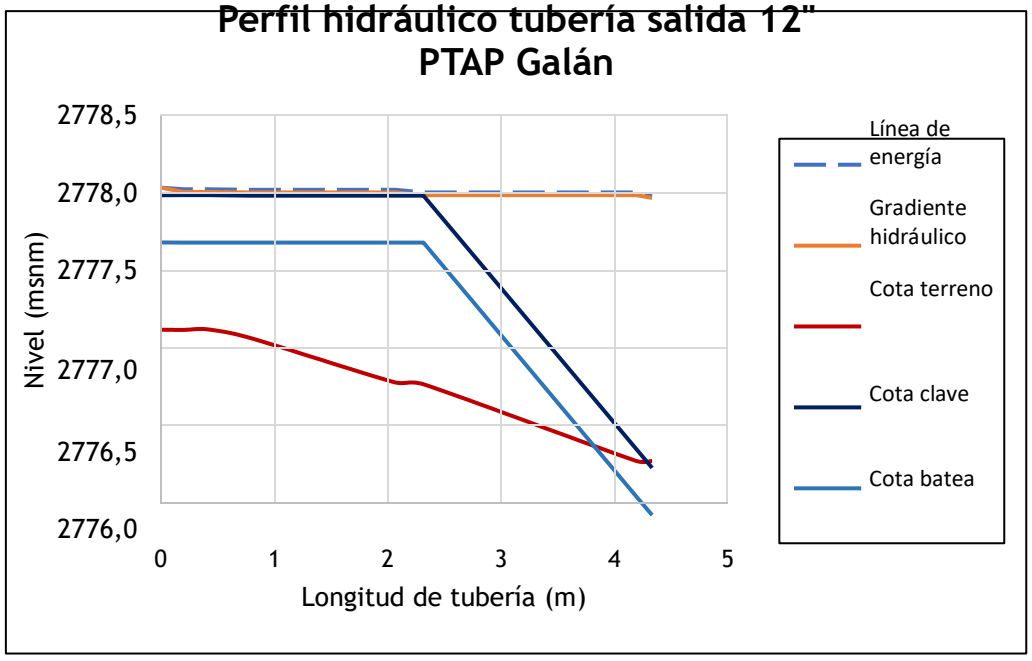


Figura 17. Perfil hidráulico tubería salida 12" PTAP Galán.

La determinación de la cota clave de la tubería en su inicio, se determina con la lámina de agua del vertedero (energía) y las perdidas asociadas. Adicionalmente, a partir de parámetros como el caudal, el diámetro, el coeficiente de Hazen, se determinan la carga de velocidad y la pendiente de la tubería.

Sin embargo, la pendiente con mayor inclinación de las tuberías, se deben a que se debe llegar a puntos hidráulicos de las tuberías existentes. En el caso de las tuberías de 3", no llegan a la misma cota en ese punto puesto que no pueden cruzarse. Sin embargo se proyecta la construcción de tuberías con tee para solucionar este inconveniente.

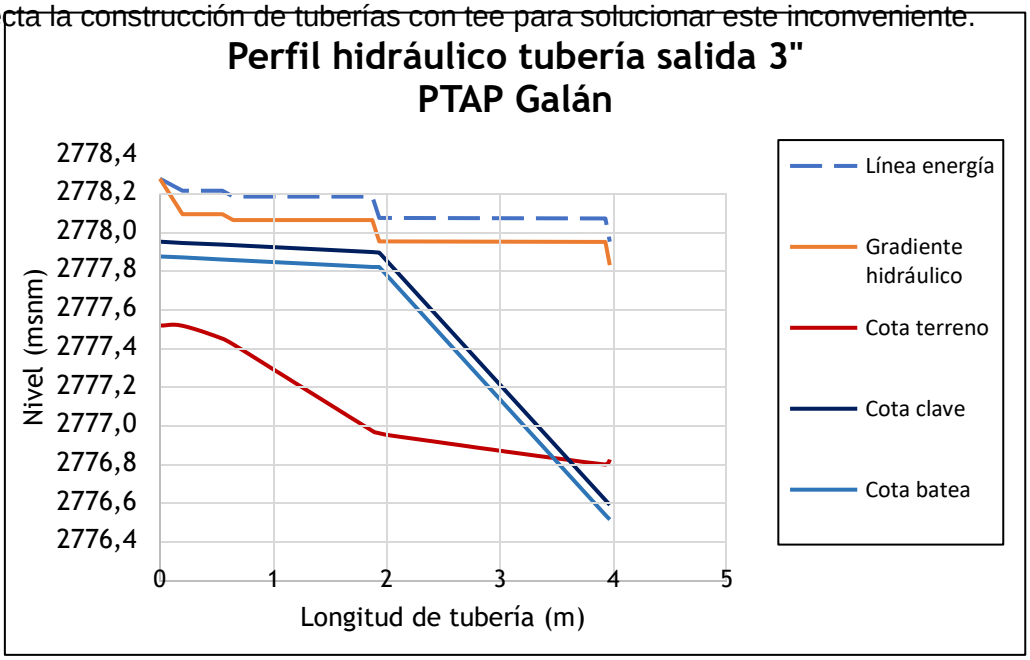


Figura 18. Perfil hidráulico tubería salida 3" PTAP Galán.

8.3. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE ALTO DEL ÁGUILA

8.3.1. Determinación del caudal de diseño

De acuerdo con los cálculos realizados por el consultor Jairo Pedraza S.A.S. y de la demás información secundaria, se sabe que el caudal de diseño de la PTAP Alto del Águila, es una equivale a 15 L/s.

8.3.2. Diseño del sistema de cloración

Para realizar el diseño del sistema de cloración se debe tener en cuenta tanto los cilindros de cloro a usar, los requerimientos de desinfección y el diseño del sistema de inyección a implementar en la planta.

8.3.2.1. Inyección de cloro

Así como se define para las dos plantas anteriores, se decide dejar como punto de inyección de cloro el punto que existe actualmente de hipoclorito de sodio. En este caso, deberá tenerse especial cuidado con el manejo que se le da a los cilindros de cloro puesto que el punto de inyección queda relativamente separado de las instalaciones donde se pueden acopiar los cilindros.

8.3.2.2. Determinación de la dosis de cloro

De acuerdo con lo estipulado en apartados anteriores y buscando que se cumplan los requerimientos normativos, se establece que se debe garantizar una dosis de cloro de 3.0 mg/L. Esto con el fin de permitir que mayor cantidad de cloro tenga contacto con el agua y haya una reacción adicional que permita la inactivación de microorganismos.

Así mismo, para conseguir que la baja remoción de turbiedad y alta concentración de coliformes totales y de E. Coli (comparada con las otras dos plantas de tratamiento en cuyo caso son mínimo 2 y 5 veces mayores respectivamente) disminuya a un nivel aceptable.

8.3.2.3. Cálculo del flujo de masa

Como se ha mencionado, el flujo de masa necesario por el sistema corresponde a:

$$F = 3.0\frac{mg}{L} \text{ x } 15\frac{L}{s} \text{ x } \left(\frac{1g}{1000\ mg} \text{x} \frac{1Kg}{1000g} \text{x} \frac{86400s}{1día}\right)$$

$$F = 3.888\frac{Kg}{día}$$

8.3.2.4. Forma de aplicación de la dosis con el número de cilindros de cloro

Una vez se ha calculado el flujo de masa requerido por el sistema, se debe calcular el número de cilindros de cloro que deben tenerse en uso, con base en el flujo de masa máximo que puede otorgar cada cilindro.

En este caso, al usarse cilindros de 68 Kg de capacidad, se establece por recomendación que el flujo máximo a extraer de cada uno sea de 16 Kg/día. Comercialmente no se encontraron cilindros de menor capacidad. Aunque si llegase a darse el caso, por cuestiones de costos deberá verificarse que opción es más viable.

$$N_T = \frac{3.888\frac{Kg}{d}}{16\frac{Kg}{día}}$$

$$N_T = 0.243 \text{ tanques}$$

Sin embargo, la cantidad de tanques o cilindros de cloro no puede ser decimal. Por lo que se tiene que se requieren 1 cilindros.

8.3.2.5. Cálculo del flujo de aplicación

Ya que se calculó la cantidad de cilindros de cloro necesarios, se calcula el flujo de aplicación real que tendría que extraerse de cada cilindro. Esto con el fin de que no se exceda en cantidad y por tanto se aplique una dosis mayor a la necesaria.

$$f_a = \frac{3.888 \frac{Kg}{d}}{\frac{ía}{1}}$$

$$f_a = 3.888 \frac{Kg}{día}$$

Para dar una medida más sencilla de la cantidad de flujo aplicado al tanque de contacto, se establece que el flujo de aplicación es de 3.9 Kg/día.

8.3.2.6. Cálculo del número de tanque de almacenamiento de cloro

Sabiendo que los cilindros de cloro tienen un tiempo de uso de acuerdo con su capacidad y a el flujo de masa extraído de ellos por día, se sabe que deben tenerse almacenados dentro del mismo espacio tanques o grupos de cilindros que puedan ser reemplazados con facilidad. Esto con el fin de garantizar el menor contacto posible con estos debido a los riesgos que el cloro genera.

Se establece que se va a hacer una reposición de todos los cilindros cada mes. Por lo que el número de grupos de cilindros que deben tenerse en el sitio dispuesto para ello se muestra a continuación:

$$N_{TA} = \frac{3.888 \frac{Kg}{d\,ía} x\ 30\ dias}{68\ Kg}$$

$$N_{TA} = 1.72\ \text{tanques de almacenamiento}$$

Es decir, que se requieren 2 tanques de almacenamientos de cloro (grupos de cilindros de cloro), lo que equivalen a 2 cilindros de cloro dentro de la zona de inyección de cloro.

Nota: Se calcula directamente con el flujo de aplicación calculado, aunque usar el de aplicación descrito no cambia la cantidad de tanques de almacenamiento requerido.

8.3.3. Diseño del tanque de contacto

Para determinar el volumen del tanque se tienen en cuenta tanto los criterios de diseño como las restricciones de espacio que se tenga en el predio, de acuerdo con la alternativa seleccionada.

8.3.3.1. Tasa de mortalidad de microorganismo – Ley de Chick Watson

No puede determinarse la cantidad de microorganismos que son eliminados en los procesos anteriores a la desinfección dentro de la PTAP. Así que se decide usarse la turbiedad (según los requerimientos establecidos en la Resolución 0330 de 2017) como el

parámetro para definir el Log de remoción, sabiendo que conforme esta se reduce, también lo hace la cantidad de microorganismos.

En el caso de la PTAP Alto del Águila, al tenerse una turbiedad de 1.41 UNT durante el 95% del tiempo, se selecciona 3 Log de remoción con base en lo establecido en el parágrafo 2 del artículo 121 de la Resolución 0330 de 2017.

No se asume un Log adicional de remoción (para inactivar los quistes de Giardia y Cryptosporidium), debido a que se proyecta que esta remoción se alcance con los procesos anteriores a la desinfección. Además de que no se garantiza que con ello se inactiven los patógenos.

De igual manera, tampoco se considera hacer el diseño usando el parámetro CT para eliminar Giardia puesto que el volumen mínimo requerido por el tanque se duplicaría, con lo que se empezaría a tener problemas por los requerimientos de espacio, sin tenerse la certeza de la presencia de los protozoos en la planta de tratamiento.

8.3.3.2. Determinación del parámetro concentración – tiempo (CT)

Con base en la dosificación estimada en apartados anteriores, en la inactivación esperada de microorganismos, en el pH, y la temperatura del agua; se determina a partir de la tabla 14 de la Resolución 0330 de 2017 el valor de la constante CT.

En este caso se obtiene una constante $\mathrm{K} = 83\ \mathrm{mg} - \mathrm{min/L}$.

8.3.3.3. Tiempo de contacto

Al calcularse el tiempo de contacto, se identifica que este al tenerse un tiempo de $27.667\ \mathrm{min}$, este cumple con el mínimo exigido por la resolución.

$$\mathrm{T} = \frac{83\ \mathrm{mg} - \mathrm{min/L}}{3.0\ \mathrm{mg/L}} = 27.667\ \mathrm{min}$$

8.3.3.4. Volumen del tanque

A partir del tiempo de contacto calculado anteriormente, se calcula el volumen mínimo del tanque de contacto.

$$\mathrm{V} = 15\frac{\mathrm{L}}{\mathrm{s}}\ \mathrm{x}\ 27.667\ \mathrm{min}\ \mathrm{x}\ \left(\frac{1\mathrm{m}^3}{1000\ \mathrm{L}}\ \mathrm{x}\ \frac{60\ \mathrm{s}}{1\ \mathrm{min}}\right) = 24.900\ \mathrm{m}^3$$

8.3.3.5. Dimensiones del tanque de contacto

Con base en restricciones de espacio que se tienen, se determinan las siguientes dimensiones del tanque de contacto:

Ancho interno (m)	4.450
Largo interno (m)	6.350
Altura de la lámina de agua (m)	1.250

Estas dimensiones fueron iteradas, de modo que no se sobredimensionara el tanque de contacto. Esto se hizo además, buscando cumplir con todos los parámetros de diseño, y con las condiciones de ubicación de tuberías de entrada y salida.

8.3.3.6. Dimensiones de los tabiques y de los canales internos del tanque

Una vez se establecen las dimensiones del tanque, se establecen de igual manera las dimensiones de los tabiques y por ende de los canales.

Todas las dimensiones del tanque han sido iteradas en conjunto para cumplir con los parámetros de diseño.

Tabiques	
Cantidad de tabiques [n]	12
Espesor (m)	0.15
Largo del tabique (m)	4.10
Canales	
Cantidad de canales	13
Ancho del canal (m)	0.35

Como se verá más adelante, debido al ancho del canal, la velocidad mínima no se cumple. Sin embargo, luego de las iteraciones realizadas, aunque se logra disminuir el área superficial del tanque y con ello mejorar a su vez la velocidad mínima, se tendrían que dejar canales de 0.30m de ancho. Esto se convierte en un problema a la hora de realizar el mantenimiento del tanque, puesto que no hay espacio suficiente para que una persona pueda ingresar y moverse con relativa facilidad.

Por facilidad de construcción se opta por dejar la distancia de la punta del tabique al muro del tanque igual al ancho de los canales.

8.3.3.7. Volumen real del tanque

El volumen real del tanque equivale a calcular el volumen del tanque y restarle el volumen que ocupan los tabiques. Esto porque en ese espacio no hay circulación de agua.

$$\mathrm{V} = (4.45 \text{ x } 6.35 \text{ x } 1.25) - (12 \text{ x } 0.15 \text{ x } 4.10 \text{ x } 1.25)$$

$$\mathrm{V} = 35.322 \text{ m}^3 - 9.225 \text{ m}^3$$

$$\mathrm{V} = 26.097 \text{ m}^3$$

8.3.3.8. Longitud de la trayectoria del flujo

Para el cálculo de la trayectoria que aproximadamente seguiría el flujo en planta. Se hace uso de las dimensiones encontradas anteriormente.

$$L_e = \pi \left(\frac{2x12 + 1}{4}\right) \left\{3 \left[\frac{0.35}{2} + \frac{1}{2}(0.35 + 0.15)\right] - \sqrt{\left[\frac{3x0.35}{2} + \frac{1}{2}(0.35 + 0.15)\right] x \left[\frac{0.35}{2} + \frac{3}{2}(0.35 + 0.15)\right]}\right\}$$

$$L_e = 8.410 \text{ m}$$

$$L_T = 13x3.75 \text{ m} + 0.35 \text{ m} + 8.41 \text{ m}$$

$$L_T = 57.510 \text{ m}$$

8.3.3.9. Numero de dispersión

Con base en los cálculos realizados anteriormente, se tiene que:

$$d = 1.15 \text{ x } \left(\frac{57.510}{0.35}\right)^{-1.13} = 0.004$$

De esta manera se cumple a cabalidad este parámetro y se considera optimo el rendimiento hidráulico de la planta.

8.3.3.10. Velocidad media del agua

Para verificar que en fondo del canal no se presente sedimentación de sólidos, se calcula la velocidad en la sección transversal del canal.

$$v = \frac{0.015 \text{ m}^3/\text{s}}{0.35 \text{ m x } 1.25 \text{ m}}$$

$$v = 0.034 \text{ m/s} = 2.057 \text{ m/min}$$

Observando que la velocidad es mayor a 2 m/min, se puede garantizar el flujo dentro de los canales y con ello la baja sedimentación. Sin embargo, por el ancho de los canales se requiere un mantenimiento continuo del tanque para evitar futuros problemas.

8.3.3.11. Tiempo de retención efectivo

El tiempo de retención o de contacto efectivo se calcula de las dos maneras mencionadas en numeral 6.3.2.10 del presente documento.

Considerando el volumen real del tanque

$$T = \frac{26.097 \text{ m}^3}{0.015 \text{ m}^3/\text{s}} = 1739.80 \text{ s}$$

$$T = 28.997 \text{ min}$$

Considerando la velocidad y la trayectoria del agua

$$T = \frac{57.510 \text{ m}}{2.057 \text{ m/min}} = 27.956 \text{ min}$$

De esta manera se verifica que las dimensiones del tanque permiten que para el caudal de diseño se tenga el tiempo de contacto mínimo establecido por la ley, al tener las condiciones del sistema de cloración definido anteriormente.

Aunque el tiempo de contacto calculado por velocidad y trayectoria del agua cumple con el mínimo calculado a partir del parámetro CT, al igual que el calculado por volumen real del

tanque, debe tenerse en cuenta que deben hacer mantenimientos periódicos del tanque debido que el ancho de los canales es bajo.

8.3.3.12. Borde libre

Para el tanque de contacto de la PTAP Alto del Águila se considera dejar un borde libre de 35 cm, con el fin de garantizar que el agua dentro del tanque este a presión atmosférica. Se sabe que existe la posibilidad de que en un futuro se realicen estudios de optimización de la planta, por lo que puede que el caudal de diseño se incremente, de modo que el tanque serviría para un caudal mayor, incrementado igualmente la dosis de cloro.

Adicionalmente, debido a que el ancho de los canales no permite que una persona ingrese en los tanques para hacer mantenimiento, se debe dejar una cubierta que se pueda retirar con facilidad.

8.3.3.13. Verificación del tanque con condiciones de operación

Para hacer la respectiva verificación, se procedió a determinar inicialmente la velocidad del agua bajo el caudal de operación, considerando que en el tanque la carga (altura) se mantenga constante de acuerdo con el diseño del vertedero, mostrado más adelante. Esto para garantizar que en el vertedero se desarrolle una lámina de agua capaz de superar la cresta del vertedero.

La velocidad se calcula como se muestra a continuación:

$$v = \frac{Q_{Operacion}}{h \text{ x } b}$$

En el caso de la PTAP Alto del Águila, se busca que con el caudal de operación, altura de la lámina de agua se mantenga en 1.25 m.

$$v = 7 \frac{L}{s} \text{x } \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}}\right) \text{x} \frac{1}{1.207 \text{ m x } 0.35 \text{ m}} \text{ x } \left(\frac{60 \text{ s}}{1 \text{min}}\right)$$

$$v = 0.994 \text{ m/min}$$

- Revisión 1: Se calcula primeramente el tiempo de contacto efectivo de acuerdo con la velocidad y la longitud de trayectoria, para luego calcular el valor de la dosis de cloro aplicada considerando que el parámetro CT es igual al de diseño, de modo que este se cumpla. La longitud de la trayectoria es la misma que se calculó en el numeral 8.3.3.8, ya que las características geométricas del tanque no cambian.

  Tiempo de contacto por trayectoria del flujo.

$$T = \frac{57.510 \text{ m}}{0.994 \text{ m/min}} = 57.855 \text{ min}$$

  Determinación dosis de cloro aplicada.

$$D = \frac{83 \ \frac{mg - m}{in}}{57.855 \ min} = 1.435 \ \frac{mg}{L}$$

- Revisión 2: Sabiendo que al tener una altura de la lámina de agua calculada, para el caudal de operación, cambia el volumen dentro del tanque, se determina el tiempo de retención (contacto) con base en el volumen real efectivo para el caudal de operación. Con lo que posteriormente se calcula la dosis de cloro aplicado bajo estas condiciones.

  Volumen real neto para caudal de operación.

$$V = (4.45 \text{ x } 6.35 \text{ x } 1.207) - (12 \text{ x } 0.15 \text{ x } 4.10 \text{ x } 1.207)$$

$$V = 34.112 \ m^3 - 8.909 \ m^3$$

$$V = 25.203 \ m^3$$

  Tiempo de contacto por volumen.

$$T = \frac{25.203 \ m^3}{0.007 \ m^3/s} = 3600.4 \ s$$

$$T = 60.007 \ min$$

  Determinación dosis de cloro aplicada.

$$D = \frac{83 \ \frac{mg - m}{in}}{60.007 \ min} = 1.383 \ \frac{mg}{L}$$

Luego de realizar las dos revisiones anteriores, se procede a aproximar el valor de la dosis de cloro a un valor redondo, de tal manera que su medición sea más sencilla. Para ello, se toma el valor de la dosis más alta (puesto que se calcula para un tiempo de contacto menor, y por ende más exigente) y se redondea a dos decimales. De esta manera, la dosis de cloro aplicada bajo condiciones de operación ($D_{OPERACIÓN}$) será igual a 1.45 mg/L.

Con el cálculo de la dosis, se verifica el parámetro CT para el menor tiempo de contacto, puesto que teóricamente será el menor tiempo que se tendrá en el tanque.

$$CT = 1.45 \ \frac{mg}{L} \text{ x } 57.855 \ min = 83.889 \ \frac{mg - min}{L}$$

De esta manera, se verifica que para el caudal de operación actual, al mantener la velocidad de diseño y la dosis aplicada de cloro, se consigue el mínimo parámetro CT para hacer una adecuada remoción de microorganismos.

En este caso, se toma como caudal de operación el caudal promedio que maneja la planta. Sin embargo, si se manejaran caudales más bajos, se tendrían dos opciones, la primera es dejar una velocidad de operación mayor, permitiendo que la lámina de agua sea bastante baja y con ello evitar el continuo mantenimiento por posibles sedimentaciones. La segunda

permitir una velocidad menor garantizando que el tanque no se subutilice (y que se garantice el tiempo de contacto), haciendo el respectivo mantenimiento.

8.3.4. Diseño hidráulico de tuberías y estructuras complementarias

8.3.4.1. Vertedero de salida

Para la PTAP Alto del Águila, al igual que para la PTAP Galán, se opta por adoptar un vertedero triangular, de acuerdo con la ecuación mostrada en el numeral 6.3.3.2. Esto para conseguir una lámina de agua más fácil de medir, ya que para vertederos rectangulares la lámina de agua era muy baja. Se asume además un ángulo de 90° para la escotadura del vertedero.

El diseño del vertedero se basa en determinar la carga que debe ser ejercida sobre el vertedero para tener caudal de diseño. Para determinar esta carga, se hace uso de la función buscar objetivo del software Excel.

$$15\frac{\mathrm{L}}{\mathrm{s}} = 1000\ \mathrm{x}\frac{8}{15}\ \mathrm{x}\ 0.593\ \mathrm{x}\sqrt{2\mathrm{g}}\ \tan\left(\frac{90}{2}\right)\mathrm{h}^{5/2}$$

$$\mathrm{h} = 0.163\ \mathrm{m}$$

Para poder determinar la altura de la lámina de agua dentro del tanque de contacto, se debe calcular la carga ejercida sobre el vertedero para el caudal de operación, siguiendo el procedimiento anterior.

$$7\frac{\mathrm{L}}{\mathrm{s}} = 1000\ \mathrm{x}\frac{8}{15}\ \mathrm{x}\ 0.593\ \mathrm{x}\sqrt{2\mathrm{g}}\ \tan\left(\frac{90}{2}\right)\mathrm{h}^{5/2}$$

$$\mathrm{h} = 0.120\ \mathrm{m}$$

La altura de la lámina de agua para el caudal de operación dentro del tanque de contacto se determina restando a la altura del caudal de diseño la diferencia entre las cargas ejercidas en el vertedero para los caudales de diseño y operación.

$$\mathrm{h} = 1.250\mathrm{m} - (0.163\mathrm{m} - 0.120\mathrm{m})$$

$$\mathrm{h} = 1.207\mathrm{m}$$

8.3.4.2. Diseño de tuberías

En este caso, al igual que en las anteriores PTAP, se determina la velocidad, las perdidas por fricción y por accesorios que se presentan en la tubería de salida. Para ello, se realiza el cálculo de acuerdo con lo consignado en la sección 6.3.3.3.1.

A pesar de lo indicado en el informe de Jairo Pedraza S.A.S (2019), la tubería de salida del tanque de contacto de la PTAP no se deja 6”, debido a que por la pendiente del terreno (y por ende, de la tubería), esta no trabajaría a presión sino a flujo libre en gran parte de su recorrido. Por lo anterior, se permite que se tengan unas pérdidas algo mayores.

De esta manera, se obtiene lo mostrado en la figura 19figura 16, cuyos cálculos pueden ser observados en lo dispuesto en el anexo 4.

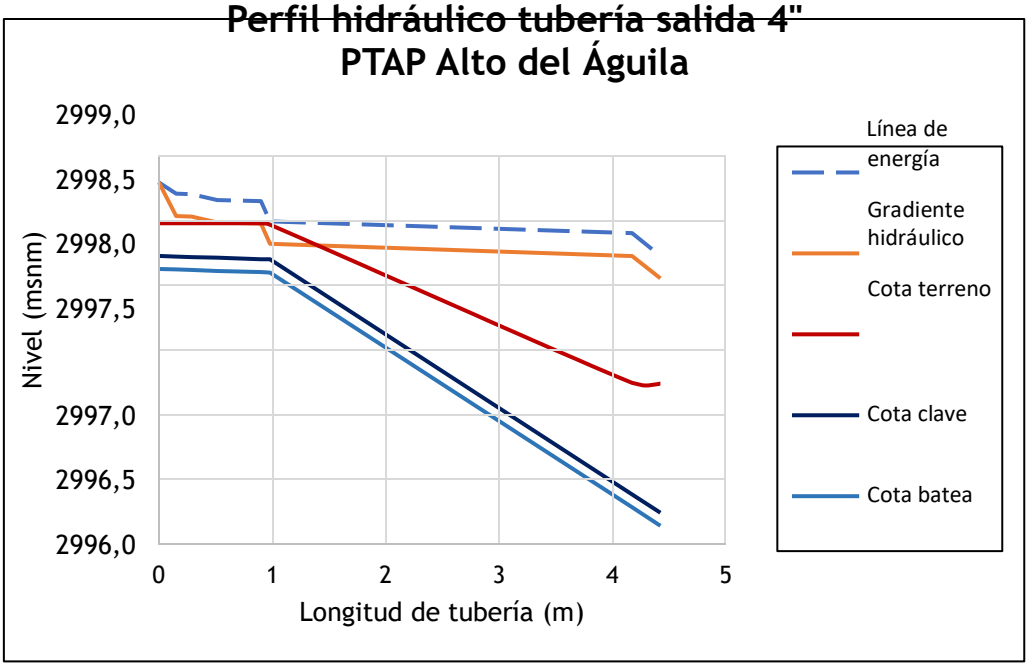


Figura 19. Perfil hidráulico PTAP Alto del Águila.

9. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

Dentro del presupuesto proyectado, se tienen en cuenta actividades como la obras preliminares, las obras de adecuación, las excavaciones y rellenos, la construcción de los tanques, la implementación del sistema de cloración, las instalaciones hidráulicas que sean pertinentes dentro del proyecto, y demás obras a que haya lugar. El detalle de dicho presupuesto se encuentra en el archivo EAAAZ_069_PTO_Tanques Zipa.xlsx.

Adicionalmente, en dicho presupuesto se incluyen los Análisis de Precios Unitarios (APU) de cada uno de los ítems a contratar, siendo pertinente mencionar que se escoge este tipo de presupuesto puesto que es la manera en la que el contratante puede hacer revisiones y hacer las correcciones que considere a la hora de hacer la contratación para la construcción e implementación del sistema de desinfección.

En el caso de las memorias de cantidades de obra, estas se proporcionan en el archivo EAAAZ_069_Cantidad Obra_Tanques Zipa.xlsx por separado, para que su revisión sea más sencilla. En esta memoria se incluyen los cálculos de las cantidades de todos los tanques de contacto.

En el caso de la programación de la obra, se establece que estas tendrán una duración de 3 meses. Esta proyección con base en los rendimientos que se reportaron en los Análisis de Precios Unitarios.

Nota: Los cálculos de los volúmenes y demás cantidades se pueden verificar en los planos adjuntos en el anexo 1 de este documento.

10. CONCLUSIONES

- Caracterizar tanto el agua cruda como el agua tratada luego de X tratamiento es fundamental, puesto que de la eficiencia con la que se trabaje en la planta, se tendrán unos requerimientos más o menos exigentes, que busquen garantizar que el agua sea apta para consumo humano.
- A pesar de que se cuente en una planta con sistemas de desinfección, esto no garantiza que el proceso sea el adecuado, ya que depende también de la forma en la que se agregue el desinfectante (es decir, de la forma y punto de inyección), así como del tiempo de contacto que se le dé a este.
- Aunque se sabe que la remoción **de coliformes totales es** proporcional a la **remoción de turbiedad**, y por lo tanto, están correlacionados no puede asumirse que estas dos sean iguales. Esto debido a que, a pesar de que durante el proceso de tratamiento en la sustracción de turbiedad se pueden remover microorganismos que se adhieren a los sólidos suspendidos, en el mismo los coliformes pueden reaccionar con otros componentes del agua.

  Adicionado a lo anterior, no puede concluirse que es la misma remoción sin hacerse un estudio previo detallado puesto que se podría incurrir en un error que genere sobredimensionamientos de los tanques de contacto. Sabiendo que en caso de que la remoción sea un poco inferior, podría incrementarse la dosis, el tiempo de contacto o ambos para cumplir con el parámetro CT.

  Lo mencionado previamente, con base en que para la PTAP Neusa al considerarse que se hace una remoción que esta entre el 90 y el 95% se requeriría incrementar el volumen del tanque en 342.693 m^3 (para una dosis de 2.6 mg/L), y en 240.308 m^3 (para una dosis de 3.0 mg/L). Y en el caso de la PTAP Alto de Águila se debería incrementar en 8.4 m^3 (un 25% más del volumen del diseño actual).
- La determinación de la demanda de cloro se vuelve el parámetro más importante a la hora de hacer el diseño de los sistemas de desinfección, por lo menos cuando es el cloro el que actúa como desinfectante. Esto debido a que a partir de él se determinan el tiempo de contacto necesario para inactivar microorganismos.
- Dependiendo de la eficiencia en los procesos realizados con anterioridad a la desinfección, se tendrán que hacer mayores o menores esfuerzos (y por ende mayores o menores costos) a la hora de implementar nuevas tecnologías.
- De la geometría que se le dé a un tanque de contacto depende el tiempo efectivo en el que un determinado desinfectante entrara en contacto con el agua. Así por ejemplo no

basta con hacer un tanque rectangular, sino que se necesita garantizar en estos un flujo pistón.

11. RECOMENDACIONES

- En cada una de las plantas debe cuantificarse la presencia de los diferentes tipos de microrganismos que se presentan en las plantas. Esto con el fin de determinar las eficiencias de cada una de ellas. Además, de que esto permitiría conocer si existe la necesidad de hacer un proceso de precloración.
- Debe verificarse constantemente las propiedades físicas del agua en la planta luego del proceso de filtración, tales como pH y temperatura, puesto que estas dos características juegan un papel importante en la determinación de la dosis de cloro que debe suministrarse al agua. Ya que, como se ha mencionado, una disminución del pH o un incremento de la temperatura implicaran una demanda de cloro menor.
- Se recomienda que se realice la construcción de las **curvas de demanda de cloro** para cada una de las plantas de tratamiento de cloro, con el fin de determinar con precisión la gráfica de cloro residual total y con ello definir las dosis para que se dé: la terminación de materia orgánica, la terminación de ion amonio, el punto de quiebre, el cloro combinado (cloraminas) después del punto de quiebre, y el cloro libre (acido hipocloroso y ion hipoclorito).
- En el caso de la PTAP Galán y Alto del Águila se recomienda determinar si a la salida del proceso de filtración hay presencia del protozoo **Giardia** y **Cryptosporidium**. Esto con el fin de determinar la verdadera necesidad de optimizar el proceso de filtración y hasta qué punto. Adicionado al hecho de determinar con mayor certeza los requerimientos de la dosis de cloro.
- Se recomienda a la EAAAZ E.S.P. adelantar estudios con respecto a la viabilidad de optimizar las PTAP Galán y Alto del Águila. Primero debido a la necesidad de suplir una demanda futura (con base en las estimaciones realizadas por el consultor Jairo Pedraza), y segundo con el propósito de mejorar los procesos de coagulación, floculación, sedimentación y filtración; que son al final los que realmente pueden eliminar los quistes de Giardia y Cryptosporidium a un precio razonable.
- Debido a la baja velocidad obtenida en la PTAP Alto del Águila, es recomendable que periódicamente se le esté realizando mantenimiento al tanque. Esto con el fin de evitar la acumulación de sólidos en el fondo.

12. ANEXOS

Los anexos obtenidos como soporte para el proyecto por parte del consultor son los siguientes:

Anexo 1. Planos del proyecto.

Plano 1. Tanque de contacto – Planta de tratamiento de agua potable Regional.

Plano 2. Tanque de contacto – Planta de tratamiento de agua potable Galán.

Plano 3. Tanque de contacto – Planta de tratamiento de agua potable Alto del Águila.

Plano 4. Detalles de válvulas, cimentación de tuberías.

Anexo 2. Costos, presupuesto y programación de obra.

Anexo 3. Diagnóstico de la calidad del agua.

- Planta de tratamiento de agua potable Regional.
- Planta de tratamiento de agua potable Galán.
- Planta de tratamiento de agua potable Alto del Águila.

Anexo 4. Memorias de cálculo.

- Memoria de cálculo del tanque de contacto y del sistema de cloración – Planta de tratamiento de agua potable Regional.
- Memoria de cálculo del tanque de contacto y del sistema de cloración – Planta de tratamiento de agua potable Galán.
- Memoria de cálculo del tanque de contacto y del sistema de cloración – Planta de tratamiento de agua potable Alto del Águila.
- Memoria de cálculo hidráulico de las tuberías de salida de las plantas de tratamiento.

13. REFERENCIAS

13.1. DOCUMENTOS INSTITUCIONALES

Referencia 1. Comisión Nacional del Agua [Conagua] (2016). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Desinfección para Sistemas de Agua Potable y Saneamiento. México D.F., México. [Online]. Recuperado de: http://aneas.com.mx/wp-content/uploads/2016/04/SGAPDS-1-15-Libro23.pdf

Referencia 2. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2010). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS. Sección II. Título C. Sistemas de potabilización. Bogotá D.C, Colombia. [Online]. Recuperado de: http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/Titulo%20C%20-%20Dic%204%202013.pdf

13.2. NORMAS ESPECIFICAS

Referencia 3. Instituto Nacional de Salud [INS] (2018). Guía para la vigilancia por laboratorio de Giardia y Cryptosporidium en muestras de agua. [Online]. Recuperado de: https://www.ins.gov.co/buscador-eventos/Informacin%20de%20laboratorio/Gu%C3%ADa%20para%20la%20vigilancia%20por%20el%20labotarorio%20de%20Giardia%20y%20Cryptosporidium.pdf

Referencia 4. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (22 de junio de 2007). Resolución 2115 de 2007. [Online]. Recuperado de: https://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/normativa/Res_2115_de_2007.pdf

Referencia 5. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (08 de junio de 2017). Resolución 0330 de 2017. [Online]. Recuperado de: http://www.minvivienda.gov.co/ResolucionesAgua/0330%20-%202017.pdf

13.3. BIBLIOGRAFÍA ESPECIALIZADA

Referencia 6. Environmental Protection Agency [EPA] (1986). Design Manual Municipal wastewater disinfection. *Halogen disinfection and dichlorination*. United States. Recuperado de: https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/300045OY.PDF?Dockey=300045OY.PDF

Referencia 7. Environmental Protection Agency [EPA] (1986). Design Manual Municipal wastewater disinfection. *Kinetics and hydraulic considerations*. United States. Recuperado de: https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/300045OY.PDF?Dockey=300045OY.PDF

Referencia 8. Marbello P., R (2005). Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica. *Vertederos y calibración de vertederos de medida*. [Online]. Recuperado de: http://bdigital.unal.edu.co/12697/31/3353962.2005.Parte%206.pdf

Referencia 9. Ramírez Q., F. (s.f). El Cryptosporidium y su eliminación en las ETAPs. Contaje de partículas como sistema de control. [Online]. Recuperado de: http://cidta.usal.es/cursos/EDAR/modulos/Edar/unidades/LIBROS/logo/pdf/Cryptosporidium.pdf

Referencia 10. Romero R., J. (1996). Acuiquímica. *Desinfección*. Colombia. Bogotá D.C. Editorial Presencia.

13.4. OTROS DOCUMENTOS

Referencia 11. Consorcio HMV – DGP (2011). Ajuste, actualización, terminación o formulación de planes Maestros de los sistemas de Acueducto y Alcantarillado en zonas urbanas y centros nucleados del departamento de Cundinamarca.

Referencia 12. Jairo Pedraza S.A.S. (2019). Estudio de optimización y reforzamiento de la capacidad de las conducciones del sistema de acueducto rio frio. Bogotá D.C.

Referencia 13. Manrique M. & Sánchez E. (2016). Recopilación documental del estado actual del recurso hídrico y usos del agua en el territorio del municipio de Cogua. [Online]. Recuperado de: http://repository.udistrital.edu.co/bitstream/11349/3585/1/RECOPILACI%C3%93N-DOCUMENTAL-DEL-ESTADO-ACTUAL-DEL-RECURSO-H%C3%8DDRICO-Y-USOS-DEL-AGUA-EN-EL-TERRITORIO-DEL-MUNICIPIO-DE-COGUA.pdf

Referencia 14. Unión temporal ESICON (2016). Construcción y optimización del sistema de acueducto urbano del municipio de Zipaquirá. *Informe alternativas de optimización de la planta*.

Referencia 15. Unión temporal ESICON (2016). Construcción y optimización del sistema de acueducto urbano del municipio de Zipaquirá. *Informe diseños complementarios planta de tratamiento de agua potable*.

13.5. CARTOGRAFÍA E IMÁGENES

Referencia 16. Departamento Administrativo Nacional de Estadística [DANE] (2017). Geoportal. Marco Geoestadístico Nacional (MGN). [Online]. Recuperado de: https://geoportal.dane.gov.co/servicios/descarga-y-metadatos/descarga-mgn-marco-geoestadistico-nacional/

Referencia 17. Instituto Geográfico Agustín Codazzi [IGAC] (2019). Geoportal. Consulta catastral. [Online]. Recuperado de: https://geoportal.igac.gov.co/contenido/consulta-catastral

Referencia 18. Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales [IDEAM] (s.f). Atlas climatológico de Colombia (1981 – 2010). [Online]. Recuperado de: http://atlas.ideam.gov.co/visorAtlasClimatologico.html