

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**ESTUDIO DE OPORTUNIDADES DE MEJORAS DE LA
PLANTA POTABILIZADORA SISTEMA AISLADO
CAMATAGUA**

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por las Brs. Alayón, Daniela.

Randelli González, María Gabriela.

Para optar al Título de Ingeniero Químico.

Caracas, diciembre de 2011.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

**ESTUDIO DE OPORTUNIDADES DE MEJORAS DE LA
PLANTA POTABILIZADORA SISTEMA AISLADO
CAMATAGUA**

TUTORES ACADÉMICOS: Prof. Henry Blanco.

Profa. María Virginia Najul.

TUTOR INDUSTRIAL: Ing. Agustín Macías.

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por las Brs. Alayón, Daniela.

Randelli González, María Gabriela.

Para optar al Título de Ingeniero Químico.

Caracas, diciembre de 2011.

Caracas, diciembre de 2010

Los abajo firmantes, miembros del Jurado designado por el Consejo de Escuela de Ingeniería Química, para evaluar el Trabajo Especial de Grado presentado por las Bachilleres Alayón Daniela del Carmen y Randelli María Gabriela, titulado:

**“Estudio de oportunidades de mejoras de la planta de
tratamiento Sistema Aislado Camatagua”**

Consideran que el mismo cumple con los requisitos exigidos por el plan de estudios conducente al Título de Ingeniero Químico, y sin que ello signifique que se hacen solidarios con las ideas expuestas por las autoras, lo declaran **APROBADO**.

Profa. Rebeca Sánchez
Jurado

Prof. José Sorrentino
Jurado

Prof. Henry Blanco
Jurado

Profa. María Najul
Jurado

DEDICATORIA

*A su viejo por haberme dado la vida, el amor y el apoyo en todo momento para
alcanzar las metas que me he propuesto.*

*A mi Abuela por ser el punto de partida de esta inmensa familia que ha sabido
confiar en mí en todo momento.*

A mi tía madrina Rosa por ser mi compañera y la de mi madre en todo momento.

*A mi madrina Josefina por contribuir a mi crecimiento enseñándome respeto,
humildad y compromiso.*

A mis amigos por ser mis compañeros y soporte en esta hermosa etapa de la vida.

Daniela Alayón.

DEDICATORIO

*A Dios por acompañarme siempre y me ha dado la fortaleza para poder seguir
adelante.*

A mi familia: Mis padres y mis hermanas que permitieron cumplir con mis metas.

María Gabriela Randelli González

AGRADECIMIENTOS

Ante todo le agradezco a la Universidad Central de Venezuela por brindarme la oportunidad de formarme como profesional en Ingeniería Química.

A nuestros tutores Henry Blanco y María Najul por su constante disposición para orientarnos en este proyecto.

A la Hidrológica del Centro, Hidrocentro por brindarnos la oportunidad de desarrollar nuestro trabajo de grado.

A la Hidrocaribe por permitirnos realizar las visitas a la planta Potabilizadora Santa Clara.

A la Alfarería Metropolitana C.A. por su inmensa colaboración en esta y todas las metas académicas que me he propuesto.

Al personal que labora en la planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua y al personal de la PETA, Reina y Alejandro por su valiosa colaboración.

A lessa por enseñarnos a hacer las pruebas de jarro y su constante disposición a aclarar las dudas.

A mi madre, a toda la familia Alayón, Dieminger, Zea, Brito, Peyret, Rojas, Martínez, Lira, Guzmán, González, Torres y muchos otros que me acompañaron y siguen a mi lado en todo momento apoyándome, tomando malta, comprando tortas, rifas, peloticas de adivinar, etc.

A mis primos Guiliana, Elisa, Andrea Juliet, Luis Esteban y Jorge Gabriel por acompañarnos y ayudarnos a realizar las pruebas en Camatagua, sin importar que debían levantarse de madrugada.

A Stefanie Fonseca y Dorelys González por ser mis amigas, hermanas, en muchos casos mi conciencia y en todo momento mis cómplices. Por sus consejos, su dedicación y objetividad en momentos de dudas, por los ratos de ocio y las largas horas de estudio.

A María Gabriela Randelli por ser una excelente compañera de tesis que siempre me llevo la contraria y respiraba profundo cuando no estaba de acuerdo, y de quien admiro su constancia y dedicación.

A Edwin y su familia, Alejandro, el Gordo, Gustavo, Betty y Mayerling por brindarme su apoyo y colaboración en todo momento.

A Grekchen por su confianza y solidaridad.

Daniela Alayón.

DEDICATORIA

Quiero agradecerle a Dios por haberme acompañado a lo largo de mis estudios.

A mi familia, en especial a mis padres por haberme brindado todo su apoyo no dejar que me rindiera, a mis hermanas que siempre me ayudan.

A mi compañera de tesis, amiga y casi hermana, que jamás desistió a pesar de las vicisitudes que se nos presentaron, fue mi apoyo y mi aliento en momentos difíciles. A su familia que nos brinda apoyo incondicional.

A todos los profesores que con dedicación y mucho profesionalismo me orientaron y me ayudaron a ser una profesional, en especial a los tutores de este trabajo especial de grado.

A la ilustre UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENZUELA, en especial a la Escuela de Ingeniería Química y al personal que la conforma.

A los Ingenieros Agustín Macías y Jesús Useche por no negarme nunca su colaboración.

A Dorelys y Stefanie, que me brindaron su compañía y su apoyo a lo largo del desarrollo de este trabajo.

A mis buenas amigas: Omaira, Roció, Paty, Julia, Bety Bety y mi queridísima Luisana.

A Lesita que nunca me negó su ayuda, siempre estuvo para ayudarme.

A Reina y Alejandro que siempre me prestaron su colaboración.

A todos los buenos compañeros y amigos que me regalaron la oportunidad de ser parte de sus vidas.

Finalmente quiero agradecerle a mi segunda familia la Pastoral Universitaria de la UCV, que siempre han estado pendiente de mí, en especial: Anita, Marissa y María Alejandra.

María Gabriela Randelli González.

Alayón, Daniela del Carmen.

Randelli. G, María Gabriela.

**ESTUDIO DE OPORTUNIDADES DE MEJORAS DE LA
PLANTA POTABILIZADORA SISTEMA AISLADO
CAMATAGUA**

Tutores Académicos: Prof. Henry Blanco/Profa. María Virginia Najul. Tutor

Industrial: Ing. Agustín Macías. Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Química. Año 2011, 182

Palabras Claves: Potabilización del agua, ACCELATOR tipo “IS”, Manto de Lodo,
Turbiedad, Demanda de cloro.

Resumen. En este trabajo se evalúa el desempeño de las unidades que conforman la Planta de Potabilización Sistema Aislado Camatagua, Camatagua- Edo Aragua, caracterizando el estado de las unidades de tratamiento, identificando los principales parámetros de diseño y operación establecidos en la memoria descriptiva de la planta. Se analizó la calidad del agua cruda, sedimentada y tratada de los últimos tres años (2008,2009 y 2010) con el fin de conocer las características del agua, el funcionamiento de algunas unidades y verificar si la calidad del agua potable cumple con las normas. Se realizó la evaluación de cada unidad tratamiento en función de sus condiciones de operación, utilizando métodos analíticos como, pruebas de jarro, adaptadas para simular el desempeño de los procesos de coagulación, floculación y sedimentación, orientadas a la verificación de formación de manto de lodo; análisis granulométricos y de curvas de demanda de cloro. Se establecieron propuestas relacionadas con ajustes y/o modificaciones que incidan positivamente en los parámetros de la calidad del agua tratada, se clasificaron en función del tiempo que requieren para ser aplicadas y se jerarquizaron las propuestas de corto plazo. Los resultados obtenidos muestran que el agua tratada en la mayoría de los casos cumple con los valores máximos establecidos por las Normas Sanitarias de calidad del Agua Potable (Gaceta oficial de la República de Venezuela N° 36.395 de fecha de febrero de 1998) sin embargo, la turbiedad del agua tratada es mayor a 1 UNT. No fue posible establecer conclusiones con relación a los aspectos microbiológicos, orgánicos e inorgánicos del agua. La arqueta de distribución no proporciona la intensidad de agitación y el tiempo de retención favorable para propiciar la mezcla rápida. No se puede formar manto de lodo en las unidades ACCELATOR tipo “IS”. En el agua cruda existe nitrógeno y otros compuestos que no pudieron ser identificados.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I : BASES DEL TRABAJO DE GRADO.....	1
I.1 Planteamiento del Problema.....	1
I.2 Descripción de los Antecedentes.....	2
I.3 Objetivos.....	8
I.3.1 General	8
I.3.2 Específicos	8
I.4 Principales aspectos a considerar en la evaluación de una planta potabilizadora.....	8
I.4.1 Coagulación.....	9
I.4.2 Mezcla Rápida	10
Parámetros operacionales	10
I.4.3 Floculación por manto de lodos.....	12
I.4.4 Decantador Accelerator.....	12
I.4.5 Ensayo de prueba de jarro para evaluación de coagulación y floculación	12
I.4.6 Filtros Rápidos.....	14
I.4.7 Desinfección.....	17
I.5 Método de decisión múltiple binario.....	22
I.6 Descripción de la Planta de Tratamiento Sistema Aislado Camatagua. ...	23
CAPÍTULO II: MARCO METODOLÓGICO	25
II.1 Caracterización del Funcionamiento de la Planta de Tratamiento.....	25

II.1.1 Análisis de la calidad del agua cruda, sedimentada y tratada con los parámetros de medición rutinarios.	25
II.1.2 Revisión de la memoria descriptiva identificando los principales parámetros de diseño y operación establecidos para el funcionamiento de la planta de tratamiento.	26
II.1.3 Cálculo de los principales parámetros de operación de las unidades que conforman la planta de tratamiento.	26
II.2 Proposición de ajustes y/o modificaciones que incidan positivamente en la calidad del agua tratada.	29
II.2.1 Evaluación de la arqueta de distribución	29
II.2.2 Evaluación del decantador Accelerator	29
II.2.3 Evaluación de los filtros rápidos	34
II.2.4 Evaluación de la desinfección	36
II.2.5 Dosificación de sustancias químicas	39
II.2.6 Enumeración de los aspectos que no corresponden al correcto funcionamiento de la planta	40
II.2.7 Clasificación de los ajustes y modificaciones propuestas.	41
II.3 Jerarquización de las modificaciones que se podrían aplicar y valorar en la planta a corto plazo	41
CAPÍTULO III: RESULTADOS Y DISCUSIONES	43
III.1 Análisis de la calidad del agua cruda, sedimentada y tratada con los parámetros de medición rutinarios	43
III.1.1 Agua tratada	43
III.1.2 Agua cruda	46
III.1.3 Consumo de Sustancias químicas	51

III.2 Evaluación de las unidades que conforman la planta potabilizadora y cálculo de los principales parámetros de operación.	53
III.2.1 Características del agua cruda consideradas en el diseño.	54
III.2.2 Arqueta de distribución.	54
III.2.3 Decantador Acclerator tipo “IS”.	59
III.2.4 Filtros rápidos.	77
III.2.5 Desinfección.	89
III.2.6 Dosificación de sustancias químicas	102
III.3.3 ajustes y/o modificaciones propuestas para mejorar el proceso	104
III.4 Clasificación de los ajustes y/o modificaciones propuestas	109
III.4.1 Corto plazo.	109
III.4.2 Mediano plazo.	110
III.5.3 Largo plazo.	110
III.6.1 Selección de los ajustes aplicables a corto plazo	111
CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES	99
CAPÍTULO V: RECOMENDACIONES	99
CAPÍTULO VI: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
APÉNDICE	A
Apéndice A. Revisión de la Memoria Descriptiva	A
Arqueta de distribución	A
Apéndice B. Conversión de unidades de turbiedad.	B
Apéndice C. Foto del tomador de muestras de lodos.	C
Apéndice D. Gráficos de los ensayos de jarro	D
Apéndice E. Resultados de las pruebas realizadas a los filtros. Velocidades de filtración.	E

Apéndice F. Medición del lecho filtrante de cada uno de los filtros que conforman la batería de filtración. F

Apéndice G. Muestras del agua de lavado obtenidas durante el lavado de cada filtro y después del lavado. D

Apéndice H. Datos de la capacidad de dosificación del dosificador de sulfato aluminio..... E

Apéndice I. Datos obtenidos en laboratorio de la demanda de cloro. F

Apéndice J. Cálculos tipos..... H

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1 Decantador Accelator tipo “NS”.....	5
Figura I.2 Decantador Accelator tipo “ IS”	5
Figura I.3 Secciones del Decantador Accelator tipo “ IS”	7
Figura I.4 Comparador para estimar el tamaño del floc producido en la coagulación (Según WRA).	13
Figura I.5 Difusor para aplicación de cloro.	18
Figura I.6 Forma correcta de aplicar cloro.	19
Figura I.7 Curva de punto de quiebre.	21
Figura I.8 Distribución de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.	24
Figura II. 1 Medición de las unidades que conforman la Planta de Tratamiento Sistema Aislado Camatagua.....	27
Figura II.2 Determinación de zona de lodos.....	30
Figura II.3 Ensayos de jarros	33
Figura II.4 Expansión del lecho.....	35
Figura II.5 Recolección de las muestras de lecho.....	36
Figura II.6 Recipientes empleados para la elaboración de las curvas de demanda de cloro.	38
Figura II.7 Dosificador de sulfato de aluminio.....	40
Figura III.1 Máximos, mínimos y promedios mensuales de Turbiedad en el agua Tratada de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.....	44
Figura III.2 Máximos, mínimos y promedios mensuales de Color aparente en el agua Tratada de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.	44
Figura III.3 Promedios mensuales de Cloro Residual en el agua tratada de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.....	46

Figura III.4 Máximos, mínimos y promedios mensuales de Turbiedad del agua cruda de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.	47
Figura III.5 Promedios mensuales de turbiedad del agua cruda, sedimentada y tratada de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010	48
Figura III.6 Promedios mensuales del caudal de agua a la entrada y salida de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.	48
Figura III.7 Promedios mensuales del agua a la entrada y salida de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua y Promedios mensuales de la cota del embalse Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.	49
Figura III.8 Histograma de frecuencia de los caudales de agua a la entrada y salida de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010. .	50
Figura III.9 Promedios mensuales de la turbiedad del agua cruda y tratada, consumo de Sulfato de Aluminio y Polímero de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.	52
Figura III.10 Promedios mensuales del consumo de cloro y promedios mensuales de cloro libre presente en el agua tratada de la Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.	53
Figura III.11 Dosificación de sustancias químicas a la arqueta- Planta de Potabilizadora Sistema Aislado de Camatagua.	55
Figura III. 12 Esquema de la Arqueta de distribución Planta de Potabilizadora Sistema Aislado de Camatagua.	56
Figura III.13 Arqueta de distribución.	57
Figura III.14 Decantador Acclerator tipo “IS” de la planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.	61
Figura III.15 Lavado de los decantadores Acclerator.	63
Figura III.16 Muestras del ensayo de zona de lodos para los sedimentadores Acclerator.	65

Figura III.17 Accelator tipo “ NS”. Planta de Potabilizadora Santa Clara, Clarines. Edo. Anzoátegui.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura III.18 Accelator tipo “ IS”. Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.....	¡Error! Marcador no definido.
Figura III.19 Lavado de Accelator tipo “NS”. Planta de Potabilizadora Santa Clara, Clarines. Edo Anzoátegui	67
Figura III.20 Lavado de Accelator tipo “ IS”. Planta de Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.	67
Figura III.21 Turbiedad vs dosis de coagulante aplicado, ensayos de jarro.	76
Figura III.22 Compuertas a los filtros (a) y filtros antes y durante el lavado (b).	78
Figura III.23 Dimensiones de los filtros.	79
Figura III.24 Lecho filtrante de la batería de filtros.	81
Figura III.25 Relación entre el caudal del agua filtrada antes del lavado de los filtros y después de ser lavado.....	83
Figura III.26 Relación entre la velocidad de filtración antes del lavado de los filtros y después de ser lavado.....	84
Figura III.27 Lavado de los filtros.....	86
Figura III.28 Turbiedad del agua de lavado vs tiempo de lavado.	87
Figura III.29 Calidad del agua filtrada.	88
Figura III.30 Punto de aplicación de sustancias químicas a la arqueta de distribución.	90
Figura III.31 Los cilindros de cloro que emplea la planta sistema aislado Camatagua actualmente.	92
Figura III.32 Curva de demanda de cloro Ensayo 1.....	94
Figura III.33 Curva de demanda de cloro 13/09/2011 y 06/10/2011.	97
Figura III.34 Curva de demanda de cloro de agua cruda y agua cruda después de la aireación.....	101
Figura III.35 Dosificador de sulfato.	104

 ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I.1 Criterios de operación y diseño de la mezcla rápida.	11
Tabla I.2 Índice de Floculación de Wilcomb.....	14
Tabla I.3 Características de lechos mixtos arena-antracita.....	15
Tabla I.4 Modalidades de lavado de filtro.....	17
Tabla II.1 Ecuaciones para el cálculo de parámetros característicos de la Planta de tratamiento Sistema Aislado Camatagua.	28
Tabla II.2 Intensidad de agitación y tiempos de aplicación para los ensayos de jarro.	32
Tabla II.3 Dosis de sulfato de aluminio aplicadas en el Ensayo 2.	33
Tabla II.4 Dosis de sulfato de aluminio aplicadas en el Ensayo 3.	33
Tabla II.5 Dosis de sulfato de aluminio y polímero aplicadas en el Ensayo 4.	34
Tabla II.6 Dosis de cloro aplicada para el ensayo 1 y 2.	38
Tabla II.7 Dosis de cloro aplicada para el ensayo 3.	39
Tabla III.1 Dimensiones de la Arqueta de distribución.....	55
Tabla III.2 Parámetros de operación de la mezcla rápida.....	58
Tabla III.3 Valores de $G \cdot t$ para distintas dosis de sulfato de aluminio.....	58
Tabla III.4 Datos de operación de los decantadores.....	62
Tabla III.5 Condiciones de operación de la planta potabilizadora Santa Clara.....	68
Tabla III.6 Características del agua cruda y tratada de la planta de tratamiento Santa Clara.....	70
Tabla III. 7 Resultados generales del ensayo 1 para verificar la reproducción del comportamiento en planta.....	70
Tabla III.8 Resultados generales del ensayo 2 para verificar la reproducción del comportamiento en planta.....	71
Tabla III.9 Resultados generales del ensayo 3 para verificar la reproducción del comportamiento en planta.....	72

Tabla III.10 Resultados generales del ensayo 3 para verificar la reproducción del comportamiento en planta.....	75
Tabla III.11 Dimensiones de cada uno de los filtros.....	79
Tabla III. 12 Área superficial de los filtros.....	80
Tabla III.13 Tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad del medio filtrante.....	80
Tabla III.14 Especificaciones operación de los filtros.....	82
Tabla III.15 Dosis para la pre-cloración y post-cloración, Ensayo 1.....	96
Tabla III.16. Dosis para la pre-cloración y post-cloración, Ensayo 2.....	98
Tabla III. 17 Contenido de nitrógeno en el agua cruda aireada y sin airear.....	100
Tabla III.18 Enumeración de los ajustes y/o modificaciones propuestas para mejorar el proceso.....	105
Tabla III.19 Actividades a evaluar con el Método de Decisión.....	112
Tabla III.20 Asignación de peso a los parámetros.....	113
Tabla III.21 Asignación de peso de las alternativas en función del parámetro I: Importancia de su aplicación en el tratamiento.....	113
Tabla III.22 Asignación de peso de las alternativas en función del parámetro III: Costo.....	114
Tabla III.23 Porcentaje total de cada una de las alternativas.....	114
Tabla III.24 Orden de ejecución de las alternativas.....	115

CAPÍTULO I

BASES DEL TRABAJO DE GRADO

En este capítulo se definen los problemas fundamentales característicos de la Planta de Potabilización Sistema Aislado Camatagua, los antecedentes en los cuales se basa la investigación, los principales aspectos teóricos que se deben tomar en cuenta y los objetivos que se quieren lograr con el presente trabajo.

I.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Con el propósito de apoyar a la Hidrológica del Centro (Hidrocentro), en su búsqueda de mejoras en el servicio para los usuarios, se ha tomado como objeto de estudio el Sistema Aislado Camatagua, ubicado en la población de Camatagua, Edo. Aragua, constituido por una planta de tratamiento para potabilización no convencional, con las operaciones y procesos típicos: coagulación, floculación, sedimentación, filtración y cloración, cuya diferencia fundamental del esquema convencional es la configuración de su sedimentador, tipo Acclator, donde en la misma unidad se llevan a cabo la floculación y la sedimentación en forma ascendente. La planta es alimentada por gravedad desde el embalse Ernesto León, más conocido como embalse de Camatagua, que también es fuente de abastecimiento para la ciudad de Caracas.

Con base en la información suministrada por la Hidrológica, se han podido detectar situaciones que orientan el planteamiento de la evaluación:

La planta de tratamiento opera frecuentemente con caudales de agua cruda mayores al caudal máximo de diseño, razón por la cual, es importante verificar si el tratamiento sigue siendo eficiente bajo estas condiciones.

Los parámetros básicos de calidad de agua con mayor frecuencia de muestreo y de más fácil acceso en la planta, tales como: pH, turbiedad, color y cloro residual, aunque reflejan en la mayoría de los casos cumplimiento con la normativa, en ocasiones indican que no hay un buen funcionamiento del tratamiento.

En el caso de la turbiedad del agua tratada, su valor es casi siempre mayor al máximo deseable según las normas (1 UNT), destacando que en algunos casos supera el valor de turbiedad del agua de entrada. Al revisar los resultados de los análisis de turbiedad a la salida del sedimentador y del filtro, generalmente se observa un incremento a la salida del sedimentador y su reducción a la salida del filtro, lo que implica que la principal o única unidad de clarificación es el filtro, donde quedan removidos los flóculos.

Así mismo, no se observa relación entre los consumos de sulfato de aluminio y cloro con la calidad del agua, lo que hace necesario una revisión y ajuste en las dosificaciones. Como prueba de esto existen registros de altos consumos de alumbre en el año 2009 con respecto al 2010, sin razón aparente por variación de la calidad del agua cruda.

Es importante destacar que la unidad que conforma la planta conocida como sedimentador Accelator tipo “IS” podría no estar funcionando adecuadamente, ya que la memoria descriptiva de la planta Sistema Aislado Camatagua indica que esta unidad puede ser empleada para toda clase de aguas por muy distintas que sean sus características. Sin embargo, aunque el catálogo de una de las empresas comercializadoras de este tipo de unidades establece que la turbiedad del agua tratada está entre 1 y 3 UNT, los datos reportados en la planta contradicen estas afirmaciones.

En función a lo expuesto anteriormente, se ha planteado realizar un estudio de este sistema aislado Camatagua, que permita verificar los parámetros de calidad del agua efluente y su relación con la operación de la planta, para proponer modificaciones que permitan mejorar su desempeño.

I.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ANTECEDENTES

Las plantas de tratamiento para producir agua potable se caracterizan por poseer una continuidad en el proceso, en el cual se identifican cinco operaciones o procesos principales: coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

Existen diferentes tipos de plantas potabilizadoras, asociados a su configuración. Con base en los arreglos encontrados en Venezuela en 1990, se realizó la siguiente clasificación (Amundaray et al, 1990):

Plantas Convencionales: aquellas donde los procesos de mezcla rápida, mezcla lenta, sedimentación, filtración y desinfección, se realizan en unidades de sección rectangular, consecutivas e independientes.

Plantas Modulares: donde los procesos de mezcla rápida, mezcla lenta y sedimentación se llevan a cabo en unidades cilíndricas concéntricas y la filtración se produce en una unidad cilíndrica independiente de la anterior.

Plantas Compactas: esta modalidad comprende aquellas plantas en las cuales todos los procesos de tratamiento se realizan en una sola unidad.

Plantas no Convencionales: se incluyeron en este conjunto a todas aquellas plantas cuyos arreglos no corresponden con los grupos anteriores. Los sedimentadores son las unidades que generalmente califican al sistema como no convencional, como suele ser el caso de los de flujo vertical y manto de lodos.

El inicio de los sedimentadores de flujo vertical y manto de lodo tuvo su auge en 1869 cuando Sillar y Wigner observaron que el lodo recientemente coagulado al ser agregado a agua turbia tenía la capacidad de hacer precipitar las partículas en suspensión, pero no fue sino en 1880 cuando MuellerNohsen aplica este descubrimiento, que se conoció con el nombre de tanque de Dortmund, y consistía en una estructura de fondo cónico, a la cual entraba agua cruda por la parte inferior y ascendía atravesando un manto de partículas en suspensión, hasta llegar a las canaletas superiores en las que se recogía el agua sedimentada. Para poder conservar las partículas del manto en suspensión, el flujo se hacía pulsante, inyectándolo cada cierto tiempo. (Arboleda, 2000)

Desde el comienzo, los expertos se dieron cuenta que la recirculación de los lodos sedimentados, mejoraba el proceso de separación de sólidos, y así aparecieron los primeros equipos patentados de esta clase, como el “Precipitador Acelerado” de

Archbutt y Deeley en 1892 y el “Acelerador por lodos” de Declerq en 1905, en los que los sedimentos del fondo eran succionados con bombas de vacío e inyectados de nuevo al agua que entraba. Sin embargo, a partir de 1910, debido a diversos problemas de operación, los sedimentadores de manto de lodos fueron usándose cada vez menos, en especial en los Estados Unidos, donde el tanque de flujo horizontal se generalizó con preferencia al de flujo vertical, a pesar de su tamaño.

No obstante, el interés por este último resurgió en 1934, cuando Spaulding obtuvo una patente para un “Precipitador” que seguía los lineamientos generales de sus predecesores europeos. Posteriormente los fabricantes comenzaron a elaborar estos sedimentadores de manto de lodos, que son modificaciones del diseño básico inicial.

Su uso vino a generalizarse en América después de la Segunda Guerra Mundial, cuando las compañías fabricantes de equipos, se hicieron fuertes e impulsaron la venta de este tipo de unidades, no sólo para la industria, sino también para las plantas de tratamiento municipales.

En Europa, en cambio, los sedimentadores de flujo vertical han sido siempre preferidos y hoy en día son los que se usan más comúnmente, debido tal vez a que las plantas de tratamiento son diseñadas por los vendedores de equipos y no por firmas consultoras independientes.(Arboleda, 2000)

Uno de estos diseños fue realizado por Degremont Technology – Infilco, que durante los años treinta patentó el primer clarificador de rata acelerada conocido como Accelator[®] Clarifier (ONDEO Degremont, 2001). Con el tiempo y los avances en la tecnología, Infilco patenta y comercializa el Accelator tipo “NS” (Figura I.1) y posteriormente saca al mercado el Accelator tipo “IS” (Figura I.2). No se conocen las fechas en las que estos últimos equipos fueron comercializados por la empresa.

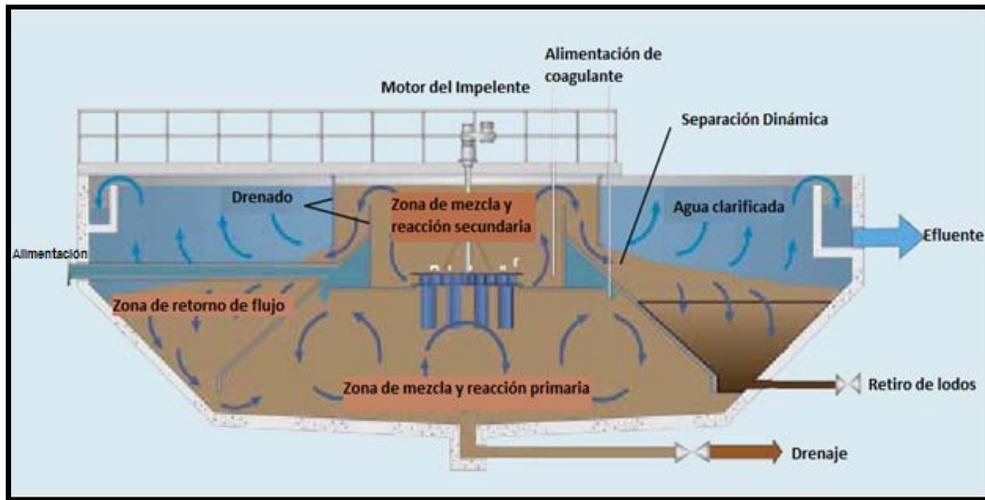


Figura I.1 Decantador Acelerator tipo "NS".

Adaptado de ONDEO Degremont (2001)

El Accelerator® Clarifier emplea la recirculación interna de lodos para acelerar las reacciones químicas e incrementar la densidad de partículas. Mezcla, reacción, retorno de flujo y remoción de lodos fueron unificados en una sola unidad de tratamiento que requiere menos de la mitad del volumen de un sistema convencional con múltiples tanques. La clave para su operación es la incorporación de un impelente, que controla la mezcla y la velocidad de recirculación de lodos a diferentes tasas para controlar rápidamente cambios bruscos en las características del agua cruda. (Infilco Degremont, 2009)

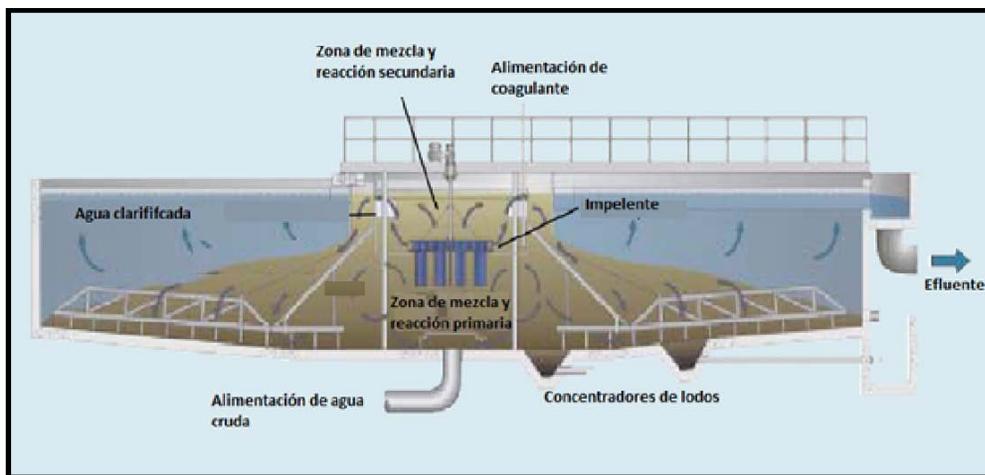


Figura I.2 Decantador Acelerator tipo "IS".

Adaptado de ONDEO Degremont (2001)

El Accelator tipo “NS” es una unidad de tratamiento por contacto de sólidos y consta de los procesos: coagulación, floculación, sedimentación y remoción de materiales sólidos. Su principal característica es que la mezcla se mantiene activa a través de zonas de tratamiento y la sedimentación tiene lugar en los concentradores de lodo. Su diseño permite remover el exceso de lodo sin el uso de barre lodos. La recirculación de mezcla previene la sedimentación en cualquier otra parte de la unidad. La alimentación del agua cruda está ubicada en el centro de la unidad y el drenaje de lodos en el fondo. (ONDEO Degremont, 2001)

El Accelator tipo “IS” que se muestra en la Figura I.2 fue desarrollado para combinar el desplazamiento positivo de lodos inferiores con los mismos principios del Accelator[®] Clarifier y las ventajas hidráulicas del Accelator tipo “NS”. La adición de barre lodos permite que la unidad sea operada a bajas tasas de desbordamiento superficial. Además, la alimentación del agua cruda y los concentradores de lodos están ubicados en la base de la unidad. (ONDEO Degremont, 2001)

En ambos modelos de Accelator se establecen tasas de desbordamiento superficial en un rango de 60-181 m³/m²/d. Además se considera el Accelator tipo “NS”, como una opción económica para pequeñas y medianas aplicaciones con caudales entre 0,02-1,3 m³/s y el Accelator tipo “IS”, como una opción más recomendable para aplicaciones especiales y plantas que requiera unidades con diámetros grandes y que opere con caudales entre 1,3-1,8 m³/s. (Infilco Degremont, 2009)

El Accelator tipo “IS” (Figura I.3), está dividido en cuatro zonas, la zona de mezcla y reacción primaria, la zona de mezcla de reacción secundaria, la zona de recirculación y la zona de concentración de lodos. El proceso comienza con la entrada del agua cruda hacia la zona de mezcla y reacción primaria donde se mezcla con el lodo formado previamente y los coagulantes de tratamiento. La combinación del retorno del flujo y la mezcla mecánica previene que los sólidos se depositen en la base de la zona de mezcla y reacción primaria. (ONDEO Degremont, 2001)

En la zona de mezcla y reacción secundaria continúa el contacto entre partículas floculadas, además de la reacción entre el coagulante y las partículas en suspensión hasta acercarse al equilibrio. Cuando la mezcla abandona esta sección, es descargada hacia la zona de retorno de flujo, y de allí, el agua tratada es desplazada hacia arriba y recolectada en canales. Parte de la mezcla es succionada hacia la zona de mezcla y reacción primaria producto de la acción del impelente. (ONDEO Degremont, 2001)

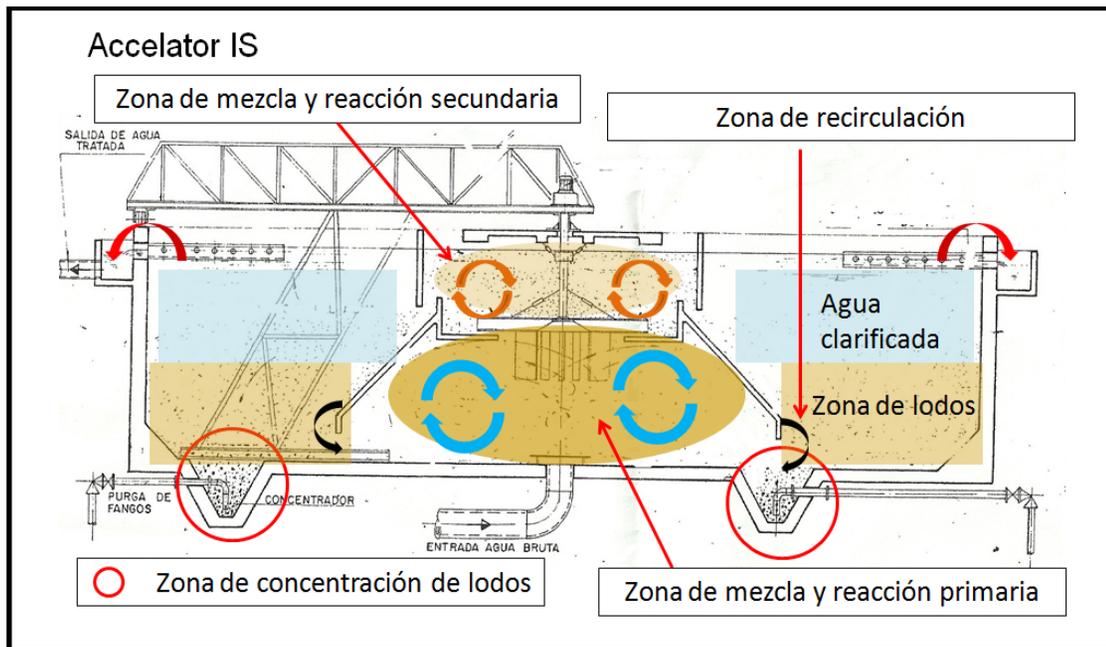


Figura I.3 Secciones del Decantador Acelerador tipo "IS".

Adaptado de Proyecto definitivo de construcción de las plantas Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua y San Sebastián. Parte B. Caracas, Venezuela. (INOS, 1976)

Tal como se observa, la operación del Acelerador tipo "IS" está caracterizada por el flujo dirigido, la separación dinámica del agua tratada y las partículas en movimiento. Las ventajas de esta unidad son principalmente económicas ya que, las funciones que tradicionalmente requieren múltiples unidades y largos tiempos de retención son acopladas en una sola unidad Acelerador en una fracción del tiempo de retención. Su volumen total es aproximadamente el 40 % de lo que requieren unidades convencionales con múltiples tanques de tratamiento, lo que significa que se reduce el área requerida y los costos de construcción. También optimiza el contacto de

partículas y mantiene una concentración de mezcla uniforme. (ONDEO Degremont, 2001)

En Venezuela existen tres plantas que operan con sedimentadores de flujo vertical tipo Accelator. Dos de ellas con sedimentador Accelator tipo “IS” pertenecientes a la compañía hidrológica Hydrocentro, ubicadas en las poblaciones de Camatagua y Suata, Edo Aragua, instaladas en el año 1976 y la otra planta con sedimentador Accelator tipo “NS” de Hydrocaribe, ubicada en Clarines, Edo Anzoátegui, instalada en el 2001.

I.3 OBJETIVOS

Con base en los planteamientos anteriores, los objetivos del presente trabajo son:

I.3.1 General

Evaluar el funcionamiento de la planta de tratamiento de agua del Sistema Aislado Camatagua, Edo Aragua, con el fin de establecer acciones para optimizar el proceso de potabilización de agua.

I.3.2 Específicos

1. Caracterizar el estado de las unidades de tratamiento y sus condiciones de operación.
2. Proponer los ajustes y/o modificaciones necesarios que puedan tener un efecto positivo en la variación de los parámetros de calidad del agua tratada.
3. Presentar los ajustes que pueden ser aplicados y valorados a corto plazo.

I.4 PRINCIPALES ASPECTOS A CONSIDERAR EN LA EVALUACIÓN DE UNA PLANTA POTABILIZADORA

Las plantas no convencionales también constan de las operaciones y procesos importantes en la potabilización del agua:

I.4.1 Coagulación

La coagulación comienza en el mismo instante en que se agregan los coagulantes al agua y dura solamente fracciones de segundos. Básicamente consiste en una serie de reacciones físicas y químicas entre los coagulantes, la superficie de partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma. (Arboleda, 2000)

Los mecanismos de coagulación predominantes son aquellos que se llevan a cabo mediante sales inorgánicas y son:

- Adsorción o neutralización de carga de las especies hidrolíticas por el coloide, lo que provoca la neutralización de la carga.

Las reacciones con aluminio que preceden a la neutralización son extremadamente rápidas y ocurren en milésimas de segundos cuando no hay formación de polímeros hidrolíticos de $Al(III)$, y en un segundo cuando éstos se forman.

Cuando se agrega sulfato de aluminio o sales de hierro al agua en condiciones especiales de dosis de coagulante y pH, se forma una serie de especies solubles hidrolizadas.

En el caso del sulfato de aluminio, las especies hidrolizadas que se forman son Al^{3+} , $Al(OH)^{2+}$, $Al_8(OH)_{20}^{4+}$ y $Al(OH)_4$, las cuales son tomadas a menudo para representar todo el sistema.

Estas especies hidrolizadas se adhieren o forman complejos superficiales con los grupos Silanol ($= SiOH$) y el coloide, lo desestabilizan permitiendo la formación de flóculos. Cuando la cantidad de coloides presentes en el agua es grande, la distancia entre ellos es pequeña. Por lo tanto, es mayor la fuerza de atracción y la energía requerida para su desestabilización menor. (CEPIS, 2005)

- Coagulación de barrido, en la que se producen las interacciones entre el coloide y el hidróxido precipitado.

En la práctica del tratamiento de agua en condiciones de coagulación de barrido, el agua es sobresaturada en 3 ó 4 órdenes de magnitud y el hidróxido se precipita con

mucha rapidez. En estas circunstancias son considerablemente más importantes las condiciones químicas para lograr una buena precipitación y subsecuente floculación de las partículas, que las interacciones de transporte entre el coloide y los productos hidrolíticos durante la desestabilización. Por consiguiente, en este caso son importantes los aspectos químicos en la etapa de desestabilización y los de transporte en la etapa de floculación. (CEPIS, 2005)

I.4.2 Mezcla Rápida

La mezcla rápida es la operación empleada en el tratamiento del agua con el fin de dispersar diferentes sustancias químicas y gases. En plantas de purificación de agua el mezclador rápido tiene generalmente el propósito de dispersar rápida y uniformemente el coagulante a través de toda la masa o flujo de agua. Puede efectuarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos o mecánicos. (Romero, 1999)

Las unidades de mezcla rápida más usadas en los sistemas patentados (caso de estudio) son los retromezcladores hidráulicos con dispersor de solución. También es usual utilizar la turbulencia generada por la caída de agua de los vertederos de ingreso de agua a cada una de las unidades de manto de lodos. Los retromezcladores hidráulicos son tanques de forma cuadrada o rectangular, provistos de tabiques o deflectores transversales a la dirección del flujo, los que cortan el movimiento rotacional del fluido y producen una turbulencia adicional. En este caso, la mezcla se produce aprovechando la energía cinética que trae el agua.

El dispersor de solución se encuentra sobre la tubería de ingreso de agua al tanque. Esta tubería, por lo general, está al fondo del mismo. (CEPIS, 2005)

Parámetros operacionales

Los parámetros operacionales de la mezcla rápida son la intensidad de agitación que se debe impartir a la masa de agua para dispersar al coagulante, la cual se evalúa mediante el gradiente de velocidad, y el tiempo durante el cual debe aplicarse esta agitación al agua. La magnitud de estos parámetros depende del tipo de coagulación

que se va a llevar a cabo. Cuando el mecanismo predominante es el de adsorción o neutralización de carga, la intensidad de agitación es importante. (CEPIS, 2005)

La tabla I.1 contiene los criterios de operación y diseño de las unidades de mezcla rápida recomendados por algunos autores.

Tabla I.1 Criterios de operación y diseño de la mezcla rápida.

Tipo de Coagulación	G (s ⁻¹)	Θ (s)	Fuente
Adsorción- neutralización de carga (generalmente en agitación hidráulica)	1000-3000	1-5	Arboleda, 2000
Barrido por incorporación (generalmente en agitación mecánica)	400-800	30-180	
No se especifica el tipo de coagulación asociada	1000	20	Romero, 1999
	900	30	
	790	40	(Manual AWWA)
	700	> 40	

Según Letterman y otros, se puede usar la siguiente expresión para optimizar la mezcla rápida:

$$G \cdot T_o C^{1,46} = 5,9 \times 10^6$$

Donde:

T_o: tiempo óptimo de mezcla rápida, s

C: dosis de alumbre, mg/l

Es importante destacar que esta ecuación no ha sido mostrada para diferentes condiciones de coagulación. Fue desarrollada para coagulación con alumbre de

suspensiones coloidales de carbón activado y sirve como criterio adicional en el diseño de mezcladores rápidos. (Romero, 1999).

I.4.3 Floculación por manto de lodos

Es aquella producida por una turbulencia originada por la descarga del agua cruda en el fondo de la unidad. Esa turbulencia es gradualmente disipada en el manto de lodos, cuya tendencia es sedimentar en el sentido contrario al flujo del agua causando aglutinación de flóculos por contacto entre ellos. Con el aporte de nuevas partículas traídas por el agua cruda y del coagulante aplicado para desestabilizarlas, el manto tiende a expandirse vertiendo hacia el concentrador, desde donde es drenado periódicamente a través de una válvula accionada manualmente o por temporizador, a fin de mantener la concentración óptima del manto de lodos y su estabilidad. (AWWA, 1990)

Los aspectos operacionales que se consideran para que se favorezca la floculación son los siguientes:

- El tiempo de floculación, va a depender de la profundidad del manto (5 y 15 min)
- El gradiente de velocidad, depende de la concentración y densidad de los flóculos.
- Profundidad del manto de lodo, debe ser entre 1 y 3 metros. (AWWA, 1990)

I.4.4 Decantador Acclator

Según se planteó en la descripción de los antecedentes, los decantadores Acclator tipo “IS” están diseñados para manejar caudales entre 1,3 y 1,8 m³/s y una tasa de desbordamiento superficial entre 60 y 181 m³/m²/d. (Infilco Degremont, 2009)

I.4.5 Ensayo de prueba de jarro para evaluación de coagulación y floculación

El ensayo de prueba de jarro permite la simulación de los procesos de coagulación, floculación y sedimentación de las plantas de potabilización, el cual ha sido

estandarizado para facilitar la comparación y validación de los resultados. Se utiliza un equipo de seis jarras, con agitadores de velocidad variable para crear turbulencia simultánea en ellos. Durante el proceso se puede determinar cualitativa y cuantitativamente parámetros como: tamaño y tiempo de formación de los flóculos, características físico químicas, velocidad de asentamiento, dosis óptima de coagulantes, entre otras. Entre las herramientas para la evaluación de los flóculos se pueden utilizar: el comparador desarrollado por el Water Research Institute de Inglaterra (WRA) (figura I.4) que permite su tamaño en milímetros o el índice de Willcomb (tabla I.2) (Arboleda, 2000).

En general, se elige como dosis óptima aquella jarra donde se haya producido la partícula más grande, de mayor velocidad de asentamiento aparente y que deje ver el agua más clara entre los flóculos. Es importante recalcar que estas determinaciones son bastante subjetivas y dependen del criterio del observador. (CEPIS, 2005)

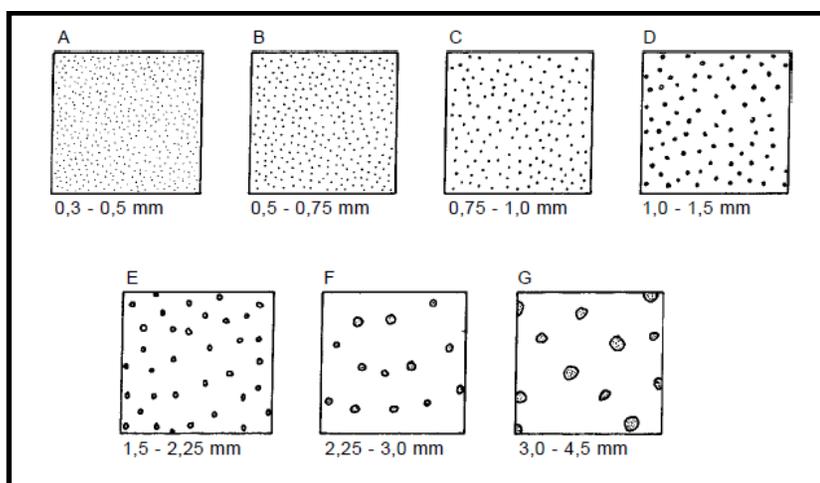


Figura I.4 Comparador para estimar el tamaño del floc producido en la coagulación (Según WRA).

Fuente: CEPIS, 2005

Tabla I.2 Índice de Floculación de Willcomb.

Número del índice	Descripción
0	Flóculo coloidal. Ningún signo de aglutinamiento.
2	Visible. Flóculo muy pequeño, casi imperceptible para un observador no entrenado.
4	Disperso. Flóculo bien formado pero uniformemente distribuido. (Sedimenta muy lentamente o no sedimenta).
6	Claro. Flóculo de tamaño relativamente grande pero que precipita con lentitud.
8	Bueno. Flóculo que se deposita fácil pero no completamente.
10	Excelente. Flóculo que se deposita todo dejando el agua cristalina.

Fuente: Arboleda, 2000

I.4.6 Filtros Rápidos

El proceso de filtración tiene como objetivo separar las partículas y microorganismos, que no han quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación. En consecuencia el trabajo que los filtros desempeñan depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios. (Arboleda 2000).

La filtración puede efectuarse en muchas formas, la más común en las plantas de tratamiento es la filtración rápida con lecho mixto de arena-antracita.

Las características del medio filtrante que desempeñan un papel importante en la eficiencia del proceso son principalmente el diámetro de los granos y la distribución de tamaños (granulometría). Éstas, unidas a las características de la suspensión, la velocidad de filtración y la calidad del agua filtrada, inciden en la carrera de filtración, entendida ésta, como el tiempo de operación efectiva del filtro desde el inicio hasta el momento del lavado.

Adicionalmente, son las variables del proceso más fácil de controlar y posiblemente de mayor significado en la operación del filtro. (CEPIS, 2005)

La Tabla I.3 presenta las principales características de medios filtrantes de arena-antracita recomendadas para obtener un buen funcionamiento:

Tabla I.3 Características de lechos mixtos arena-antracita.

Características	Arena	Antracita
Espesor (cm)	15-30	45-60
Tamaño efectivo (mm)	0,50-0,60	0,80-1,10
Coefficiente de uniformidad CU	≤ 1,5	≤ 1,5
Tamaño más fino (mm)	0,42	0,59
Tamaño más grueso (mm)	1,41	2,0

Fuente: CEPIS, 2005

Para los lechos dobles de arena y antracita se emplean tasas de filtración comprendidas entre 235-590 m³/m²/d (Arboleda, 2000). La tasa de filtración además de depender de la granulometría y espesor del lecho filtrante, también depende del método de operación de los filtros y la eficiencia del lavado.

Para determinar si los filtros se están operando de manera correcta, se pueden considerar los siguientes aspectos:

Calidad del filtrado inicial

Después del proceso de lavado, el primer efluente que produce el filtro por lo general tiene una turbiedad mayor que la del resto de la carrera, debido a que una parte de las partículas que se desprendieron durante el lavado todavía permanecen en el filtro y salen al entrar en servicio. Normalmente, cuanto más descuidada sea la operación del filtro y peor se encuentre el medio filtrante, más turbio será el primer efluente que produzca el filtro. (CEPIS, 2005).

Duración de las carreras de filtración

En una batería de filtros que funcione correctamente, la duración de las carreras de filtración puede variar entre 30 y 50 horas o más, dependiendo de la calidad del agua

coagulada o decantada que reciba. Se denomina carrera de filtración al intervalo entre lavados de un mismo filtro. (CEPIS, 2005)

Expansión del medio filtrante

La expansión del lecho filtrante depende del caudal de lavado y del peso de los granos de arena. Este último varía de acuerdo con el diámetro del material granular.

En filtros de diseño americano, con arena fina o arena y antracita la expansión es del orden del 20 al 50 %. Con porcentajes de expansión mayores, en lugar de mejorar, la limpieza de la arena desmejora, porque al distanciarse más los granos de arena, ya no se friccionan entre sí. En los filtros de diseño europeo, con arena gruesa de 0,80 a 1,0 mm de diámetro de tamaño efectivo y lavado con aire y agua, el porcentaje de expansión óptima es de 10 %.(CEPIS, 2005; Arboleda 2000).

Duración del proceso de lavado

Cuando se hace el lavado de un filtro, la turbiedad del agua de lavado aumenta rápidamente al principio y puede llegar a valores superiores a 1.000 UNT y luego, a medida que el medio filtrante se va limpiando, la turbiedad va disminuyendo. Analizando esta curva, se puede determinar el tiempo de lavado más conveniente. El tiempo de lavado también varía con la calidad del agua cruda y en la época de lluvia, cuando la turbiedad es alta, el tiempo de lavado necesario suele ser mayor que en época de aguas claras. (CEPIS, 2005)

Velocidad de lavado

La tabla I.4 presenta las velocidades de lavado ascendente con agua de los filtros, según el tipo agitación auxiliar empleado y el medio filtrante.

Tabla I.4 Modalidades de lavado de filtro.

Lavado ascendente con agua		Agitación Auxiliar		Medio filtrante con que se usa
Tipo	Descripción	Tipo	Descripción	
De alta velocidad 0,60 a 1,20 m/min	Se usa velocidad constante durante el lavado con fluidificación de todas las capas del medio filtrante y estratificación de partículas	Sin agitación auxiliar	Se usa lavado ascendente solo	Arena fina sola Arena y antracita
		Con agua	Con chorros fijos Con chorros rotatorios	Arena fina sola Arena y antracita
		Con aire	Aire sin flujo ascendente primero y agua sola después	Arena fina sola Arena y antracita
De baja velocidad 0,25 a 0,45 m/min	Velocidad constante durante el lavado sin fluidificación de partículas	Con aire	Aire primero separadamente del flujo ascendente que se inyecta después	Arena gruesa sola
	Velocidad inicial más baja durante la primera fase de lavado que durante la segunda, sin fluidificación en ambas	Con aire	Aire simultáneamente con el agua primero y luego agua sola a una rata mayor	Arena gruesa sola
De baja velocidad seguida de alta velocidad 0,25 a 0,30 m/min Más 0,60 a 1,0 m/min	Velocidad baja durante la primera fase de lavado sin fluidificación y alta durante la segunda con fluidificación de partículas	Con aire	Aire simultáneamente con un flujo ascendente bajo primero y agua sola con alta velocidad después	Arena gruesa sola

Fuente: Arboleda, 2000

I.4.7 Desinfección

La desinfección es la desactivación o eliminación de los microorganismos patógenos que existen en el agua. La destrucción de los microorganismos se lleva cabo diluyendo desinfectante en el agua.

Los procesos de mezcla, coagulación, sedimentación y filtración remueven, con mayor o menor eficiencia, la mayoría de las bacterias y virus presentes en el agua. Estos procesos pueden ser considerados como preparatorios para la desinfección, ya

que disminuyen la carga bacteriana del agua y hacen más eficientes los métodos de desinfección. (Arboleda, 2000)

Existen diferentes desinfectantes que se pueden emplear para tratar el agua, por lo general se emplean halógenos para el proceso de potabilización de agua. El halógeno más comúnmente utilizado en las plantas de tratamiento es el cloro, debido a que reúne las mayores ventajas: es eficiente, fácil de aplicar y deja efecto residual que se puede medir por sistemas muy simples y al alcance de todos. Tiene, en cambio la desventaja de ser corrosivo y especialmente en algunos casos formar subproductos posiblemente peligrosos para la salud y producir un sabor desagradable. (Arboleda, 2000).

Se debe tener un control constante de los sistemas de cloración. Los aspectos más importantes a considerar son los puntos de aplicación, las características de la instalación y la demanda de cloro de la planta.

Puntos de aplicación

Debe distribuirse de manera uniforme en toda la masa de agua mediante un difusor (figura I.5), y estar completamente sumergido como se muestra en la figura I.6, donde se encuentra el difusor con una altura mínima de agua de 1,50 metros, que es mantenida por la ubicación del vertedero de salida de la cámara, además se produce una turbulencia causada por el vertedero de entrada en la cámara de cloración. (CEPIS, 2005)

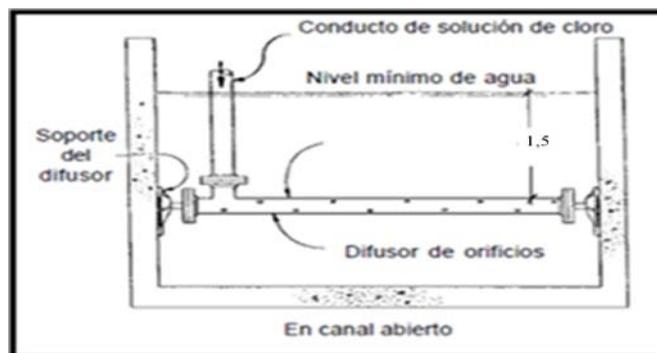


Figura I.5 Difusor para aplicación de cloro.

Fuente: CEPIS, 2005

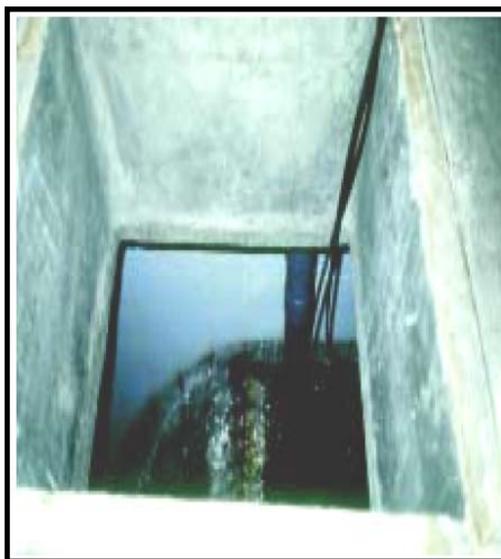


Figura I.6 Forma correcta de aplicar cloro.

Fuente: CEPIS, 2005

Características de las instalaciones de cloración

Para corroborar si la instalación es segura y eficiente se debe verificar si la ventilación es apropiada, observando si está ubicada en la parte inferior de los muros y si las puertas o muros son de malla o de ladrillo hueco. A su vez, se debe comprobar la existencia de equipos de protección para la manipulación del cloro, como máscaras en buen estado y una botella de amoníaco en el caso de detectar fugas y equipos para reparar las mismas.

Se deben revisar las facilidades con que se cuenta para el traslado de cilindros dependiendo de la capacidad (150 ó 2.000 lb), la existencia y estado de la balanza para controlar el peso del cilindro en uso, si la capacidad del almacén de los cilindros es adecuada, el número de cilindros llenos y vacíos que se mantienen almacenados y comprobar que el cilindro de cloro en uso no se encuentre escarchado o congelado por fuera. (CEPIS, 2005)

Dosis de cloro

En el tratamiento de agua para el consumo humano, la dosis de cloro es la cantidad de cloro que se debe agregar a un volumen de agua para garantizar la destrucción de los microorganismos que puedan estar presentes.(CEPIS, 2005)

Para la adopción de una dosis de cloro se debe observar la dosis aplicada en el punto de quiebre en la curva de demanda de cloro para esa agua y con base en ésta, fijar la dosis y la zona en la curva en la cual se desea desinfectar (figura I.7). Normalmente es recomendable dosificar para obtener un residual de cloro libre mayor de 0,2 mg/l. (CEPIS, 2005)

De la figura I.7 se observan las siguientes zonas:

Zona A: esta es la demanda de cloro y se define como la cantidad de cloro consumido hasta producir un residual medible.

Zona B: en esta zona el cloro reacciona con el nitrógeno presente en el agua (nitrógeno amoniacal) produciendo cloramias, y se miden residuales de cloro combinado.

Zona C: esta es la zona crucial, pues a partir de ella se obtiene el residual de cloro libre deseado, que constituye el requerimiento de cloro para la cloración con residual.

Zona D: en esta zona sólo existe cloro residual. Cualquier aumento en la dosis de cloro es proporcional al residual del agua. (CEPIS, 2005)

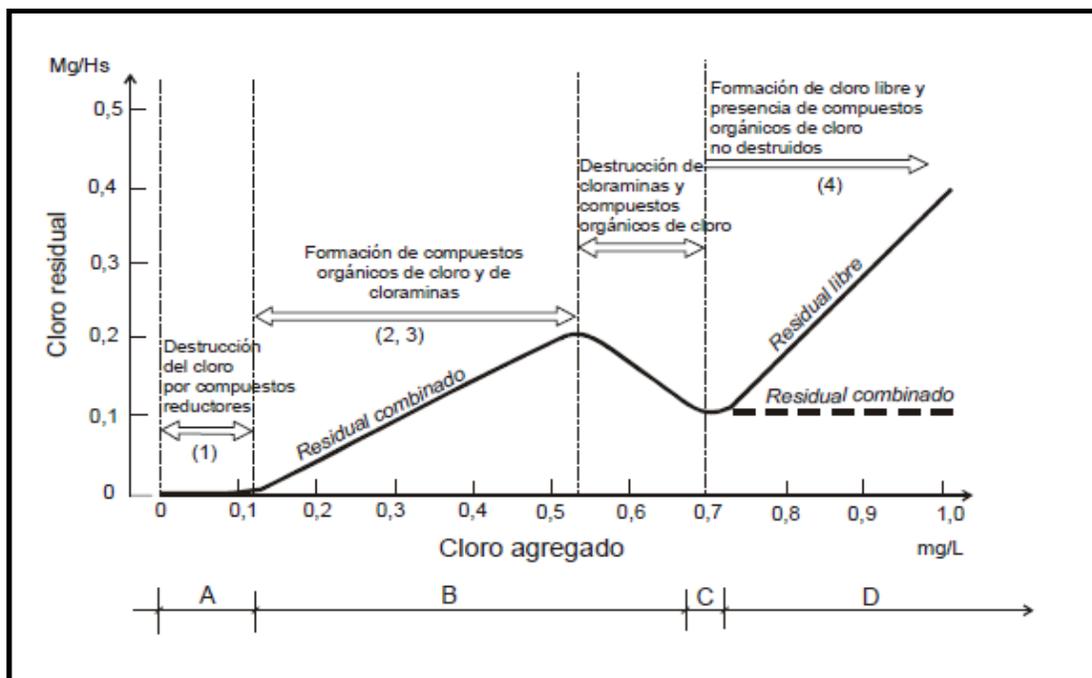


Figura I.7 Curva de punto de quiebre.

Fuente: CEPIS, 2005

Esta curva tiene diferentes configuraciones según sea la concentración de nitrógeno (orgánico e inorgánico) presente en el agua. Se consideran cuatro casos:

Caso 1: si no existe ningún tipo de nitrógeno, el cloro residual aumenta en proporción directa al cloro aplicado y no se presenta punto de quiebre. Todo el cloro residual aparecería como cloro libre ($HOCl$; OCl).

Caso 2: si existe nitrógeno amoniacal, pero no nitrógeno orgánico, el cloro que se aplique reaccionará con el NH_3 para formar monocloramina mientras exista un exceso de amoníaco (Zona B). Al alcanzar el equilibrio y al seguir agregando cloro, la monocloramina se va transformando en dicloramina que transmite un característico mal sabor al agua. A su vez la dicloramina va reaccionando con el exceso de cloro y produciendo nitrógeno (N_2) y óxido nitroso (NO , NO_2) que son gases, o nitratos (NO_3^-) y ácido clorhídrico (HCl) que no son detectados como cloro residual.

Debe tenerse presente que el $HOCl$ sólo puede existir cuando todo el NH_3 ha sido destruido.

Caso 3: si existen proporciones apreciables pero similares de nitrógeno amoniacal y nitrógeno orgánico el cloro en el punto de quiebre no desaparece completamente, sino que queda un remanente de cloraminas y cloro combinado que no es reducido por el cloro, aún por dosis altas.

Caso 4: si la concentración de nitrógeno orgánico es apreciable y mayor que la de nitrógeno amoniacal, el cloro residual en el punto de quiebre es alto y la curva puede tener una pendiente casi continua, pues se forman notables cantidades de cloraminas y cloro combinado que no desaparecen con el aumento de la dosis de cloro. (Arboleda, 2000)

I.5 MÉTODO DE DECISIÓN MÚLTIPLE BINARIO

Para el desarrollo de este trabajo, se consideró emplear un método para la selección de los ajustes y/o modificaciones que puedan ser ejecutadas a corto plazo. Las bases del método se describen a continuación:

La toma de decisiones significa analizar cuidadosamente los datos pertinentes, antes de determinar la mejor de las opciones. Esto implica un estado de incertidumbre creado por la necesidad de formar un curso de acción que logre ciertos resultados predeterminados. Esta incertidumbre puede presentar varias formas.

- Decisión estándar, donde existe un espectro fijo y limitado de opciones.
- Decisión binaria, donde las alternativas son "si" o "no".
- Opciones múltiples, donde se tiene un número excesivo de opciones aparentemente buenas.
- Decisión innovadora, donde se requiere acción, pero de pronto no se vislumbra ninguna opción apropiada o aceptable. (Lorne C. et al, 1990)

El Método de Decisión Múltiple Binario (MDMB), consiste en asignar los factores de peso a los diferentes parámetros que comprende una matriz de evaluación, y la selección de la más favorable de acuerdo a una puntuación obtenida a través del método, entre diferentes alternativas propuestas.

Este método consta de los siguientes pasos:

1. Selección de los parámetros que interesan para las alternativas propuestas.
2. Comparar cada parámetro con los demás en la base de uno a uno, para determinar cuál de los dos es el más importante.
3. Obtener los factores de peso para cada parámetro de la matriz.
4. Evaluación de las alternativas.
5. Ponderación de la puntuación obtenida por el peso que tiene cada parámetro dentro de la matriz de evaluación. (Oropeza L. et al, s.f.)

I.6 DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO SISTEMA AISLADO CAMATAGUA.

La planta (figura I.8), consta de una unidad de llegada y distribución del agua cruda, denominada arqueta de distribución, donde se aplican tanto el sulfato de aluminio como el cloro para la pre-cloración. La Arqueta está dividida en cuatro secciones llamadas cámaras de alimentación a decantación, de las cuales sólo dos se encuentran en funcionamiento, ya que las otras fueron agregadas para futuras ampliaciones.

Desde cada cámara el agua es enviada a una unidad decantadora Accelator tipo “IS”, desde donde el agua clarificada es dirigida a la batería de filtración. De allí pasa a un tanque donde se ubica el punto de post-cloración y el sistema de bombeo hacia las principales redes de distribución.

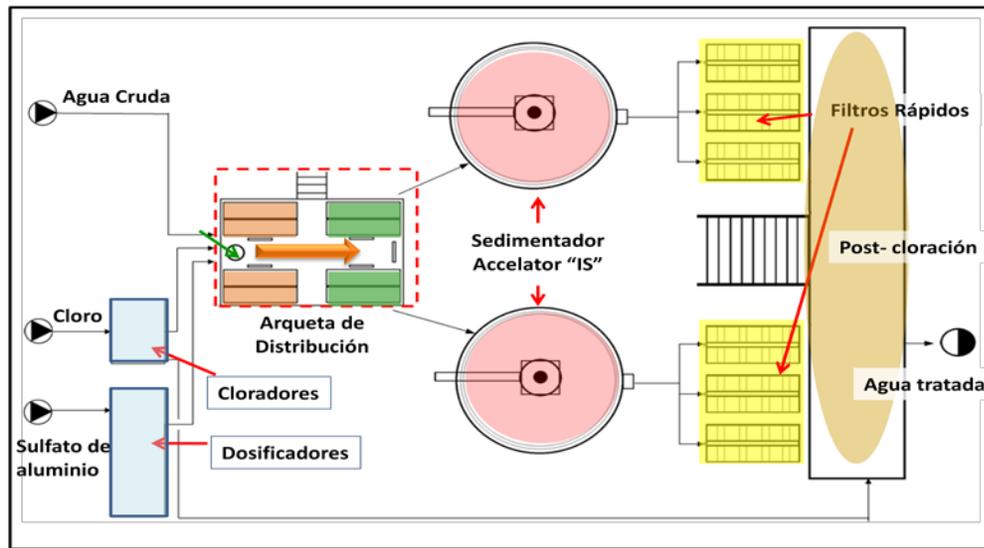


Figura I.8 Distribución de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO II

MARCO METODOLÓGICO

En este capítulo se describen las actividades que se llevaron a cabo para cumplir los objetivos del presente trabajo especial.

Desde la perspectiva más general, el método experimental que se usó en la evaluación de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, está basado en los conocimientos adquiridos mediante: consulta de libros, trabajos especiales de grado relacionados, asistencia a clases de tratamiento para potabilización de agua, entre otros. Así pues, el conjunto de actividades planteadas a continuación darán cumplimiento a cada objetivo específico propuesto.

II.1 CARACTERIZACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

Para lograr un reconocimiento claro y objetivo de la planta de tratamiento Sistema Aislado Camatagua y su funcionamiento se procedió como sigue:

II.1.1 Análisis de la calidad del agua cruda, sedimentada y tratada con los parámetros de medición rutinarios.

Se revisaron los parámetros de operación de la planta de los últimos tres años (2008, 2009 y 2010), los cuales comprenden datos de pH, color, turbiedad y cloro residual en el agua cruda, tratada y sedimentada. Se analizó esta información con el fin de conocer algunas características del agua cruda, el funcionamiento de las unidades y verificar la calidad del agua potable de acuerdo a las normas. Se realizaron gráficos para su interpretación y con el uso de histogramas de frecuencia se determinaron los caudales de agua con que opera la planta, así como el consumo de sustancias químicas.

II.1.2 Revisión de la memoria descriptiva identificando los principales parámetros de diseño y operación establecidos para el funcionamiento de la planta de tratamiento.

Para iniciar el reconocimiento de las instalaciones y comportamiento de la planta se dispuso de la memoria descriptiva del diseño original, de donde se obtuvo una descripción detallada de cada unidad de tratamiento, así como los principios que sustentan su funcionamiento, control, mantenimiento.

Con la memoria descriptiva del diseño original, se identificaron los parámetros de operación para los cuales fue proyectada esta planta de tratamiento y se compararon con el funcionamiento actual. Los aspectos considerados fueron: calidad del agua cruda y tratada, rango de dosificación, caudales de alimentación (máximo, mínimo y normal), dimensiones de las unidades, tiempos de retención, puntos de aplicación de sustancias químicas, entre otros.

II.1.3 Cálculo de los principales parámetros de operación de las unidades que conforman la planta de tratamiento.

Se midieron las unidades que conforman la planta: arqueta de distribución, decantador Accelator, y filtros (figura II.1), se compararon estos datos con los especificados en la memoria descriptiva y se utilizaron para calcular los parámetros característicos de cada unidad. En la tabla II.1 se identifican estos parámetros, así como las expresiones matemáticas que se utilizaron para los cálculos respectivos.



Figura II. 1 Medición de las unidades que conforman la Planta potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.

Tabla II.1 Ecuaciones para el cálculo de parámetros característicos de la Planta de tratamiento Sistema Aislado Camatagua.

Variables	Aplicado en	Ecuación
Tiempo de retención (θ (s)) V: volumen de la unidad (m³) Q: caudal de agua alimentado a la unidad (m³/s)	Mezcla rápida, decantador Accelator	$\theta = \frac{V}{Q}$ (1)
Gradiente de velocidad hidráulico G (s⁻¹) γ: peso específico del agua (grf/cm³) h: pérdida de carga (cm) μ: viscosidad dinámica del agua (gr.s/cm²)	Mezcla rápida,	$G = \frac{\sqrt{\gamma \cdot h}}{\sqrt{\mu \cdot \theta}}$ (1)
Gradiente de velocidad en la floculación (G (s⁻¹)) ρ: densidad del agua (kg / m³) ρ_f: densidad del floculo (kg / m³) A_f: área de floculación (m²) C: dosis media por partículas floculadas (cm³/cm³)	Decantador Accelator	$G_f = \frac{\sqrt{\rho \cdot g}}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{C}{1-C} \cdot \frac{\rho_f - \rho}{\rho} \cdot \frac{Q_c}{A_f}}$ (2)
Tasa de desbordamiento superficial (m³/m²/d) As: área superficial (m²)	Decantador Accelator	$RDS = \frac{Q}{As}$ (3)
CUV: carga unitaria de vertederos (l/s/m) Lv: longitud de vertederos (m)	Decantador Accelator	$CUV = \frac{Q}{Lv}$ (3)
vf: velocidad de filtración (m/s) Af: área de filtro (m²) Q: caudal de cada filtro (m³/s)	Filtros	$vf = \frac{Q}{Af}$ (3)
C: concentración de coagulante (%) m : flujo másico del coagulante (kg/h) q: caudal de agua cruda (l/s)	Dosificación de coagulante	$C = 277,78 \cdot \frac{m}{q}$ (3)

Fuente: (1) Arboleda, 2000, (2) AWWA, 1990. (3) CEPIS, 2005

II.2 PROPOSICIÓN DE AJUSTES Y/O MODIFICACIONES QUE INCIDAN POSITIVAMENTE EN LA CALIDAD DEL AGUA TRATADA.

II.2.1 Evaluación de la arqueta de distribución

Se determinó el gradiente de velocidad y tiempo de retención con el cual está funcionando la planta actualmente, utilizando el caudal más frecuente, obtenido a partir de los histogramas de frecuencia de los caudales de agua manejados por la planta en los últimos tres años. Estos fueron comparados con los calculados con base en la memoria descriptiva (Apéndice A), y con lo establecido en la bibliografía para mezcla rápida.

II.2.2 Evaluación del decantador Acclerator

En esta sección se determinó el gradiente de velocidad, tiempo de retención y tasa de desbordamiento superficial, utilizando las ecuaciones de la tabla II.1, las dimensiones de las unidades y el caudal más frecuente (obtenido de los histogramas de frecuencia). Se compararon con los calculados para los caudales de diseño.

Por otra parte, se aplicaron pruebas para evaluar el funcionamiento de la unidad Acclerator tipo “IS”, específicamente dirigidos a la existencia y/o formación del manto de lodos:

➤ Determinación de la zona de lodos

Para determinar la zona de lodos, se procedió a introducir en cada Acclerator una vara con botellas tapadas cada 15 cm y luego se destaparon con el uso de la cuerda atada a cada tapón (Apéndice C); tal como se presentaba en la memoria descriptiva (Apéndice A). La inserción de la vara presentó inconvenientes ya que la misma se atascaba con la estructura que soporta la rasqueta del barre lodos, por esta razón los resultados de este ensayo no son concluyentes.

Por ello, se planteó una modalidad diferente, que establece que para los tanques de flujo vertical y manto de lodos, el estudio debe orientarse hacia la calidad y cantidad de los fangos sumergidos. (Arboleda, 2000)

Con el propósito de tomar muestras del manto se usó un captador de aguas de profundidad (figura II.2). Este dispositivo consta de:

- Una plomada atada a un tapón, que a su vez posee una llave de paso de agua la cual debe estar cerrada al momento de ser introducida al agua.
- Un tubo de acrílico de aproximadamente 70 cm de longitud y 2 pulgadas de diámetro. Este está sujeto a la guía a 1 metro de distancia de la plomada y es liberado para que almacene la muestra.
- Un mensajero, el cual es lanzado a lo largo de la guía hasta soltar la pinza que sostiene el tubo que posteriormente es extraído con sumo cuidado y con ayuda de la llave se recolecta la muestra. De cada muestra se registró pH, turbiedad y conductividad.



Figura II.2 Determinación de zona de lodos.

➤ **Búsqueda de información relaciona a la posibilidad de formación de manto de lodos.**

- ✓ Visita a la planta de tratamiento Santa Clara, Clarines. Edo. Anzoátegui.

Se realizó una visita técnica a las instalaciones de la planta de tratamiento Santa Clara donde se encuentran dos unidades Accelator tipo “NS” , con el fin de conocer las condiciones en las que operan para garantizar la formación del manto de lodos.

Con los datos recolectados se comparó el funcionamiento del Accelator tipo “NS” (Santa Clara) y Accelator tipo “IS” (Camatagua), considerando la turbiedad del agua cruda, dosis de agentes coagulantes, porcentaje de remoción y mantenimiento.

- ✓ Evaluación de un Clarificador de manto de lodos a escala Laboratorio.

Los resultados de un estudio realizado en la Universidad de Antioquia (Medellín, 2010) dirigido a la evaluación de posibilidad de formación de manto de lodos en un sedimentador de flujo vertical; que utilizó como una de las variables principales la turbiedad del agua cruda, fueron comparados con la memoria descriptiva y orientaron la aplicación de los ensayos de jarro. (Castro et al, 2010)

➤ **Ensayo de Jarro**

Para obtener una representación del sistema, se ajustaron las condiciones de aplicación del ensayo de jarro, en función de los parámetros ya calculados, tales como: gradiente de velocidad y tiempo de retención para la mezcla rápida y mezcla lenta.

Después de representar la mezcla lenta se introdujo en el vaso de precipitado una manguera de 0,5 cm de diámetro a una profundidad de 10 cm, usándola como sifón para extraer la muestra. El tiempo de captación fue determinado en función de la tasa de desbordamiento superficial, calculada para el decantador, y la profundidad a la que se introdujo la manguera con respecto a la superficie del agua. (Apéndice D).

La tabla II.2 presenta las condiciones de aplicación del ensayo de los 4 ensayos de jarro.

Tabla II.2 Intensidad de agitación y tiempos de aplicación para los ensayos de jarro.

Mezcla rápida		Mezcla lenta		Sedimentación	
Tiempo de agitación (min)	Velocidad de agitación (RPM)	Tiempo de agitación (min)	Velocidad de agitación (RPM)	Tiempo de captación (min)	Velocidad de agitación (RPM)
1,56	188	6	13	1,43	0

Con el fin de estudiar la posibilidad de formación de manto de lodos se aplicaron los siguientes ensayos:

✓ Ensayo 1:

A tres vasos de precipitado de un litro se les agregó agua cruda previamente clorada (tomada de la arqueta de distribución cinco minutos después de haber detenido la dosificación de sulfato de aluminio). A cada recipiente se aplicó un volumen de solución concentrada de sulfato de aluminio (2 mg/ml), para lograr la dosis aplicada en planta (10 ppm). El objeto de este ensayo fue verificar si la prueba de jarros reproducía las condiciones obtenidas en la planta, usando muestras por triplicado.

✓ Ensayo 2:

Para determinar la dosis óptima de sulfato de aluminio se tomaron seis vasos de precipitado de un litro (figura II.3), en ellos se agregó un litro de agua clorada tomada de la arqueta. Se agregaron diferentes volúmenes de una solución concentrada de sulfato de aluminio (4 mg/ml), a fin de obtener las concentraciones mostradas en la tabla II.3. El objetivo de este ensayo fue determinar la formación y consistencia de flóculos con dosis diferentes a las utilizadas rutinariamente en la planta, y con ello evaluar la posibilidad de formación de un manto de lodos.

Tabla II.3 Dosis de sulfato de aluminio aplicadas en el ensayo 2.

Jarra	1	2	3	4	5	6
Dosis (ppm)	8	10	12	14	16	18

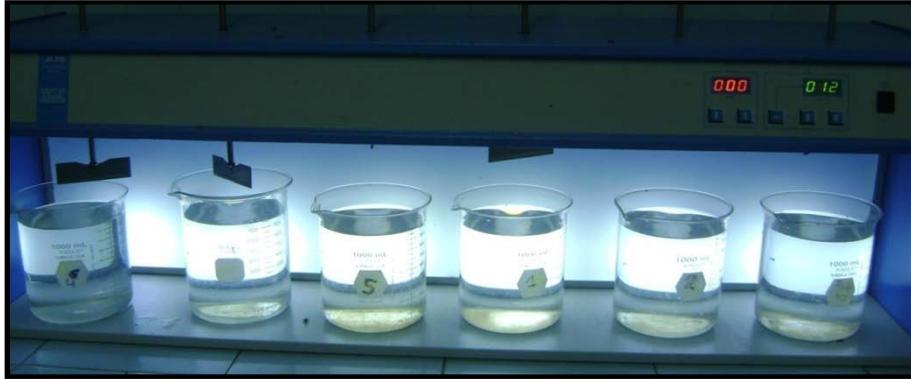


Figura II.3 Ensayos de jarros.

✓ Ensayo 3:

Dada la necesidad de aplicar dosis de sulfato de aluminio mayores a las utilizadas normalmente en planta, y similares a las que podrían efectivamente formar un manto de lodos, se realizó esta prueba tomando en cuenta el residual de aluminio al final. La tabla II.4 muestra las dosis de sulfato de aluminio aplicadas para este ensayo.

Tabla II.4 Dosis de sulfato de aluminio aplicadas en el ensayo 3.

Jarra	1	2	3	4	5	6
Dosis (ppm)	20	25	30	35	40	45

✓ Ensayo 4:

Por último se aplicó la prueba con la adición de polímero como ayudante de coagulación. Dada las limitaciones del momento, el agua utilizada fue agua cruda tomada del grifo disponible en el laboratorio y antes de la dosificación de coagulante se aplicó solución clorada según la dosis que se utilizaba en planta ese día. Las dosis aplicadas en este caso se muestran en la tabla II.5.

Tabla II.5 Dosis de sulfato de aluminio y polímero aplicadas en el ensayo 4.

Jarro	1	2	3	4	5	6
Sulfato de aluminio (ppm)	20	40	60	20	40	60
Polímero (ppm)	0,3	0,3	0,3	0,6	0,6	0,6

II.2.3 Evaluación de los filtros rápidos

Esto se realizó con las pruebas tradicionalmente usadas para este tipo de unidades filtrantes, tales como:

➤ **Tasa de filtración y lavado de filtro**

Utilizando una cinta métrica y un cronómetro se midió el área superficial del filtro y el tiempo que tarda en ascender o descender el nivel de agua de una marca a la siguiente (una distancia de 10 cm). Se repitió varias veces la medición para calcular y promediar la velocidad de filtración y la de lavado. Luego de hallar las velocidades, se determinaron las tasas de filtración y de lavado.

Estos valores fueron comparados con los establecidos en la memoria descriptiva y en la bibliografía.

➤ **Expansión del lecho filtrante**

Para obtener el porcentaje de aumento de espesor del lecho filtrante durante la operación de lavado, se empleó una varilla con “vasos pequeños” dispuestas a una distancia de 5 cm entre sus bordes. Después de transcurrido el tiempo de lavado se retiró la varilla y se observaron los vasos que contenían material filtrante para determinar la altura hasta la cual se expandió el lecho (Figura II.4). El porcentaje de expansión se calculó empleando la ecuación: $\%E = \frac{\Delta h}{h} \times 100$, donde h es la profundidad del lecho y Δh es la altura alcanzada por el material filtrante. (CEPIS, 2005).



Figura II.4 Expansión del lecho

➤ **Duración del proceso de lavado**

Al iniciar el lavado normal del filtro y desbordar la primera agua de lavado en las canaletas, se tomaron muestras de esta agua, cada minuto hasta cubrir el tiempo de lavado del filtro. Luego se determinó la turbiedad de las muestras y se dibujó la curva turbiedad vs tiempo, para hallar en la misma el punto de inflexión inferior que corresponde con el tiempo óptimo de lavado.

➤ **Calidad de la etapa inicial de filtración**

Para ello se observó el comportamiento del filtro al inicio de su carrera de filtración, mediante la captación de muestras y análisis de la turbiedad del agua filtrada a partir del reinicio de la operación, cada minuto, durante 20 minutos. Se realizó la curva de turbiedad vs tiempo y se determinó el tiempo de estabilización.

➤ **Granulometría del lecho filtrante.**

Para la recolección de la muestra se fabricó un dispositivo de acuerdo a las especificaciones encontradas en la bibliografía (Arboleda, 2000). Este se introdujo en el lecho luego de vaciar el filtro hasta alcanzar el fondo, se colocó un tapón en el extremo superior para mantener la muestra dentro del tubo (Apéndice F).

Debido a que durante la aplicación de esta técnica la muestra recolectada no era significativa para su análisis granulométrico, se procedió a recolectarla tomando la cantidad necesaria con una pala (figura II.5).



Figura II.5 Recolección de las muestras de lecho.

II.2.4 Evaluación de la desinfección

En esta fase también se utilizaron las pruebas típicas, entre las cuales están:

➤ **Puntos de aplicación**

Se verificó si la aplicación se llevaba a cabo mediante un difusor y si éste se encontraba totalmente sumergido.

➤ **Características de las instalaciones de cloración**

- Se evaluó si la ventilación era apropiada, observando su ubicación.
- Se revisó la existencia de equipos de protección para la manipulación del cloro, como máscaras en buen estado y una botella de amoníaco en caso de detectar fugas y equipos para reparar las mismas.

- Se verificó las facilidades con que se cuenta para el traslado de cilindros dependiendo de la capacidad, la existencia o estado de la balanza para controlar el peso del cilindro en uso, se comprobó si la capacidad del almacén de los filtros era la adecuada, el número de cilindros llenos y vacíos que se mantienen almacenados, y se observó la presencia de escarcha sobre el cilindro en uso o congelamiento en las tuberías de cobre.

➤ **Curva de demanda de cloro**

Consistió en repartir dosis progresivas de cloro a varios recipientes ámbar, conteniendo la misma muestra de agua cruda para ser analizadas luego de una hora de contacto (figura II.6).

✓ Ensayo 1 y 2:

Se tomaron doce muestras de un litro de agua cruda, a las cuales se les agregó las dosis mostradas en la tabla II.6 y luego de una hora de contacto se determinó el cloro residual por titulación según se describe a continuación:

1. Se añadieron 5ml de solución amortiguadora en una fiola de 250 ml.
2. Seguidamente se agregaron 5 ml de solución DPD.
3. Se tomaron 100ml de la muestra a analizar y se agregaron a la fiola (en presencia de cloro libre se torna de color rosa).
4. Con ayuda de una bureta auto-enrasante se titularon las muestras hasta obtener el punto de viraje (el volumen gastado es proporcional a la concentración de cloro libre presente).
5. A la muestra incolora se le agregó una pequeña cantidad de yoduro de potasio (la solución se torna de color rosa en presencia de cloro combinado).
6. Luego de dos minutos se tituló nuevamente con la bureta enrasada en cero, hasta obtener el punto de viraje (el volumen gastado es proporcional a la concentración de cloro combinado presente en la muestra).

El cloro total es igual a la suma del cloro libre y cloro combinado, estos datos fueron graficados en función de la dosis aplicada.

Con esta curva se pudo obtener los datos necesarios para el cálculo de las dosis de cloro que requiere el tratamiento en los puntos de aplicación (pre y post-cloración).



Figura II.6 Recipientes empleados para la elaboración de las curvas de demanda de cloro.

Tabla II.6 Dosis de cloro aplicada para el ensayo 1 y 2.

Recipiente		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Dosis de cloro aplicada (ppm)	Ensayo 1	0,5	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16
	Ensayo 2	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18

✓ Ensayo 3:

En vista del comportamiento de la curva generada en el ensayo anterior, la cual sugirió la presencia de nitrógeno, se procedió a realizar el análisis utilizando agua cruda aireada durante 3 horas y agua cruda sin airear, para comparar los resultados y de esta manera estimar si el proceso de aireación influía significativamente en la aplicación de cloro. Con los datos obtenidos se construyó la curva de cloro total en función de la dosis de cloro aplicada (tabla II.7).

Los tiempos de contacto y procedimiento de titulación corresponden con los descritos para el primer ensayo.

Tabla II.7 Dosis de cloro aplicada para el ensayo 3.

Recipiente		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Dosis de cloro aplicada (ppm)	Sin Aireación	0,5	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16
	Aireada	0,5	1	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16

II.2.5 Dosificación de sustancias químicas

Estas pruebas fueron fundamentales para determinar cómo se lleva a cabo la dosificación de sustancias químicas. Entre ellas se tienen:

➤ **Dosificador de Sulfato de Aluminio**

Los pasos seguidos para determinar el rango de operación del dosificador fueron:

- Reducción de la dosificación al mínimo, manipulando la perilla que regula las revoluciones del tornillo sin fin.
- Recolección del sulfato de aluminio en una bolsa durante un minuto, que luego fue pesada.
- Con estos datos se determinó el flujo másico en kg/h.
- De igual manera se obtuvo el flujo másico capaz de suministrar el dosificador a diferentes revoluciones del tornillo sin fin hasta alcanzar la capacidad máxima del mismo.

➤ **Concentración de Sulfato de Aluminio**

Para verificar la dosis de sulfato de aluminio aplicada en la planta, se colocó una bolsa plástica a la salida, para retener el sulfato de aluminio que suministra el

dosificador durante un minuto y con el caudal estimado de alimentación a la planta se determinó la concentración.

La figura II.7 muestra el dosificador de sulfato de aluminio existente en la planta.



Figura II.7 Dosificador de sulfato de aluminio.
Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.

➤ **Tiempo de retención del tanque de mezcla de Sulfato de Aluminio**

Este dato no se pudo determinar ya que no fue posible disponer de la información sobre el caudal máximo y mínimo de agua que maneja esta unidad.

➤ **Dosificación de Carbón Activado, Polímero e Hidróxido de Calcio**

En este caso se observaron las condiciones del equipo y si su configuración concordaba con la de la memoria descriptiva.

II.2.6 Enumeración de los aspectos que no corresponden al correcto funcionamiento de la planta

Con toda la información recolectada y analizada se identificaron las fallas en el tratamiento y las posibles causas y efectos de las mismas sobre el agua tratada, a

partir de las cuales se plantearon modificaciones y ajustes para mejorar dicho tratamiento.

II.2.7 Clasificación de los ajustes y modificaciones propuestas.

Ya propuestas las actividades necesarias para la mejora del tratamiento, se clasificaron según el tiempo de aplicación y obtención de resultados de la siguiente forma:

➤ Corto plazo

Actividades cuya aplicación es inmediata, aproximadamente en un mes, fundamentalmente dirigidos a la modificación, cambios de operación y control

➤ Mediano plazo

Modificaciones cuya aplicación comprende un plazo entre seis meses y un año, referidos básicamente al ajuste de equipos y adquisiciones menores.

➤ Largo plazo

Modificaciones que requieran más de un año para su implementación, que inclusive podría incluir cambios de piezas o componentes de las unidades que conforman la planta, cambios de tecnología y esquemas de operación. También están incluidas aquí acciones dirigidas a la ampliación, en caso de que fuera necesario.

II.3 JERARQUIZACIÓN DE LAS MODIFICACIONES QUE SE PODRÍAN APLICAR Y VALORAR EN LA PLANTA A CORTO PLAZO

Con el fin de dar prioridad a las alternativas seleccionadas se aplicó el Método de Decisión Múltiple Binario, el cual consiste en lo siguiente:

1. Se seleccionaron de los parámetros que interesan para las alternativas propuestas.
2. Se comparó cada parámetro con los demás en la base de uno a uno, para determinar cuál de los dos es el más importante.

3. Se obtuvieron los factores de peso para cada parámetro de la matriz.
4. Se evaluó cada una de las alternativas.
5. Se le asignó una ponderación a la puntuación obtenida por el peso que tiene cada parámetro dentro de la matriz de evaluación.

La unidad de decisión estuvo conformada por el jefe de planta, operadores, tutores industriales y académicos y las autoras del presente trabajo.

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIONES

En este capítulo se presentan los resultados que se obtuvieron durante las actividades planteadas en el método, para el estudio de las oportunidades de mejoras en la planta de tratamiento Sistema Aislado Camatagua. Esta sección incluye el análisis y discusión de los resultados obtenidos.

III.1 ANÁLISIS DE LA CALIDAD DEL AGUA CRUDA, SEDIMENTADA Y TRATADA CON LOS PARÁMETROS DE MEDICIÓN RUTINARIOS

Según se planteó, se revisaron los parámetros de calidad de agua y de operación de la planta de los últimos tres años (2008, 2009 y 2010). Con estos datos se construyeron los gráficos que se presentan a continuación:

III.1.1 Agua tratada

➤ Turbiedad

La figura III.1 muestra que los valores promedio de turbiedad varían entre 1 y 3 Unidades Nefelométricas de Turbiedad (UNT), los cuales se encuentran por debajo del valor máximo aceptable en las normas sanitarias de calidad de agua potable (5UNT).

A partir del mes de mayo de 2010 comienza un incremento progresivo en los promedios mensuales alcanzando 6 UNT en julio de 2010, valor que supera el máximo permisible en la norma. También se observa que en agosto y octubre de 2008 y a partir de mayo de 2010, los valores máximos superan la normativa. Más adelante se observará que estas variaciones coinciden con alteraciones en la calidad del agua cruda, asociadas a modificaciones sustanciales en los niveles del embalse de Camatagua.

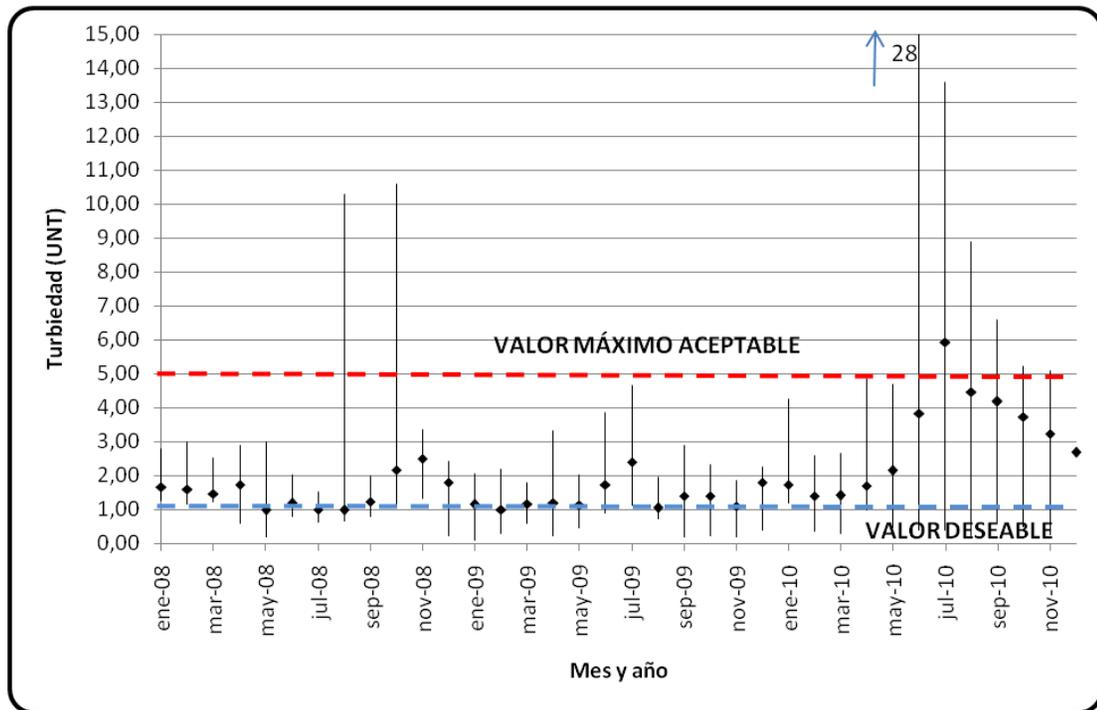


Figura III.1 Máximos, mínimos y promedios mensuales de turbiedad en el agua tratada de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.

➤ **Color**

La figura III.2 muestra la variación mensual del color aparente del agua tratada a lo largo de los años 2008, 2009 y 2010. Cabe destacar que para obtener información concluyente en función del color es necesaria que su determinación sea realizada como color verdadero; es decir, después de un procesamiento por centrifugación o filtración.

A pesar de que la normativa establece restricciones en Unidades de Color Verdadero (UCV) y los datos manejados están expresados en Unidades de Color Aparente, la interpretación es válida, ya que el color verdadero es menor o igual que el color aparente.

Durante los años 2008, 2009 y principios de 2010 los promedios de color aparente del agua tratada fluctúan alrededor de 5 UC por lo cual se puede decir que el agua tratada cumple con las normas de calidad de agua potable. Se registran incrementos en los meses de junio y julio de 2009 sin exceder los valores límites, pero a partir de mayo

de 2010 se alcanzaron valores promedios de 20 UC, con máximos de hasta 30 UC. Esta información representa una señal de alerta, ya que bien sea por la variación de la calidad del agua cruda o algún problema en el tratamiento, el color aparente en el último año registró altos valores, sin embargo no se pueden establecer conclusiones respecto al cumplimiento de la normativa, debido a que no se mide el color verdadero.

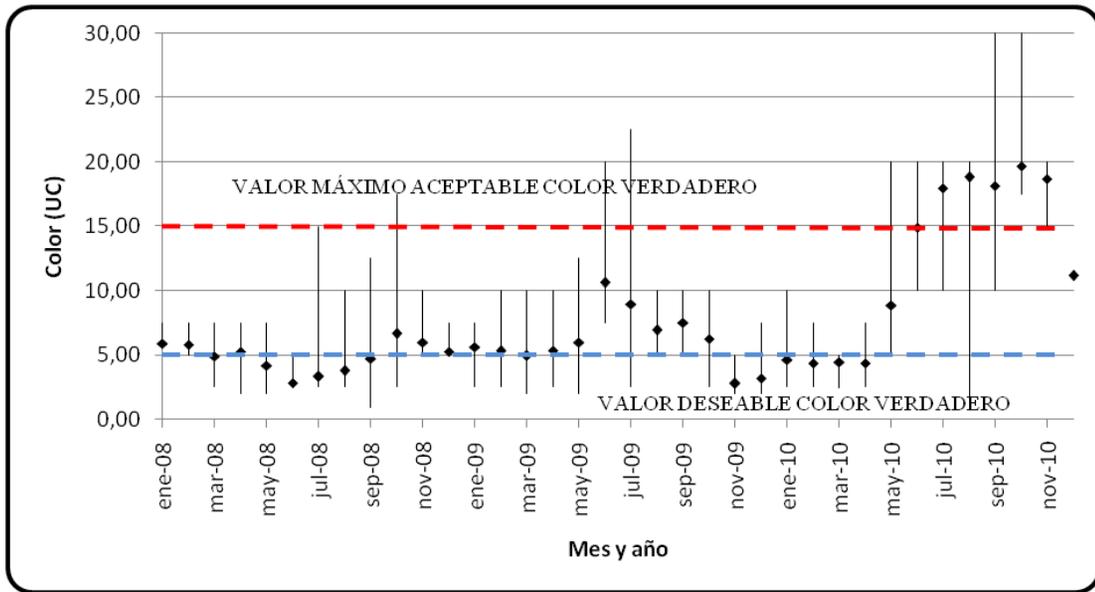


Figura III.2 Máximos, mínimos y promedios mensuales de color aparente en el agua tratada de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.

➤ **Cloro residual**

En la variación de los promedios mensuales del cloro residual libre (figura III.3), se observa que hasta el mes de mayo de 2010 los valores registrados superan la concentración de 1 mg/l, límite máximo permitido por la norma. En muchos casos las plantas de tratamiento aplican este recurso para asegurar la presencia de cloro libre en el agua a lo largo del sistema de distribución, ya que la misma norma en su Artículo 6 establece: *“Toda agua potable destinada al abastecimiento público deberá contener en todo momento una concentración de cloro residual libre en cualquier punto de la red de distribución de 0,3 y 0,5 mg/l”*. (GACETA OFICIAL N°36.395, 1998)

En los siguientes meses los promedios de cloro residual en el agua tratada varían entre 0,6 y 0,8 mg/l, lo que puede estar relacionado a variaciones en la calidad del agua cruda procesada, a problemas en las unidades dosificadoras de cloro o a pérdidas de cloro en los puntos de aplicación.

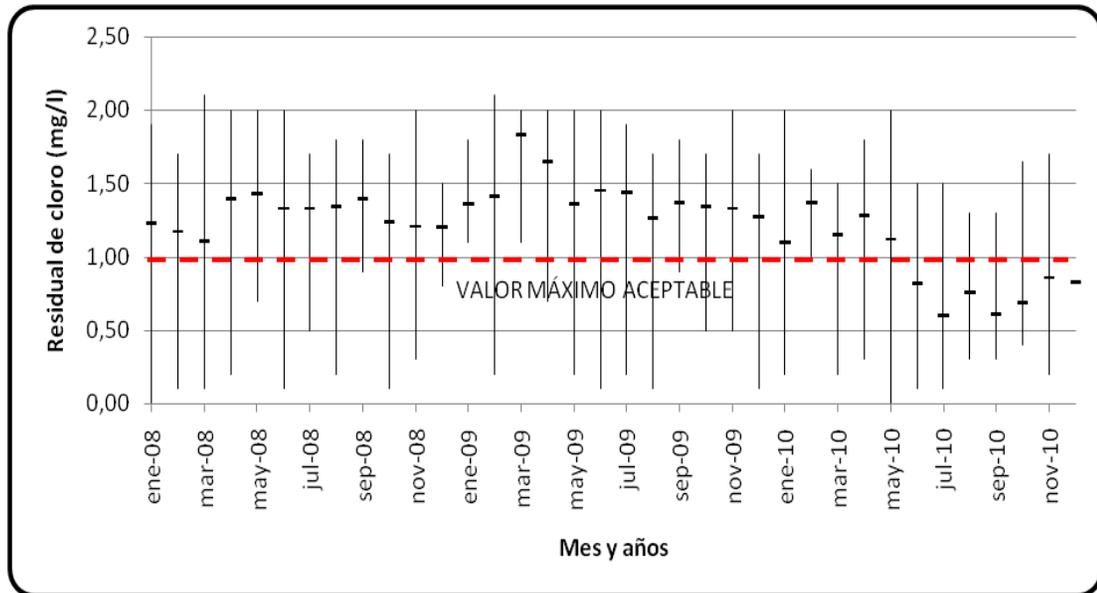


Figura III.3 Máximos, mínimos y promedios mensuales de cloro residual en el agua tratada de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.

III.1.2 Agua cruda

En la figura III.4 se muestra el comportamiento de los promedios mensuales de la turbiedad del agua cruda durante los años 2008, 2009 y 2010. En ella se puede apreciar que se mantiene en un intervalo entre 1 y 3 UNT con un incremento a partir de mayo de 2010, donde se registraron valores alrededor de 8 UNT coincidiendo este comportamiento con el visto en la figura III.1 para el agua tratada, lo que indica la relación de dependencia entre el agua cruda y el agua tratada y la imposibilidad de la planta de contrarrestarla.

Esta última afirmación hace necesario el análisis de la figura III.5 donde se resaltan ciertos aspectos, uno de ellos es que conforme varía la turbiedad del agua cruda, el agua decantada y tratada sigue el mismo comportamiento. Por otra parte resulta

interesante observar que sólo en dos ocasiones (noviembre del 2008 y julio del 2009) la turbiedad del agua tratada es ligeramente mayor que la del agua cruda, lo que reafirma no sólo la estrecha dependencia, sino la dificultad que puede existir en algunos momentos para disminuir la turbiedad del agua cruda, sobre todo en aguas con muy baja turbiedad (< 5 UNT).

Asimismo los valores mayores de turbiedad en el agua decantada con respecto al agua cruda, son indicativos de que el proceso de sedimentación no se está llevando a cabo, ya que la mayoría de los flóculos no están sedimentando y es en los filtros donde se están removiendo.

En el período marzo-junio de 2010 la turbiedad alcanzó valores de 32 y 37 UNT que no fueron registrados en los años anteriores durante los cuales se mantuvo un promedio entre 3 y 6 UNT.

Pareciera que durante los meses de marzo-junio de 2010, hubo una alteración de las características del agua cruda con respecto a los años anteriores.

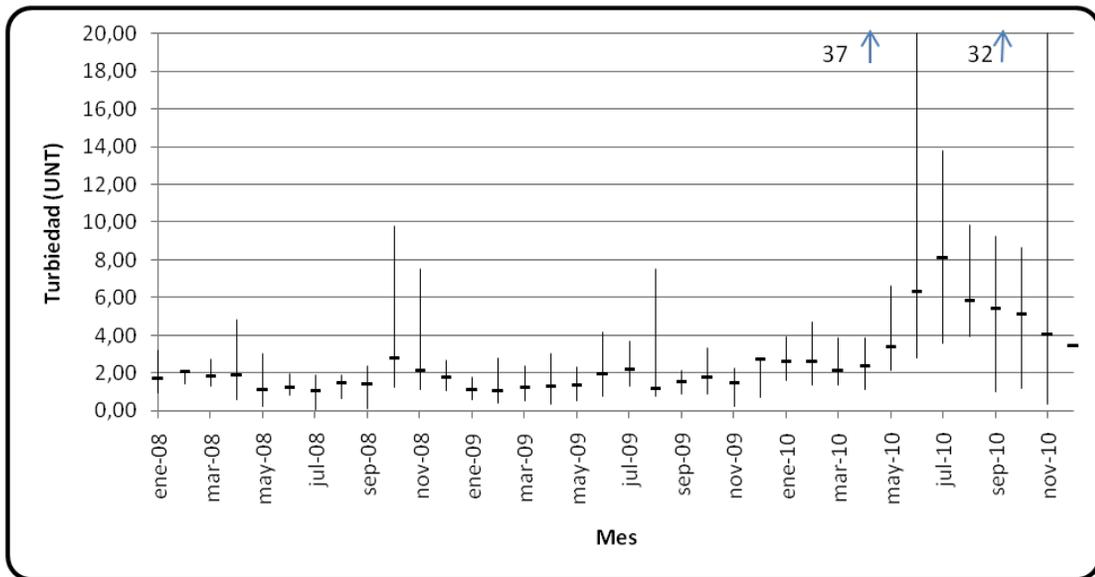


Figura III.4 Máximos, mínimos y promedios mensuales de turbiedad del agua cruda de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.

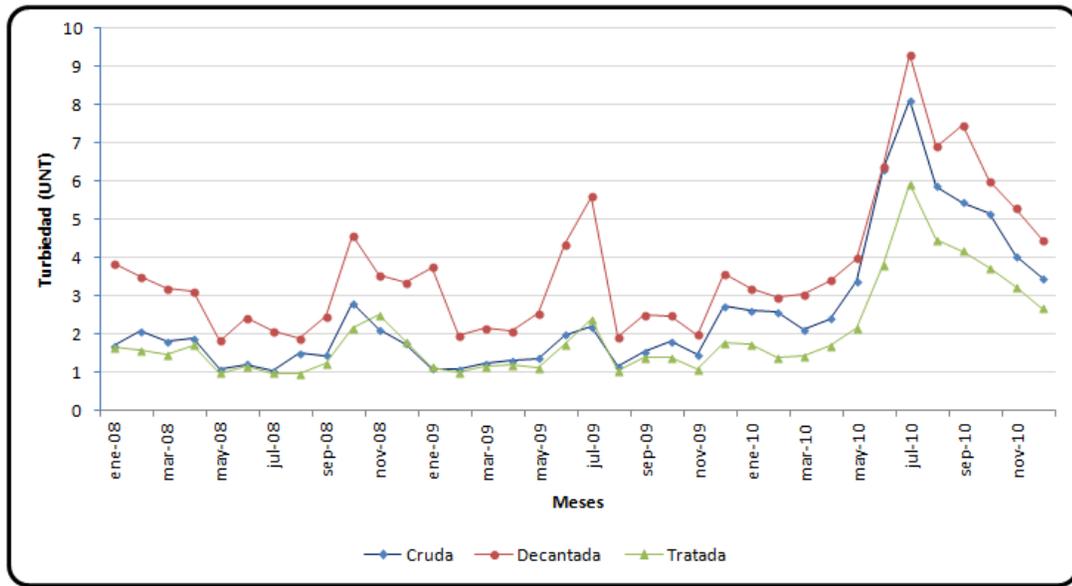


Figura III.5 Promedios mensuales de turbiedad del agua cruda, sedimentada y tratada de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010

En la figura III.6 se puede apreciar que en los años 2008 y 2009 el caudal de agua cruda en la planta mantuvo un rango entre los 500 y 600 l/s, con un ligero incremento en el 2009 donde se alcanzaron caudales mayores a los 600 l/s en los meses de enero, agosto y septiembre.

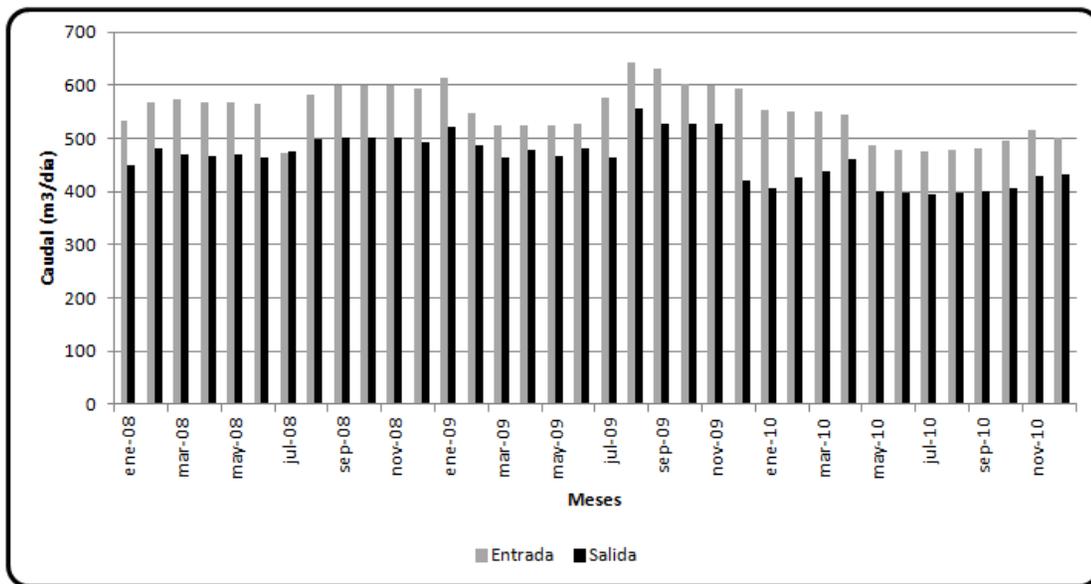


Figura III.6 Promedios mensuales del caudal de agua a la entrada y salida de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.

En el año 2010 la planta operó con un caudal inferior a los años anteriores llegando incluso a valores por debajo de los 500 l/s en la mayoría de los meses de este año. Este comportamiento pareciera estar influenciado directamente por la variación de niveles registrados en el embalse de Camatagua (figura III.7), el cual comienza a descender en noviembre de 2008 y alcanza su nivel más bajo (282-283 metros sobre el nivel del mar, msnm) en mayo 2010, justo a partir del cual se registran los menores valores de caudal en el período analizado (aproximadamente 480 l/s).

En resumen se puede decir que la condición de variación del nivel del embalse de Camatagua, condicionó el caudal tratado en la planta significativamente, cuando se alcanzó la cota 282-283 msnm donde seguramente las características del agua cruda impidieron un tratamiento efectivo para las condiciones de operación de la planta; lo que se tradujo en una disminución del caudal.

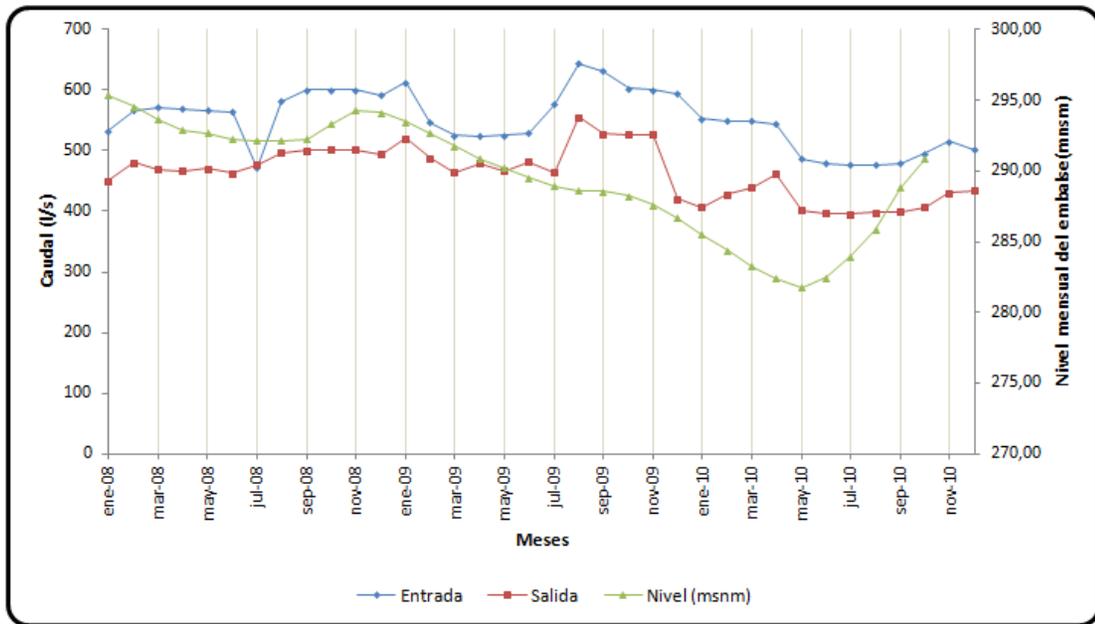


Figura III.7 Promedios mensuales del agua a la entrada y salida de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua y Promedios mensuales de la cota del embalse de Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.

Por otra parte se observa en la Figura III.8 que el caudal más frecuentemente con que opera la planta está entre 500 y 600 l/s (67 % de las veces); con lo cual se seleccionó el caudal de 550 l/s como el valor a utilizar para realizar los cálculos de los parámetros de operación. Cabe destacar que no existe medidor de caudal de alimentación a la planta, y por ello los registros diarios se hacen en base a una medición que realiza eventualmente el personal de mantenimiento. Esto indica que las decisiones tomadas con respecto al tratamiento se ven afectada por el desconocimiento exacto de esta variable, lo que justifica la necesidad de colocar un medidor del caudal que alimenta a la planta.

En términos generales es notable que la variación del nivel del embalse de Camatagua afecta directamente la calidad del agua cruda alimentada a la planta. Esto se observa claramente cuando a finales del año 2008 comienza un descenso en el nivel del embalse y llega a su punto más bajo en mayo de 2010, a partir de aquí los promedios mensuales de turbiedad y color del agua cruda se incrementan en el tiempo, haciéndose más notables a mediados del año 2010.

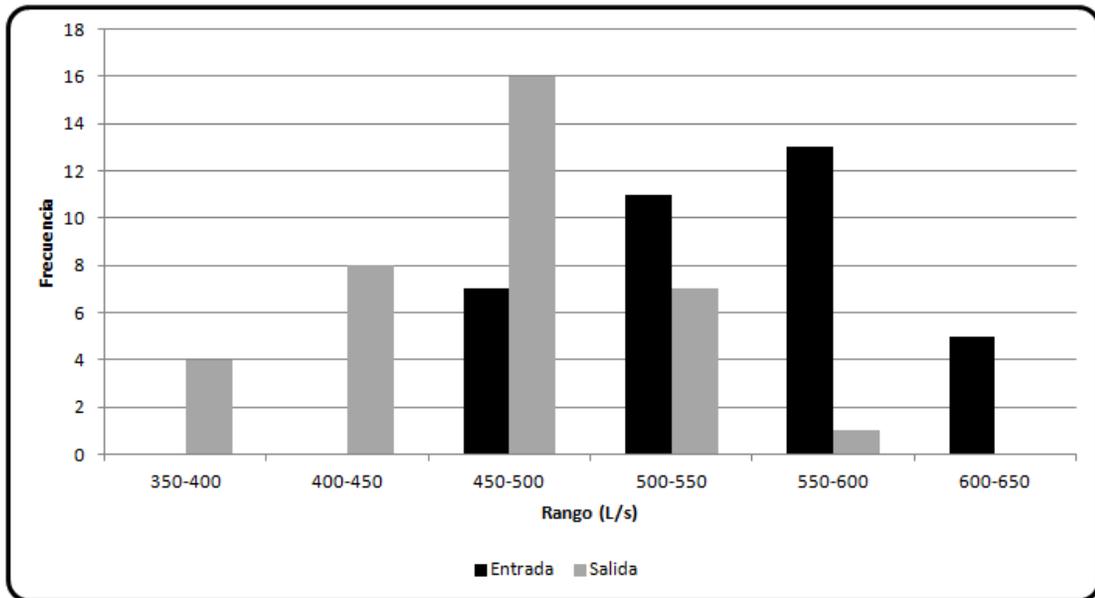


Figura III.8 Histograma de frecuencia de los caudales de agua a la entrada y salida de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.

III.1.3 Consumo de Sustancias químicas

➤ Consumo de Sulfato de Aluminio

En la figura III.9 se observa que, a pesar de que no necesariamente tiene que incrementar la dosis de sulfato de aluminio al aumentar la turbiedad del agua cruda, no existe una tendencia definida, lo que pudiera reflejar falta de control en la dosificación, razón por la cual es un aspecto que merece atención.

En este caso se tiene que para la turbiedad promedio del agua cruda entre 1 y 3 UNT el consumo de sulfato en el año 2008 fue superior al del 2009, sin efecto significativo en la turbiedad del agua tratada. Esta situación pareciera ser producto de circunstancias diferentes a la calidad del agua, al menos en términos de turbiedad. Inclusive se observa que el incremento de la turbiedad del agua cruda en el 2010 no influye en el consumo de sulfato de aluminio, pues se mantiene en el mismo orden de magnitud del 2009.

Sin embargo es importante destacar que justo en julio del 2010, donde se presentó el promedio más alto de turbiedad (8 UNT), fue donde hubo el menor consumo de sulfato de aluminio (3000 kg / mes) y probablemente este hecho hizo que el agua tratada alcanzara también los valores promedio de turbiedad más alto en el período evaluado (6 UNT).

En muy pocas ocasiones se utiliza polímeros como ayudante de coagulación. En el año 2008 se registran consumos en los meses de febrero, marzo y octubre con 19 kg, 16 kg y 62 kg respectivamente, y durante el año 2010, 1 kg en el mes de mayo. En general no pareciera indicar mejoría alguna en el proceso al menos en términos de remoción de la turbiedad del agua tratada.

Del análisis se puede establecer la necesidad de realizar pruebas y ajustes en la dosificación que permitan explorar opciones de mejora, inclusive con la utilización de polímeros, tal como se establece en el diseño.

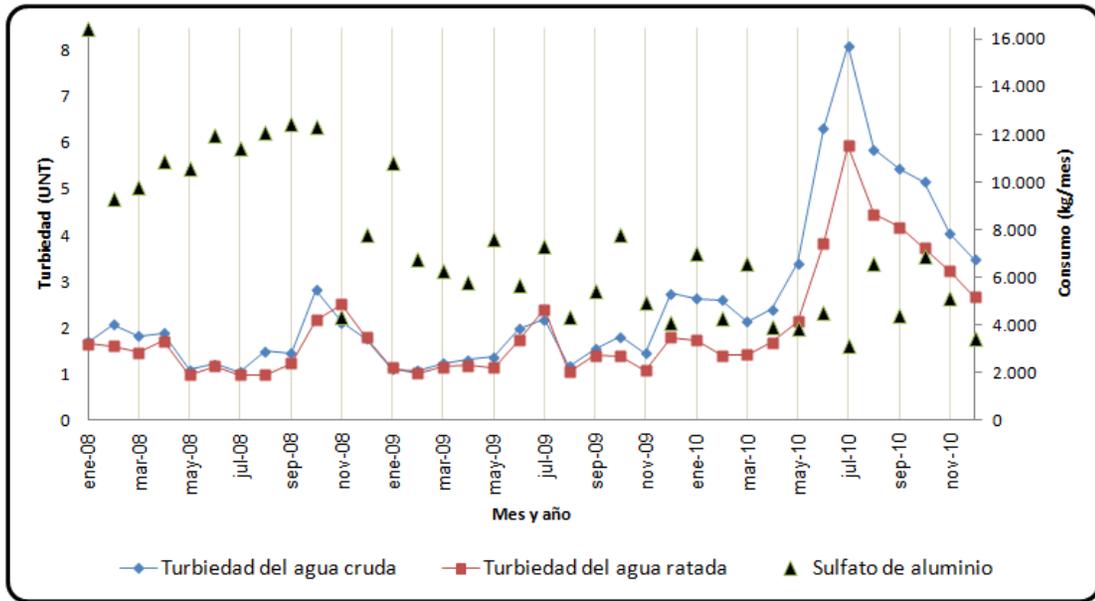


Figura III.9 Promedios mensuales de la turbiedad del agua cruda y tratada, consumo de Sulfato de Aluminio de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.

➤ **Consumo de cloro**

En relación al consumo de cloro para la desinfección del agua, la figura III.10 muestra que la variabilidad del cloro residual libre tiene la misma tendencia que la del cloro aplicado durante los años 2008 y 2009. A partir de mayo de 2010, a pesar de haber incrementado la aplicación de cloro, los valores de cloro residual libre resultaron más bajos.

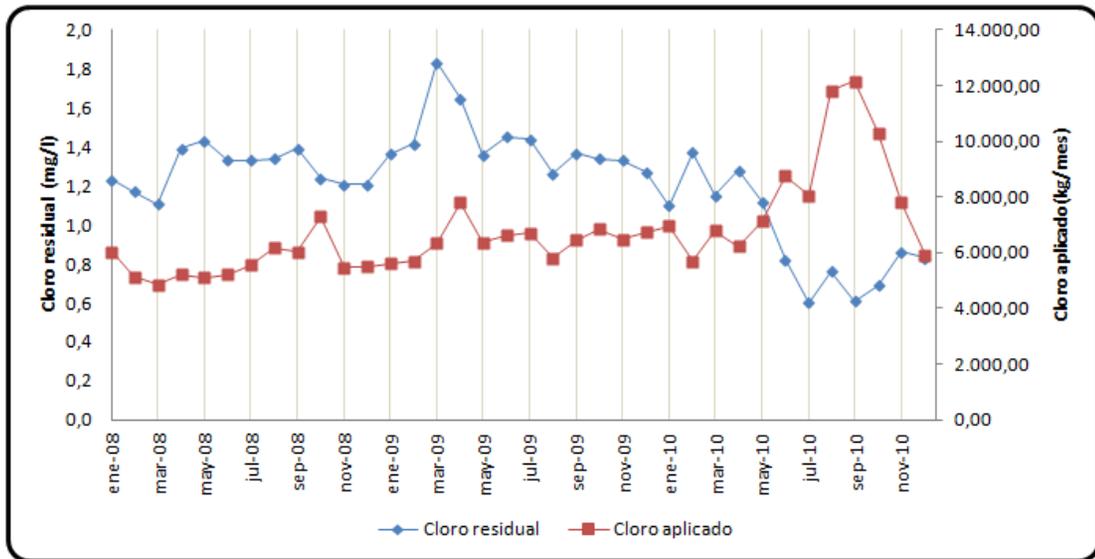
Estos cambios bruscos pueden guardar relación con la variación del nivel del embalse, por lo que la planta estuvo recibiendo aguas con bajo contenido de oxígeno disuelto y mayor cantidad de materia orgánica, lo que incrementa el consumo de cloro.

El pH del agua cruda al igual que el del agua tratada, no reporta variación significativa que pueda alterar el tratamiento aplicado, ya que este se encuentra en un rango alrededor de 6,9 a 7,7.

Al finalizar el análisis del agua cruda y tratada, se resalta nuevamente que el comportamiento atípico durante el año 2010 está directamente relacionado al

incremento del nivel del agua en el embalse de Camatagua. Es posible que durante el aumento del mismo se hayan generado turbulencias en el agua, lo que produjo agitación y resuspensión de sólidos. Esto se reflejó en la calidad del agua cruda.

A pesar de su importancia, no fue posible analizar registros bacteriológicos, específicamente coliformes fecales y totales, debido a que en planta no se dispone de esta data.



FiguraIII.10 Promedios mensuales del consumo de cloro y promedios mensuales de cloro libre presente en el agua tratada de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua. Años 2008, 2009 y 2010.

III.2 EVALUACIÓN DE LAS UNIDADES QUE CONFORMAN LA PLANTA POTABILIZADORA Y CÁLCULO DE LOS PRINCIPALES PARÁMETROS DE OPERACIÓN.

A continuación se presentan los parámetros de operación de cada unidad de tratamiento calculados a partir del caudal de diseño y el caudal de operación más frecuente, así como las condiciones actuales de funcionamiento y los resultados de las pruebas propuestas en el marco metodológico.

III.2.1 Características del agua cruda consideradas en el diseño.

Es importante tomar en cuenta la calidad actual del agua cruda con respecto a la descrita en la memoria descriptiva (Apéndice A). Por esta razón, de la sección de análisis de la calidad de agua cruda, se obtuvo que el rango de variación de los promedios mensuales de turbiedad están entre 1 y 8 UNT, aunque generalmente no excede las 3 UNT, mientras que en la memoria descriptiva estuvo prevista una turbiedad del agua cruda alrededor de 15 UNT¹. Esta diferencia pudiera ser significativa, aunque igualmente corresponde al rango de aguas de baja turbiedad.

Con respecto al color, actualmente se manejan promedios mensuales en un rango entre 5 y 20 UC; en la memoria descriptiva también se reportan datos del color del agua, pero no se especifica si es color aparente o verdadero, es por ello que no se establecen conclusiones al respecto.

De igual forma se reportan datos de pH en la memoria descriptiva (pH: 7,9), pero este valor se ha mantenido en el tiempo, ya que el promedio actual que se maneja en planta (pH: 6,9-7,7) es similar al referenciado en la memoria.

III.2.2 Arqueta de distribución.

De la inspección de la planta luego de la revisión del diseño de la misma (Apéndice A) se obtuvieron las siguientes observaciones:

- Las sustancias químicas que se emplean en el tratamiento, como el cloro y el sulfato de aluminio, se continúa agregando en la arqueta de distribución, por medio de dos tuberías que descargan directamente en el inicio del canal central de la arqueta. (figura III.11)
- Los vertederos en las cámaras de alimentación para la decantación se encuentran totalmente ahogados, lo que indica que posiblemente las tuberías que comunican al decantador podrían estar obstruidas, o su capacidad es inferior al caudal de operación.

¹ La memoria descriptiva reporta los valores de turbiedad en ppm en la escala de sílice. En este caso 2 ppm sería equivalente a 15 UNT, de acuerdo a la relación presentada en el Apéndice A.



Figura III.11 Dosificación de sustancias químicas a la arqueta- Planta Potabilizadora Sistema Aislado de Camatagua.

Las dimensiones de la arqueta de distribución son las presentadas en la tabla III.1. La memoria descriptiva no posee detalle alguno de las dimensiones de esta unidad, pero fueron determinados para el cálculo de los parámetros necesarios para su evaluación.

Tabla III.1 Dimensiones de la arqueta de distribución.

Compartimiento	Profundidad (m)	2,0	
	Altura del rebosadero (m)	1,4	
	Espesor de rebosadero (m)	0,2	
	Compuertas (m)	Largo	0,5
		Ancho	0,5
	Largo de una unidad(m)	3,5	
	Ancho de una unidad (m)	1,9	
Radio de las tuberías de salida del agua de la arqueta(m)	0,25		
Canal central	Ancho del canal (m)	1,2	
	Largo del canal (m)	7,2	
	Profundidad (m)	2,0	
	Radio de la tubería de alimentación a la arqueta (m)	0,4	
	Altura del nivel de agua (m)	2,0	

En la figura III.12 se puede observar el esquema de la arqueta de distribución y las dimensiones que se reportaron en la tabla III. 1. Además se detalla con mayor precisión la distribución de esta unidad.

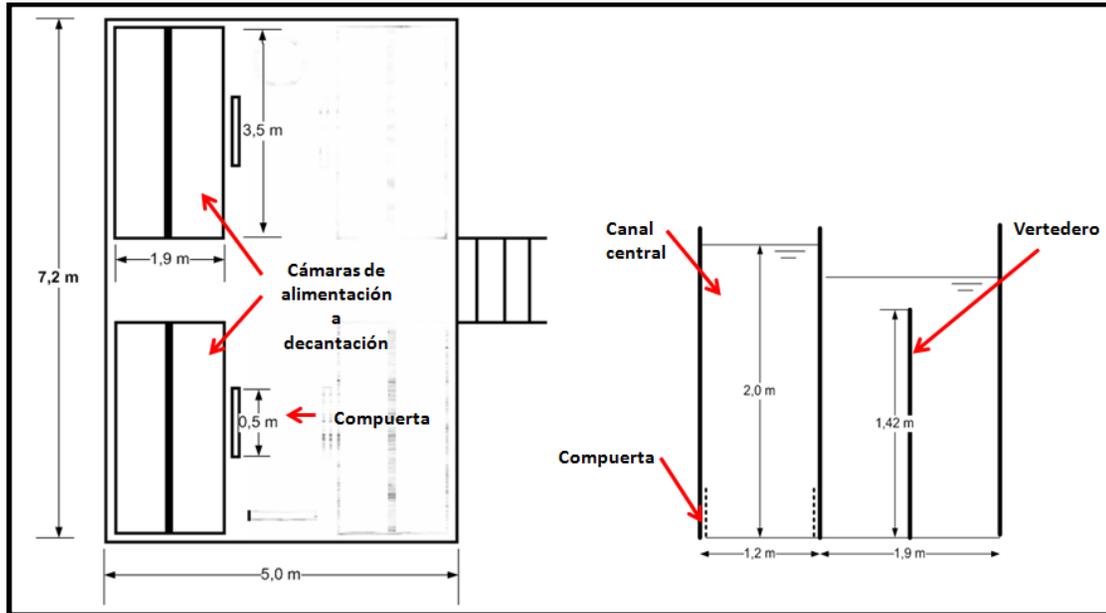


Figura III. 12 Esquema de la Arqueta de distribución Planta Potabilizadora Sistema Aislado de Camatagua.

Fuente: elaboración propia.

En la figura III.13 se muestra en la parte superior izquierda, la arqueta de distribución con sus cuatro cámaras de alimentación a los Accelerator, de las cuales dos de ellas están en funcionamiento. A su lado se encuentra una de las cámaras completamente vacía, dejando al descubierto el vertedero, así mismo se presenta en la parte inferior izquierda el correcto funcionamiento del vertedero, que se observó durante el proceso de lavado de uno de los decantadores Accelerator, según se explica a continuación:

1. Se cerró la compuerta que comunica el canal central con la cámara correspondiente al decantador lavado.
2. Se abrió el drenaje del decantador, por tal motivo la cámara quedó vacía después de un tiempo.

3. Luego del lavado se abrió la compuerta que comunica el canal central con la cámara y al inicio de la operación se obtuvo esta imagen donde se observa la caída de agua que genera el vertedero.
4. Después de aproximadamente 30 minutos se observó que el vertedero quedó sumergido. En la foto contigua, se destaca la condición actual en la que operan las cámaras, donde los vertederos se encuentran ahogados y no propician la mezcla adecuada que requiere el tratamiento.

En la foto contigua, se destaca la condición actual en la que operan las cámaras, donde los vertederos se encuentran ahogados y no propician la mezcla adecuada que requiere el tratamiento.



Figura III.13 Arqueta de distribución.

Se debe resaltar que en la memoria descriptiva se establece que esta unidad fue diseñada con el fin de distribuir el agua a los decantadores y al canal del bypass, también como punto de aplicación de las sustancias químicas empleadas en el tratamiento, pero no menciona si en la arqueta existen condiciones para que se lleve a cabo la mezcla rápida de forma eficiente.

Para verificar si las características de la unidad, caudal aplicado, pérdidas de carga y tiempo de retención permitían su aprovechamiento como unidad de coagulación, se procedió a analizar la arqueta de distribución, calculando los parámetros de operación (tabla III.2) y comparándolos con los adecuados para una mezcla rápida eficiente. De esta manera se puede decir que ambos gradientes, determinados teóricamente para una mezcla rápida hidráulica, son muy inferiores a los recomendados para el diseño de plantas de tratamiento (tabla I.3), por lo que no se ofrece suficiente intensidad de agitación para garantizar una coagulación efectiva.

Tabla III.2 Parámetros de operación de la mezcla rápida.

Caudal utilizado	G (s-1)	θ (s)	G.t
Diseño (400 l/s)	148	132	19.536
Operación más frecuente (550 l/s)	247	96	23.712

En función de la expresión de Letterman, mencionada anteriormente, la tabla III.3 presenta los valores de G*t, calculados para diferentes dosis de sulfato de aluminio, partiendo de la dosis más frecuentemente utilizada en la planta:

$$G \cdot T_o C^{1,46} = 5,9 \times 10^6$$

Tabla III.3 Valores de G*t para distintas dosis de sulfato de aluminio.

C(mg/l)	8	12	15	20	25	30	35	40	45	50
G*t	263.670	145.870	105.312	69.194	49.955	38.280	30.565	25.151	21.178	18.158

A pesar de las limitaciones en el uso de esta expresión, los resultados parecen confirmar que, para compensar los bajos valores de gradiente de velocidad encontrados, las dosis de sulfato de aluminio aplicadas deberían ser superiores a los 40 mg/l, para promover la remoción de la turbiedad en el sedimentador. En este punto del análisis es necesario estudiar:

1. Si es conveniente incrementar las dosis en el orden de 5 veces para compensar el déficit de G, considerando el aspecto económico, los valores de aluminio residual, y la baja turbiedad del agua cruda, así como la necesidad de estabilización química posterior.
2. Modificar la arqueta de distribución, incorporando por ejemplo agitación mecánica o aditamentos que incrementen las pérdidas de carga, hasta alcanzar valores adecuados de G. Para esto, se debe tomar en cuenta el aspecto económico y el perfil hidráulico de la planta.
3. Si es necesario forzar la remoción vía sedimentación o analizar la posibilidad de floculación por contacto. Para ello es preciso analizar la posibilidad de realizar un bypass a las unidades de sedimentación, así como la capacidad de los filtros para operar bajo esta modalidad, sin descartar la necesidad de modificar la arqueta para incrementar los valores de G y utilizar menores concentraciones de sulfato de aluminio.

III.2.3 Decantador Accelator tipo “IS”.

Las dos unidades Accelator tipo “IS” que conforman la planta se emplean en el tratamiento, pero no funcionan como sugiere la memoria descriptiva (Apéndice A), en términos de:

- No se evidencia la presencia de un manto de lodos, de ser así no hay recirculación de fangos en ninguna de las dos unidades.
- Sólo uno de los decantadores mantiene en funcionamiento la turbina (para hacer referencia a éste será identificado como Accelator “B”), el otro no posee agitación por defectos en el motor (éste será identificado como Accelator “A”).
- El barre lodos de ambas unidades están fuera de servicio.
- Funcionamiento de los Accelator:

El mecanismo de operación actual se puede describir de la siguiente manera: En la zona de mezcla y reacción primaria, donde debería mezclarse el agua con el lodo formado previamente y los coagulantes de tratamiento, no está ocurriendo la mezcla porque no hay formación de flóculos en la mayoría de los casos y en ocasiones el flóculo formado es muy pequeño. Es por ello que tampoco hay retorno del flujo ni mezcla mecánica, y como consecuencia no hay sólidos que requieran ser removidos.

En la zona de mezcla y reacción secundaria, donde debería continuar el contacto entre partículas floculadas, y la reacción entre el coagulante y las partículas en suspensión, al no darse la mezcla y reacción primaria, tampoco se propicia la mezcla y reacción secundaria. Cuando el agua abandona esta sección y se dirige a la zona de retorno de flujo, en el caso del decantador con la turbina en operación, hay un movimiento del agua, pero no hay retorno de lodo. El agua es desplazada hacia arriba y recolectada en canales.

En la figura III.14 se muestran las instalaciones de los decantadores Accelator, algunas de estas imágenes se obtuvieron durante el proceso de lavado de las mismas y en el ejercicio no se observó formación de manto de lodos. En ella se observa Accelator en funcionamiento y vacío, el motor-reductor y el impelente característico de la unidad,



Figura III.14 Decantador Accelerator tipo “IS” de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.

La tabla III.4 contiene las condiciones de operación bajo las cuales se encuentra las unidades. Se puede apreciar la diferencia con respecto a los datos de operación y diseño que muestra la memoria descriptiva, destacándose los caudales de operación, las especificaciones donde se establece que pueden operar con un caudal normal de 150 l/s y un máximo 200 l/s. Actualmente estas unidades están operando con un caudal alrededor de 275 l/s (0,275 m³/s) lo que minimiza los tiempo de retencion de la unidad y afecta la posibilidad de la misma de formar y remover los flóculos.

Tabla III.4 Datos de operación de los decantadores.

Datos de operación	Actuales	Diseño
Denominación	ACCELATOR tipo “IS”	ACCELATOR tipo “IS”
Tipo de decantación	Acelerada	Acelerada
Número de unidades	2	2
Configuración perimetral	Circular	Circular
Recolección de agua clarificada	Por canal periférico	Por canal periférico
Caudal de operación (l/s)	275	150 200 (máximo de diseño)
Velocidad ascensional (m/h)	4,8	2,6
Tasa de desbordamiento superficial (m³/m²/d)	115	62,4 84 (máximo de diseño)
Tiempo de retención (min)	52	90 71,2 (mínimo de diseño)
Recirculación de lechos de fangos	Por turbina	Por turbina
Velocidad de giro(rpm)	3	8,8

Empleando el caudal de agua cruda manejado por la planta más frecuentemente durante los últimos tres años y el caudal máximo de diseño, se realizaron los cálculos pertinentes para obtener los gradientes de velocidad, velocidad angular del impelente (rpm), tiempos de retención y tasas de desbordamiento superficial de las unidades.

Dado que los caudales manejados son mayores a la capacidad nominal de cada unidad, los tiempos de retención se acortan según se muestra en la tabla III.4 al ser comparada con el diseño original de la unidad, donde el tiempo de retención es de 90 minutos.

Estas unidades son lavadas una vez al año, para la remoción de una capa de suciedad que se adhiere a las paredes, como se apreciará en la figura III.15.



Figura III.15 Lavado de los decantadores Accelator tipo “IS”.

Con respecto a los parámetros de operación normal establecidos por Degremont Technologies-Infilco, se observa que los caudales manejados por este modelo en particular (Accelator tipo “IS”, Camatagua) están fuera de los estándares sugeridos por la empresa, cuyo límite inferior es $1,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Sin embargo, las tasas de desbordamiento superficial tanto en el caso de operación nominal, máximo de diseño e incluso con el caudal más frecuente manejado en los últimos años, cumplen con lo establecido para este modelo ($60 \text{ a } 181 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$). Este último parámetro es de suma importancia ya que el decantador existente en la planta realmente opera a altas tasas de desbordamiento superficial, pero al no tener manto de lodos, no es posible que ocurra una remoción eficiente de la turbiedad.

De la serie de actividades propuestas para la evaluación de la formación de manto de lodo en las unidades Accelator se obtuvieron los siguientes resultados:

➤ **Determinación de la Zona de Lodos**

De la práctica realizada con el dispositivo de recolección, se captaron las muestras de la figura III.16 identificadas según la profundidad a la cual fue introducido el recolector respecto a la superficie. En esta figura se observa a simple vista, que no existen indicios de la presencia de un manto de lodos, incluso no parece haber flóculos formados.

En el Accelator “A” se observa que la muestra más cercana al fondo de la unidad es turbia, esto se debe que la plomada tuvo contacto con la capa de suciedad depositada en el fondo, pero no indica presencia de manto, ya que no está constituido por flóculos sino por restos de la descomposición de plantas y peces provenientes del embalse.

Las turbiedades de fondo son las que presentan un incremento respecto a las demás, la muestra 3 del Accelator “A” llama la atención por poseer una turbiedad de 14 UNT al ser comparada con la turbiedad de la muestra 2 y 4.

Accelator “A” fue lavado dos meses antes de realizar la práctica y el Accelator “B” sería lavado luego de la misma, por otro lado no se observa ninguna otra diferencia significativa entre las muestra de ambas unidades.

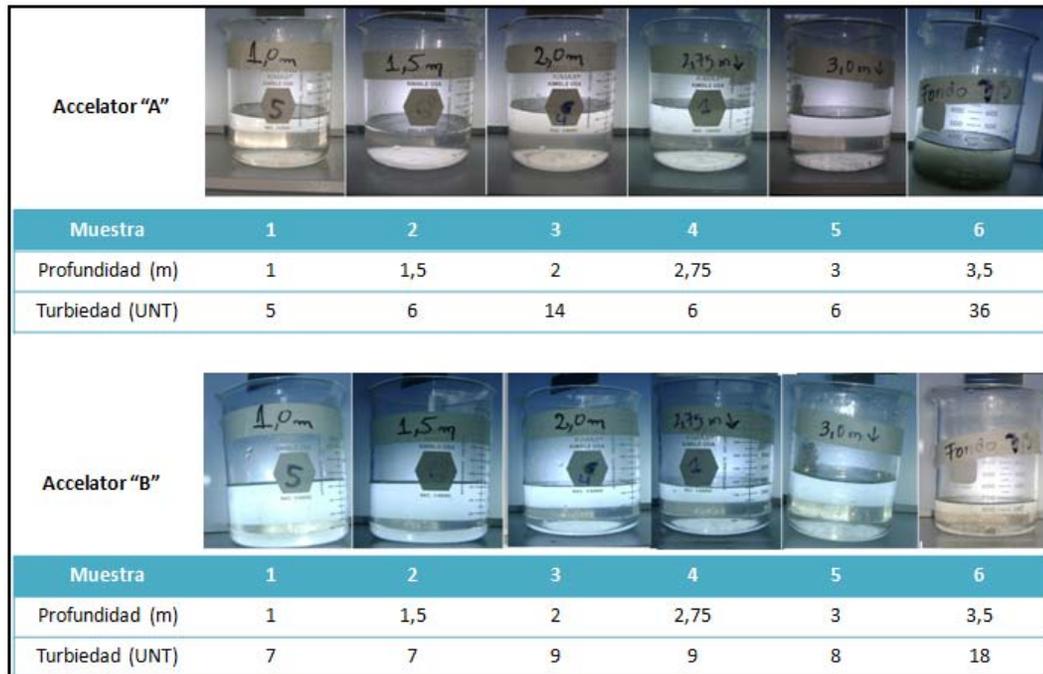


Figura III.16 Muestras del ensayo de zona de lodos para los sedimentadores **Accelerator**.

La inexistencia de un manto de lodos condiciona el funcionamiento de los dispositivos y equipos relacionados que ayudan a que se forme el mismo en la unidad, como por ejemplo los barre lodos y las turbinas.

➤ **Búsqueda de información relacionada a la posibilidad de formación de manto de lodos.**

- ✓ Visita a la Planta Potabilizadora Santa Clara, Clarines. Edo Anzoátegui.

El objetivo de la visita fue estudiar y verificar la presencia y formación de manto de lodos en las unidades **Accelerator** tipo “NS” existente en esta planta, para ello se realizaron las siguientes observaciones:

En la figura III.17 se puede observar en la zona de clarificación del **Accelerator** tipo “NS”, la formación de una nube de flóculos que confirmó la presencia del manto de lodo en esta unidad. En contraste con la unidad **Accelerator** tipo “IS” en estudio (figura III.19), donde no se evidencia el manto de lodo.

Dada la oportunidad de presenciar el proceso de lavado del Accelator tipo “NS” se observó en detalle el manto de lodos durante el drenaje de la unidad (figura III.18). Este manto de apariencia lodosa cubre gran parte del volumen de la unidad. Mientras que si se observa la figura III.20 donde se presenta el lavado del Accelator tipo “IS” en estudio es notable la ausencia del manto de lodos, lo que es indicio de una operación inadecuada de esta unidad.

Los operadores de la Planta Potabilizadora Santa Clara indicaron que las unidades son lavadas una vez al mes debido al exceso de lodos acumulado, a diferencia de los decantadores de la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua que son lavados una vez al año, por la necesidad de eliminar la suciedad adherida a las paredes del mismo.

Una vez confirmada la formación del manto de lodos en los decantadores Accelator tipo “NS” (Santa Clara) y las condiciones físicas de estas unidades, se procedió a investigar qué propiciaba su formación, considerando las dosis de sustancias químicas y las características del agua cruda.

Informaron que en la planta Santa Clara se dosifica cal para la estabilización del pH, sulfato de aluminio como agente coagulante, policloruro de aluminio y polímero como auxiliar de coagulación. En la tabla III. 5 se muestran las dosis aplicadas en los meses de julio, agosto y septiembre.



Figura III.17 Acelerator tipo “NS”. Planta Potabilizadora Santa Clara, Clarines. Edo. Anzoátegui.



Figura III.18 Acelerator tipo “IS”. Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.



Figura III.19 Lavado de Acelerator tipo “NS”. Planta Potabilizadora Santa Clara, Clarines. Edo Anzoátegui.



Figura III.20 Lavado de Acelerator tipo “IS”. Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.

Tabla III.5 Dosis de agentes coagulantes aplicados en la planta potabilizadora Santa Clara.

	Turbiedad (UNT)		Sulfato de aluminio (ppm)	Policloruro de aluminio (ppm)	Polímero (ppm)	% de remoción
	Agua Cruda	Agua Tratada				
Julio	700-1000	5	80	80	0,6	99
Agosto	150-200	4,5	45	57	0,6	97
Septiembre	100	3	40	56	0,46	97

Fuente: Planta Potabilizadora Santa Clara.

En esta misma tabla III.5, se registran los valores de turbiedad del agua cruda los cuales varían significativamente entre 100 y 1000 UNT, sin afectar la turbiedad del agua tratada que se encuentra entre 3 y 5 UNT, con porcentajes de remoción mayores al 97 %. También se puede observar la relación que existe entre la turbiedad del agua cruda y las dosis de sustancias químicas, es decir, si la turbiedad aumenta las dosis de sulfato de aluminio y policloruro de aluminio también. La dosis de polímero no es directamente proporcional al aumento de la turbiedad, debido a que en el mes de agosto se registra un valor de turbiedad menor que en julio y la dosis no varía.

En contraste, en la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, la turbiedad del agua cruda varía entre 1 y 8 UNT, y estos cambios afectan directamente la calidad del agua tratada, con porcentajes de remoción entre 25 y 30%.

La comparación de las turbiedades del agua cruda que alimentan a ambas plantas sugiere que las unidades Accelator operan con mayor eficiencia con aguas de altas turbiedades.

- ✓ Evaluación de un Clarificador de manto de lodos a escala Laboratorio.

Un estudio realizado en la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Antioquia, Medellín (Castro et al, 2010) establece la dificultad de formar mantos de lodos con aguas de baja turbiedad. El trabajo de investigación titulado “Evaluación de un Clarificador de manto de lodos a escala Laboratorio” consistió en la operación y

evaluación de un clarificador de manto de lodos de suspensión hidráulica, en el cual se utilizaron la turbiedad del agua cruda, la carga hidráulica o tasa de desbordamiento superficial y el tipo de coagulante como factores que podían afectar la formación del manto, y por consiguiente, la eficiencia del sistema en la remoción de la turbiedad del agua.

Para esto emplearon dos tipos de coagulante: sulfato de aluminio y polímero catiónico y se estudiaron dos tipos de agua cruda (sintética) la primera con alta turbiedad (Tipo I, 100 UNT) y la segunda con baja turbiedad (Tipo II, 15 UNT). El sistema fue operado con tasas superficiales de 35 y 70 m³/m²/d.

En los ensayos realizados con el agua tipo I se consiguieron remociones de turbiedad que superaron el 99% y por tanto se obtuvo aguas con turbiedades menores a 2 UNT. La diferencia de los resultados obtenidos con el agua tipo I y tipo II confirma que en la práctica siempre es más difícil flocular aguas de baja turbiedad, debido a que cuando aumenta la turbiedad del agua, el coeficiente de aglomeración también aumenta, mejorando así la floculación. (Castro et al. 2010)

Con base a la información recolectada en la Planta Potabilizadora Santa Clara, y con el estudio desarrollado en la Universidad de Antioquia, se reitera que las unidades Accelator son eficientes cuando operan con agua de altas turbiedades, mayores a 15 UNT. Estos resultados contradicen lo afirmado en la memoria descriptiva, donde indican que estas unidades son capaces de tratar cualquier tipo de aguas.

También con la información recolectada se determinó que se requiere el uso de ayudantes de coagulación y dosis elevadas de sulfato de aluminio para ayudar a la formación de manto de lodo, en conjunto con las altas turbiedades del agua.

En función de esto se realizaron ensayos de jarro a fin de representar las condiciones de operación de la planta y posteriormente observar el comportamiento de diversas dosis de sulfato de aluminio y polímero como auxiliar de coagulación, para verificar si se puede propiciar la formación de manto de lodos con estas condiciones.

➤ **Ensayo de jarro**

Los resultados obtenidos en la aplicación de las cuatro modalidades del ensayo son:

✓ Ensayo 1

En la tabla III.6 se muestran las condiciones bajo las cuales se desarrolló la prueba de jarro.

Tabla III.6 Condiciones de aplicación del ensayo 1.

Mezcla rápida		Mezcla lenta		Sedimentación	
Tiempo de agitación (min)	Velocidad de agitación (RPM)	Tiempo de agitación (min)	Velocidad de agitación (RPM)	Tiempo de captación (min)	Velocidad de agitación (RPM)
1,56	188	6	13	1,43	0

La tabla III.7 presenta las condiciones iniciales del agua cruda utilizada, comportamiento del agua sedimentada y los resultados del ensayo 1. Al comparar estos datos se observa que la turbiedad del agua sedimentada producto del ensayo, es similar a la que se registra en planta con una ligera diferencia en el pH, que no resulta relevante y se puede atribuir a la diferencia en los tiempos de contacto con las sustancias químicas.

Tabla III. 7 Resultados generales del ensayo 1 para verificar la reproducción del comportamiento en planta.

	Condiciones iniciales	Comportamiento en planta	1	2	3
Dosis (mg/l)	-	10,6	10,6	10,6	10,6
Turbiedad (UNT)	6,4	7,0 (3,8)	6,9	6,9	6,9
pH	7,7	7,2 (7,2)	7,5	7,5	7,4

() Los valores entre paréntesis corresponden al valor del agua filtrada

Con base a la comparación realizada, se puede decir que el ensayo de jarro aplicado bajo las condiciones presentadas en la tabla III.7, simula efectivamente el comportamiento de la planta de tratamiento. En función de esto los siguientes ensayos se aplicaron bajo los mismos criterios operacionales.

✓ Ensayo 2

En la tabla III.8 se muestran las condiciones iniciales del agua cruda utilizada para este ensayo, el comportamiento del tratamiento, en términos de turbiedad del agua sedimentada y filtrada, al igual que los resultados de este ensayo. De acuerdo a estos datos, la jarra con mejor comportamiento con respecto a la turbiedad del agua sedimentada obtenida es la N° 6, donde se aplican 18 ppm de sulfato de aluminio. Sin embargo el índice de Willcomb obtenido indica que el flóculo está bien formado pero disperso y no sedimenta, por lo que esta dosis no es la adecuada.

Tabla III.8 Resultados generales del ensayo 2 para verificar la reproducción del comportamiento en planta.

	Condiciones iniciales	Comportamiento en planta	1	2	3	4	5	6
Dosis (mg/l)	-	9,0	8	10	12	14	16	18
Turbiedad (UNT)	6,6	7,7 (2,4)	7,4	7,1	6,5	4,8	4,2	2,3
pH	7,7	7,2 (7,2)	7,3	7,3	7,2	7,2	7,2	7,1
Índice de Willcomb			0	2	2	2	4	4
WRA			NA	A	B	C	D	D

() Los valores entre paréntesis corresponden al valor del agua filtrada

En todas las jarras se observó que la formación de flóculos fue durante la simulación de la mezcla lenta y no durante la mezcla rápida, lo que sugiere que la velocidad de coagulación fue baja. Con respecto al pH, el aumento de la dosis de aluminio no representó una limitación, recordando que las normas sanitarias de calidad de agua potable establece un límite inferior de 6,5 en el agua tratada.

En general la turbiedad del agua sedimentada disminuye a medida que se aumenta la dosis de coagulante, visualmente se aprecia que las dosis más altas favorecieron la formación de los flóculos más definidos, pero sedimentan muy lentamente. Es por ello que el desarrollo de este ensayo permite establecer que la dosis óptima de sulfato de aluminio (para las condiciones del agua cruda alimentada), debe estar alrededor o ligeramente superior a 18 ppm. En base a esto se hizo necesario realizar una nueva experiencia con dosis más elevadas para determinar los efectos del sulfato de aluminio en el agua y la formación de flóculos capaces de sedimentar más rápido que propicien la formación del manto de lodos.

✓ Ensayo 3

La tabla III.9 contiene las condiciones iniciales del agua cruda utilizada, el comportamiento de la planta bajo esas condiciones y los resultados del ensayo 3.

Tabla III.9 Resultados generales del ensayo 3 para verificar la reproducción del comportamiento en planta.

	Condiciones iniciales	Comportamiento en planta	1	2	3	4	5	6
Dosis (mg/l)	-	9,7	20	25	30	35	40	45
Turbiedad (UNT)	1,1	2,1 (0,7)	2,0	2,3	2,2	2,0	2,0	1,3
pH	7,6	7,0 (7,1)	7,2	7,1	7,0	7,0	7,0	6,9
Índice de Willcomb			4	4	4	6	6	6
WRA			D	D	D	E	E	E
Aluminio (mg/l)			0,14	0,11	0,15	0,10	0,06	0,06

() Los valores entre paréntesis corresponden al valor del agua filtrada

En este caso se observó el efecto que ocasionaría el aumento progresivo de dosis de sulfato aluminio, considerando la concentración de aluminio residual en las muestras de agua sedimentada, al igual que los parámetros que se han venido estudiando.

Según el índice de Willcomb y el patrón WRA, las jarras 1, 2 y 3 presentan flóculos bien formados pero dispersos y sedimentan muy lentamente. Visualmente es difícil apreciar si comparados entre sí hay alguno que sedimente más rápido. Por otra parte, los jarros 4, 5 y 6 presentan flóculos un poco más grandes pero de apariencia esponjosa que hace que la sedimentación sea lenta.

El pH disminuye en función del aumento de la dosis de coagulante pero no representa un problema ya que aún está dentro de los estándares de calidad de agua potable y no afecta la acción de los coagulantes.

En relación al aluminio, resulta interesante que el residual disminuye a medida que la dosis aumenta, esto es debido a que con las dosis más bajas los flóculos son definidos, capaces de adherirse a otros para hacerse más pesados, dejando iones de aluminio dispersos en el agua. En cambio en los jarros con concentraciones más altas los flóculos formados retienen los coloides pero son más grandes, debido al exceso de aluminio en la solución que evita el contacto entre ellos y se adhiere a la superficie de los mismos haciéndolos esponjosos. Es por esto que existe menos aluminio disociado en el agua.

Con respecto a la normativa, todas las jarras tienen aluminio residual por debajo del valor máximo aceptable (0,2 mg/l), por lo que la aplicación de estas dosis no implica riesgo alguno.

La variación de la dosis de sulfato de aluminio hasta 45 ppm, no aumenta el residual de aluminio por encima de lo que establece la norma. Estos resultados permitieron realizar de nuevo el ensayo, con dosis elevadas de sulfato de aluminio y agregando polímero para determinar si es posible la formación del manto de lodos, sin considerar los efectos de las variaciones del aluminio residual.

✓ Ensayo 4

En la tabla III.10 se presentan las condiciones iniciales del agua cruda alimentada a la planta, las condiciones de la planta y los resultados del ensayo 4.

De lo observado en los jarros del ensayo 4 se tiene que:

Jarra 1: El flóculo estuvo bien formado y precipitó fácilmente. La turbiedad de la muestra recolectada es menor a la del agua cruda utilizada, lo que demuestra que las dosis aplicadas contribuyen a la remoción de los coloides.

Jarra 2: El flóculo estuvo bien formado aunque un poco esponjoso, la sedimentación fue muy lenta y la turbiedad de la muestra fue mayor a la del agua cruda. La presencia de flóculos esponjosos indica que el polímero añadido no es suficiente para contribuir a la sedimentación de todos los flóculos formados.

Jarra 3: El flóculo formado fue un poco más pesado que el anterior y por esta razón precipitó más rápido que en la jarra 2, además la turbiedad de la muestra fue menor a la del agua cruda.

Jarra 4: En este caso la dosis de polímero estuvo en exceso frente a la dosis de sulfato, por lo que antes de aglomerarse en flóculos, se formaron cadenas de polímeros que se depositaron en las paredes del recipiente y la dosis de sulfato no fue suficiente para formar flóculos, en su lugar quedó en suspensión y por ello la turbiedad de la muestra es mayor a la del agua cruda.

Jarra 5 y 6: Se forma buen flóculo pero sedimenta lentamente. Esto se debe a que la dosis de polímero es muy alta en relación al sulfato añadido, pareciera que los polielectrolitos no están ayudando a la coagulación y dispersan los flóculos.

Tabla III.10 Resultados generales del ensayo 3 para verificar la reproducción del comportamiento en planta.

	Condiciones iniciales	Comportamiento en planta	1	2	3	4	5	6
Dosis (mg /l) de sulfato de aluminio	-	8,0	20	40	60	20	40	60
Dosis (mg/l) de polímero	-	-	0,3	0,3	0,3	0,6	0,6	0,6
Turbiedad (UNT)	6,8	8,6 (2,3)	3,4	8,3	3,6	9,3	4,4	3,4
pH	7,7	7,0 (7,1)	7,3	7,1	7,0	7,4	7,2	7,0
Índice de Willcomb			8	4	6	NA	6	6
WRA			D	E	E	NA	E	E

() Los valores entre paréntesis corresponden al valor del agua filtrada

Por medio de este ensayo se pudo determinar:

- Con las condiciones de operación actual de la planta, al aumentar las dosis de sulfato de aluminio y la adición de polímero, no se logró la formación del manto de lodo.
- Altas concentraciones de coagulante (40-60 ppm) no generan cambios más favorables, en términos de remoción de turbiedad.
- Con dosis cercanas a los 20 ppm de sulfato de aluminio y polímero como ayudante de coagulación (con una concentración de 0,3 ppm), se logró formar flóculos que sedimentan a menor velocidad que cuando se aplica solo sulfato de aluminio.
- El porcentaje de remoción fue menor del 50%. Esta irregularidad puede atribuirse a que el polímero empleado en la experiencia pudo no ser eficiente por encontrarse vencido.

- El tipo de polímero disponible en la planta, es aniónico y no proporciona las condiciones necesarias para formar flóculos que sedimenten rápidamente y que favorezca la formación del manto de lodos.
- En el ensayo no se obtuvieron los resultados esperados con la aplicación del polímero debido a que no se tiene certeza de su vigencia y condiciones de almacenamiento que pudieron alterar su actividad. Es recomendable realizar pruebas de jarras con diferentes polielectrolitos (líquidos y en polvo) hasta hallar el que más convenga, tanto desde el punto de vista técnico como económico.

Los resultados de los ensayos 2, 3 y 4 se representan en la figura III.21 donde se caracteriza el comportamiento de la turbiedad del agua sedimentada en función de las dosis de coagulante aplicada. Se puede establecer que la dosis óptima de coagulante para obtener un flóculo bien formado está alrededor de 20 ppm, ya que se obtienen resultados estables en el agua sedimentada (2 UNT) a pesar de la variación de la turbiedad del agua cruda alimentada.

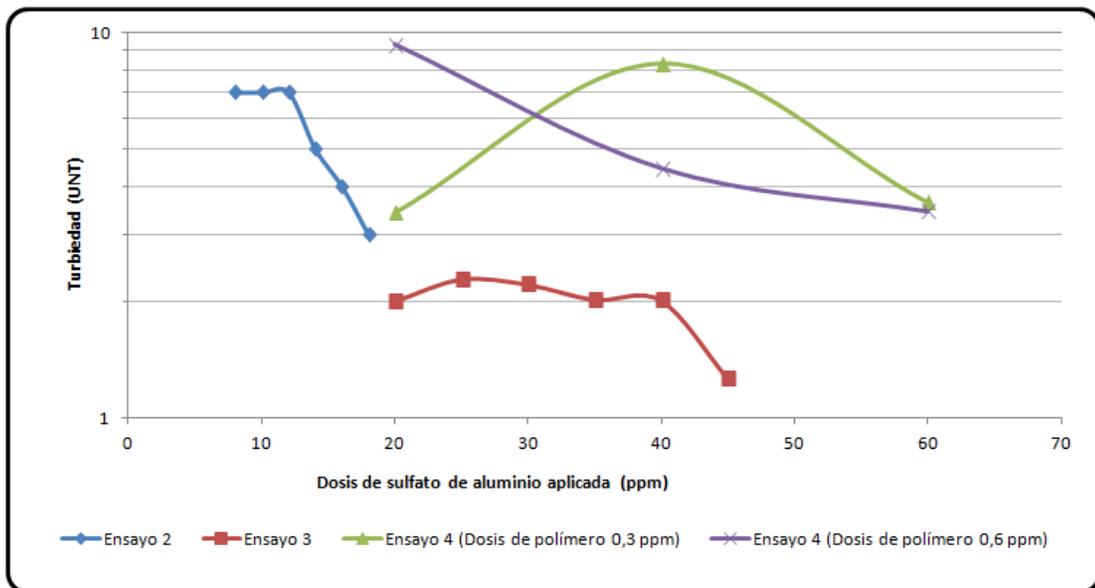


Figura III.21 Turbiedad vs dosis de coagulante aplicado, ensayos de jarro.
Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.

Finalmente, por medio de los ensayos de jarros, la información recolectada durante la visita a la Planta Potabilizadora Santa Clara y el estudio a nivel de laboratorio de la Universidad de Antioquia, se reitera que no se puede formar manto de lodos con aguas de baja turbiedad. Por tal motivo no resulta viable el estudio de la posibilidad de crear un manto de lodos en las unidades Accelator tipo “IS” presentes en la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.

Resulta importante estudiar:

1. La coagulación para filtración directa haciendo un bypass de los decantadores y evaluar si se optimiza el consumo de coagulantes y la calidad del agua tratada a pesar de las variaciones que pueda presentar el agua cruda.
2. La posibilidad de aplicar 20 ppm de sulfato de aluminio para lograr que el agua sedimentada se dirija a los filtros con menor turbiedad que el agua cruda, en los casos donde esta es mayor a 2 UNT.
3. Si aplicando dosis de polímero con sulfato de aluminio, se observa disminución de la turbiedad del agua cruda en los casos donde es menor a 2UNT.

III.2.4 Filtros rápidos.

Por medio de la comparación con la memoria descriptiva (Apéndice A) se pudo establecer las siguientes condiciones:

- Los seis filtros operan ininterrumpidamente con un nivel de agua constante. La carrera de filtración es de 24 horas.
- El lecho filtrante fue cambiado en el año 2005, según indicaciones del personal de la planta por arena-antracita, (se desconoce la profundidad del lecho), y al mismo tiempo se reemplazaron las toberas dañadas.
- A pesar del cambio del tipo de lecho, el lavado se realiza con aire y retrolavado simultáneamente durante el primer minuto y luego con agua solamente, tal como lo sugiere la teoría para lecho de arena gruesa.

- En la muestra captada no se observan las capas de arena, sólo se aprecia la antracita que conforma el medio filtrante.
- En el pupitre de operación de los filtros, los interruptores de apertura de las compuertas de entrada de agua sedimentada y de salida de agua de lavado, se encuentran dañados y por esta razón las compuertas son accionadas por los operadores aplicando aire comprimido en el mecanismo de apertura (figura III.22).
- El indicador de pérdida de carga, en los seis filtros se encuentra fuera de funcionamiento.
- El agua producto del lavado no es recuperada, sino es enviada al sistema de drenaje.

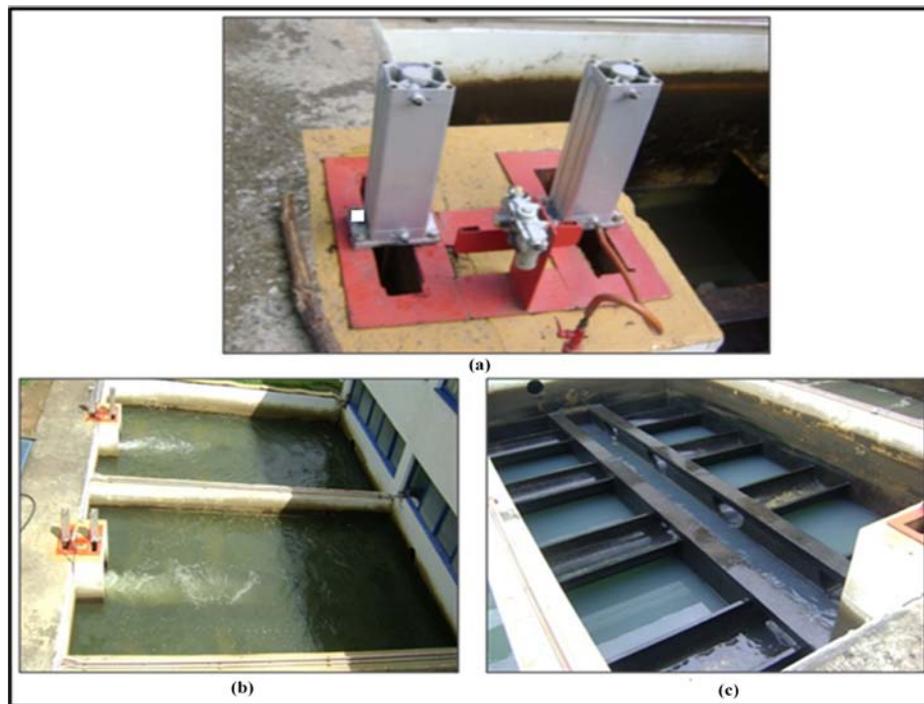


Figura III.22 Compuertas a los filtros (a) y filtros antes y durante el lavado (b y c).
Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.

✓ Dimensiones de los filtros

Se tomaron las medidas de cada una de las unidades filtrantes, como se muestra en la tabla III.11 y en la figura III.23 se muestra la distribución interna de los filtros y sus dimensiones.

Tabla III.11 Dimensiones de cada uno de los filtros.

Ancho (m)	3,67
Largo (m)	7,16

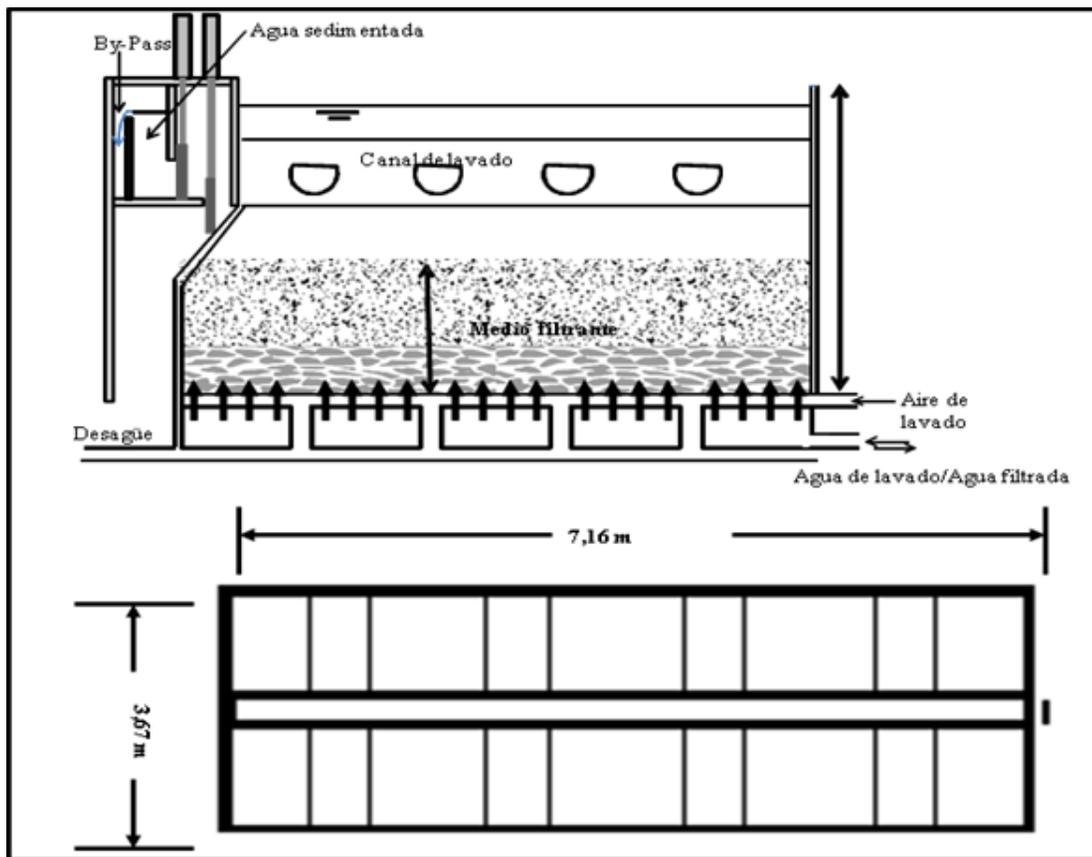


Figura III.23 Dimensiones de los filtros.

Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.

Con las dimensiones del filtro, se procedió a determinar el área superficial de filtración y se comparó con lo reportado en la memoria descriptiva. Se puede apreciar

en la tabla III.12 que los datos obtenidos se asemejan a los reportados en la memoria, las diferencias se pueden deber a los errores en la medición. Estas unidades no han sufrido ninguna modificación constructiva.

Tabla III. 12 Área superficial de los filtros.

Área	Memoria descriptiva	Calculado
Superficial por celda (m ²)	28,25	26,28
Superficial total (m ²)	169,5	157,7

➤ **Medio filtrante**

En la tabla III.13, se observan las características del lecho de las seis unidades filtrantes. Se puede apreciar que se reporta un solo valor del tamaño efectivo para cada filtro, ya que por medio del análisis granulométrico se determinó que solo existe antracita en el lecho (figura III.24), indicando la ausencia de arena en el mismo, y contradiciendo la información suministrada por el personal (Apéndice F).

Por medio del mismo análisis, se halló el coeficiente de uniformidad donde en todos los casos se reportó mayor o igual a 1,5; lo que indica que el lecho es poco uniforme. Por otra parte la profundidad de la capa de antracita corresponde con las establecidas para lechos arena-antracita (Arboleda, 2000).

Tabla III.13 Tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad del medio filtrante.

Filtro N°	1	2	3	4	5	6
Tamaño efectivo (mm)	ND	0,9	1	0,8	0,9	0,9
Coficiente de uniformidad (CU)	ND	1,7	1,5	1,8	1,7	1,6

Es probable que el motivo por el cual no se haya encontrado arena en el lecho, se deba quizás a un desplazamiento de la grava causado por la deficiencia en el sistema de drenaje, cuando no se distribuye bien el agua de lavado, por aperturas muy rápidas

de las válvulas de entrada del agua de lavado o por la entrada de aire en los drenes del filtro. Esto generalmente puede ocurrir debido a que algunas veces se emplean capas de arena de sólo 15 cm (con 55 a 60 cm de antracita), lo cual puede causar una mayor variabilidad en la calidad del efluente, y en caso de fallas en la grava de soporte ocasionan pérdidas de arena que traigan inconvenientes mayores. (Arboleda, 2000).

A pesar de las deficiencias del lecho, los filtros logran remover significativamente las turbiedades del agua decantada. Es posible que esto se deba a que los flóculos saturan el medio filtrante ocasionando que éste retenga mayor cantidad de partículas. Esto puede atribuirse a que el diámetro efectivo de la antracita es pequeño, es decir, se encuentra en el límite inferior (0,9 mm) que establece la bibliografía para lechos de arena-antracita.



Figura III.24 Lecho filtrante de la batería de filtros.
Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.

Los valores de los parámetros operacionales determinados en cada una de las unidades de filtración, se presentan en la tabla III.14:

Para verificar los parámetros operacionales actuales de los filtros no pudo emplearse la memoria descriptiva debido a que estos fueron establecidos cuando los filtros poseían lechos de arena. Es por ello que se verificó si el sistema de operación actual es el correcto, consultando la bibliografía relacionada con filtros de lecho arena-antracita y por medio del análisis de la granulometría.

Tabla III.14 Especificaciones operación de los filtros.

Parámetros operacionales	N°1	N°2	N°3	N°4	N°5	N°6
Velocidad del filtro limpio (m/d)	195	283	203	257	288	274
Velocidad del filtro sucio (m/d)	180	192	192	126	214	158
Velocidad de lavado (m/min)	0,2	0,4	0,4	0,3	0,4	0,2
Tiempo de lavado (min)	7	7	8	7	9	9
Caudal de la unidad limpia (l/s)	59	86	62	78	88	83
Caudal de la unidad sucia (l/s)	55	58	58	38	65	48
Espesor del lecho filtrante (m)	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,6
Expansión del lecho (%)	73	64	18	36	36	92

➤ **Velocidad de filtración**

Los filtros con lecho de arena-antracita, deben operar con una velocidad de filtración comprendida entre 235-590 m/d (Arboleda, 2000). Si esto se compara con los reportados en la tabla III.14 destacan los filtros N° 2, 4, 5 y 6 cuyas velocidades de filtración determinadas se encuentran ligeramente por encima del límite inferior de este rango y los filtros N° 1 y 3 con velocidades de filtración más bajas. Estos últimos generan caudales de agua filtrada menores que los otros cuatro filtros, como se podrá apreciar en la figura III.25, donde se relacionan los caudales de agua filtrada cuando los filtros se encuentran sucios y luego limpios.

Las bajas velocidades de filtración indican que estas unidades están capacitadas para operar con un caudal mayor a 400 l/s (caudal de diseño), lo que se puede atribuir a que los filtros fueron concebidos con un medio filtrante de arena, los cuales trabajan con velocidades de filtraciones menores a los que requieren los de arena –antracita.

El caudal de operación total (456 l/s) de los filtros es menor que el caudal de operación (520 l/s) registrado el día que se realizó la evaluación de estas unidades. Por esta razón es importante medir el caudal con mayor frecuencia dada las repercusiones que esto tiene en el tratamiento.

Otro aspecto que podría estar afectando la velocidad de filtración, es desconocer la pérdida de carga de cada una de la unidades de filtración, ya que la máxima tasa de filtración para un agua dada está relacionada con la calidad del agua que se quiere obtener, y la velocidad con que se desarrolla la pérdida de carga en el filtro, estos a su vez dependen de la fortaleza del flóculo afluente y el tamaño y tipo del medio filtrante. Es por ello que es importante conocer la distribución de la pérdida de carga para determinar cuál de estos factores está afectando la velocidad de filtración.

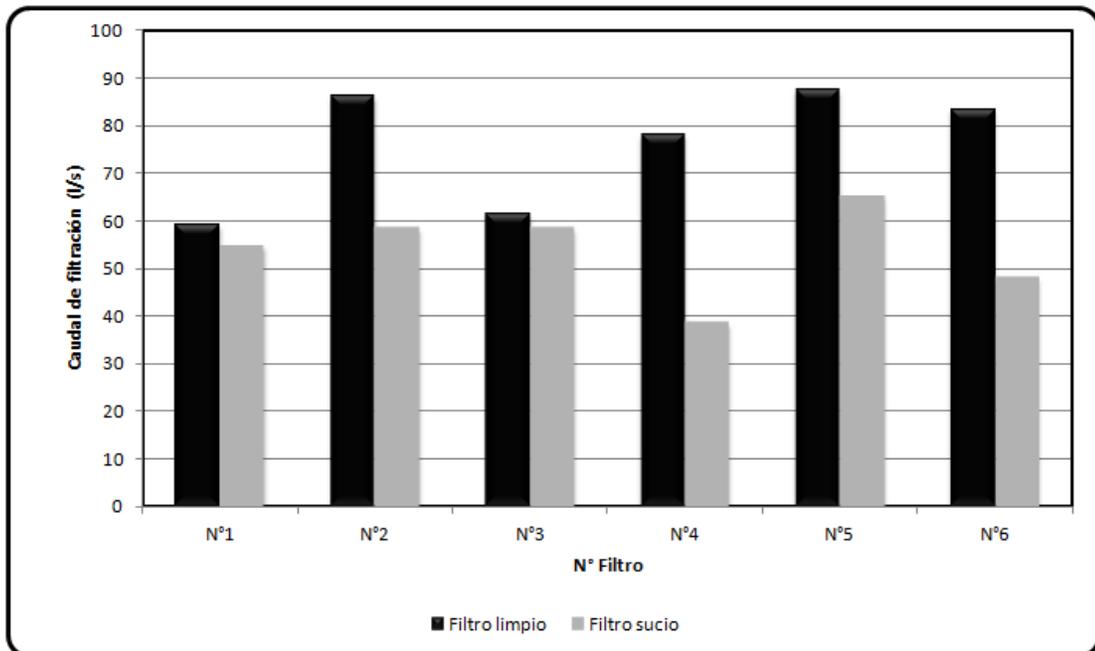


Figura III.25 Relación entre el caudal del agua filtrada antes del lavado de los filtros y después de ser lavado.

Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.

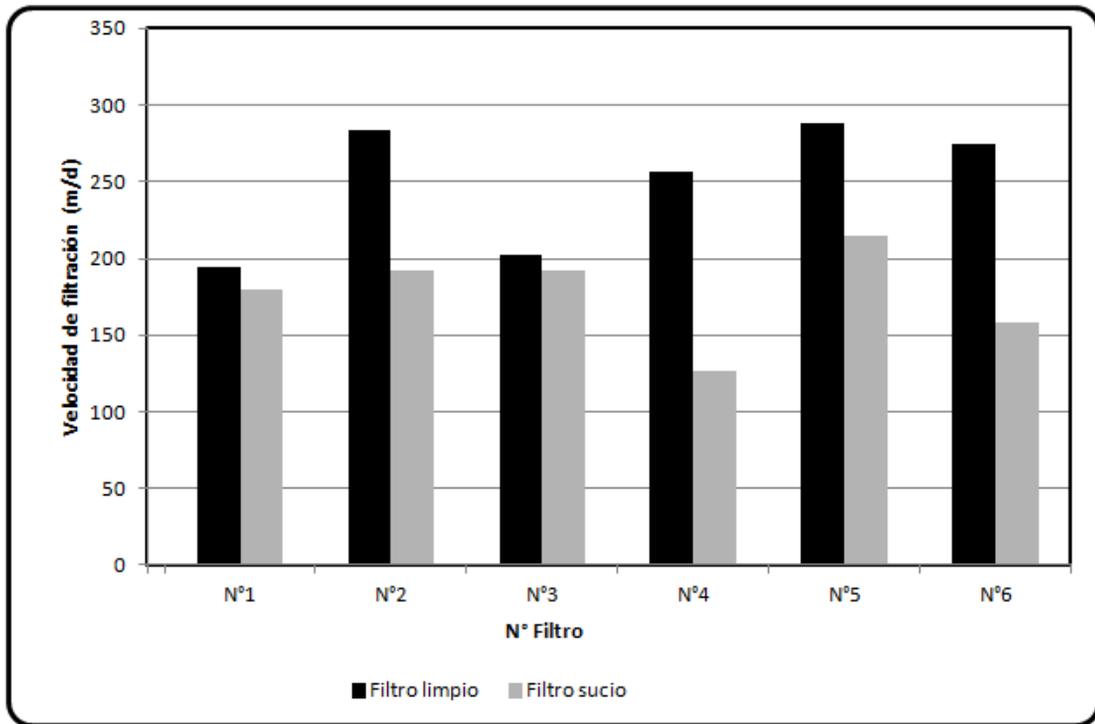


Figura III.26 Relación entre la velocidad de filtración antes del lavado de los filtros y después de ser lavado.

Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo Aragua.

En la Figura III.26, se relaciona la velocidad de filtración cuando los filtros se encuentran limpios y sucios. Se puede observar que en los filtros N° 1 y 3, la filtración no mejora después del lavado, ya que las velocidades de filtración son aproximadamente iguales. Esto podría indicar que el procedimiento de lavado no se está llevando a cabo eficientemente y que existe la posibilidad de que algunas toberas se encuentren obstruidas y por ello tanto el lavado como la filtración se vean afectados.

➤ **Velocidad de lavado**

Cuando se observa en la tabla III.14 las velocidades de lavado, se puede apreciar que todas se encuentran muy por debajo de lo que establece la bibliografía para filtros rápidos de arena-antracita (0,60-1,20 m/min). Es posible que esta se vea afectada por que el lavado se sigue realizando como si aún los filtros estuvieran conformados por

lechos de arena. Este procedimiento inadecuado, también puede estar ocasionando la saturación del medio filtrante, en consecuencia una disminución del paso del flujo, y el transporte de la antracita desde el interior del lecho hasta las canaletas de lavado.

➤ **Expansión del medio filtrante**

El retrolavado de los filtros se realiza con la finalidad de fluidificar el lecho y expandirlo de manera que se puede llevar a cabo una limpieza de los granos de arena y antracita que conforman el medio filtrante, y su expansión debe ser entre 20 y 50 %. En el caso en estudio (tabla III.14) sólo los filtros N° 4 y 5, tienen una expansión dentro de este rango. El filtro N°3 tiene un porcentaje del 18 % cerca del límite inferior del rango, y el resto de las unidades de filtración (N° 1, 2,6) tienen porcentajes de expansión muy por encima del límite superior.

Debido a que las velocidades de lavado son bajas, no explican estos porcentajes de expansión por encima del 50 %. Es probable que debido a que en algunos casos se sigue inyectando aire cuando el nivel del agua de lavado alcanza las canaletas, se propicie el transporte de antracita hasta las mismas. Esto es notorio cuando se reportan los datos del filtro N° 6, donde el porcentaje de expansión es de 92 %.

En la siguiente figura III.27 se observa como la antracita se deposita en las canaletas, así como las condiciones de los filtros durante el lavado.

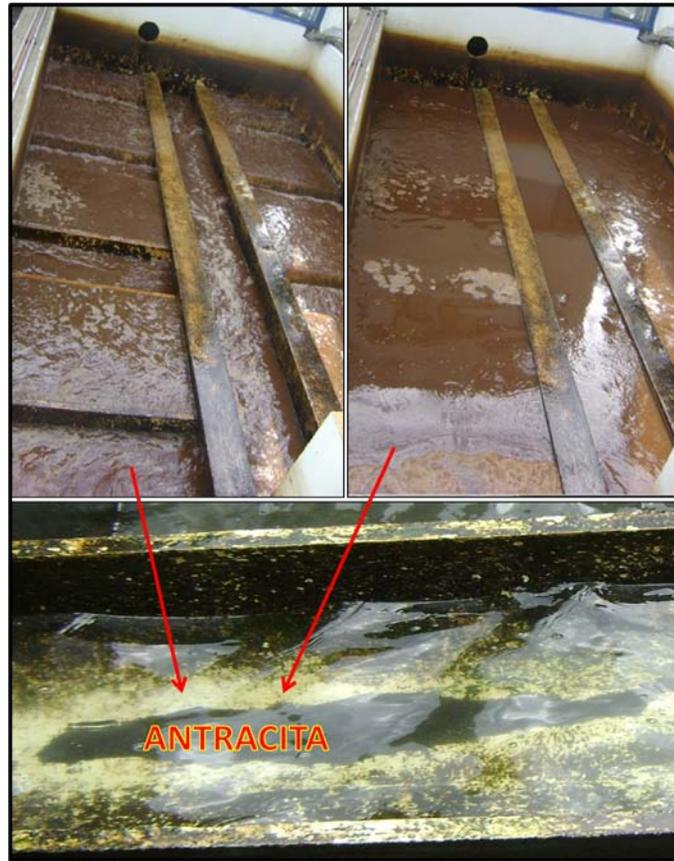


Figura III.27 Lavado de los filtros.

Los operadores antes de iniciar el lavado, remueven la antracita depositada en las canaletas que queda del lavado anterior y la ubican de nuevo en el lecho.

➤ **Tiempo de lavado**

El tiempo de lavado se determina mediante la medición de la turbiedad del agua de lavado. Cuando ésta se encuentre por debajo de 10 UNT y se haga constante se puede finalizar el proceso de lavado. En el caso en estudio el tiempo estimado que debe durar el lavado lo establece el operador basado principalmente en la apariencia del agua; es por ello que no existe una constante de tiempo operacional cuando se lavan los filtros.

Otros aspectos que influyen en el tiempo de lavado, es que no existe un tanque de agua de lavado lo que obliga a los operadores a detener el bombeo hacia la red de

distribución más cercana con el objeto disponer de agua suficiente para realizar esta labor.

Cuando se analiza el agua de lavado (figura III.28) en cada filtro, se obtiene que el filtro N° 4 presenta turbiedades menores a 10 UNT con tendencia a ser constantes a los 7 minutos de haber iniciado el lavado, el resto de los filtros requieren de más de 8,5 minutos para que las turbiedades del agua logren ser constantes, ya que en estos las turbiedades superan los 10 UNT llegando hasta 22 UNT.

Dado que en la mayoría de los filtros el tiempo de lavado no es suficiente para remover los flóculos retenidos en el lecho, se genera una acumulación de partículas floculadas que afecta las velocidades de filtración y hace que el lecho se sature más rápidamente a pesar de que la turbiedad del agua sedimentada sea baja.

Para aumentar el tiempo de los lavados es recomendable construir un tanque de agua que tenga la capacidad para lavar por lo menos dos unidades consecutivamente a la máxima rata especificada para el tipo de lecho (Arboleda 2000).

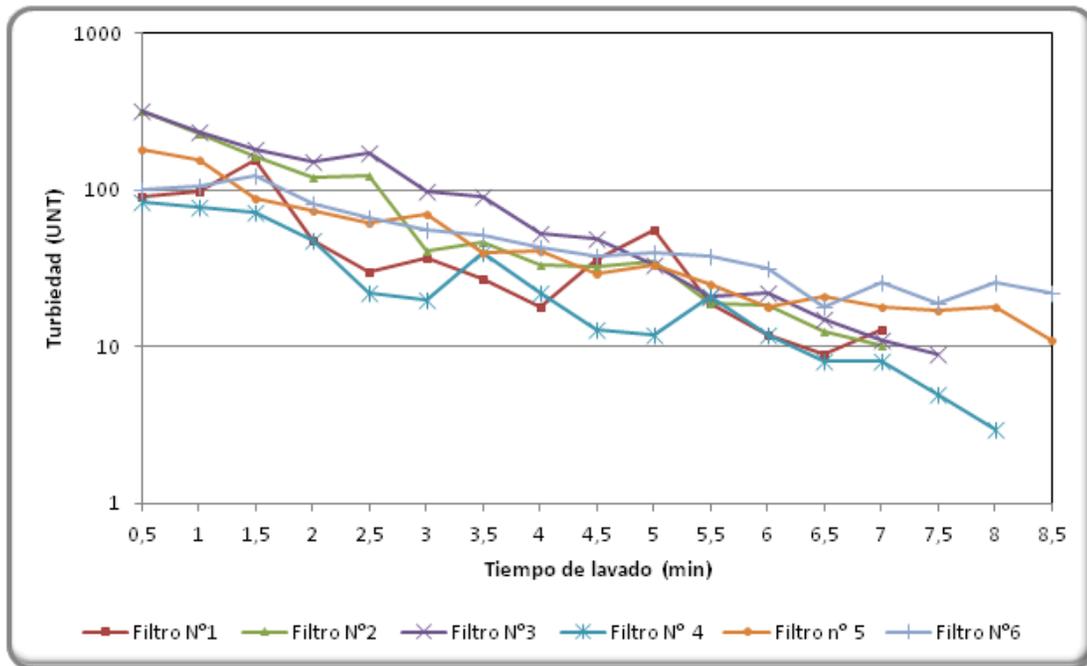


Figura III.28 Turbiedad del agua de lavado vs tiempo de lavado.
Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo Aragua.

➤ **Calidad del agua filtrada**

Para detectar el comportamiento de los filtros al iniciar la carrera de filtración y determinar el tiempo que demora en alcanzar la turbiedad normal, sólo se pudieron obtener muestras de agua de los filtros N° 1, 4 y 5, ya que son los únicos que poseen dispositivos para la captación de muestras.

En la figura III.29, se puede ver que las turbiedades no son muy altas, los tres filtros se estabilizan antes de los 10 minutos después de iniciar el proceso de filtración, esto permite decir que las unidades no se ven limitadas por el aumento del caudal de operación, ya que pueden disminuir las turbiedades del agua decantada a pesar de que el filtro carece de arena, pero no lo suficiente como para que la remoción sea igual o por debajo de 1 UNT y garantice desde el punto de vista bacteriológico, la remoción de virus y protozoarios patógenos, que difícilmente son eliminados en los procesos de desinfección (Arboleda 2000).

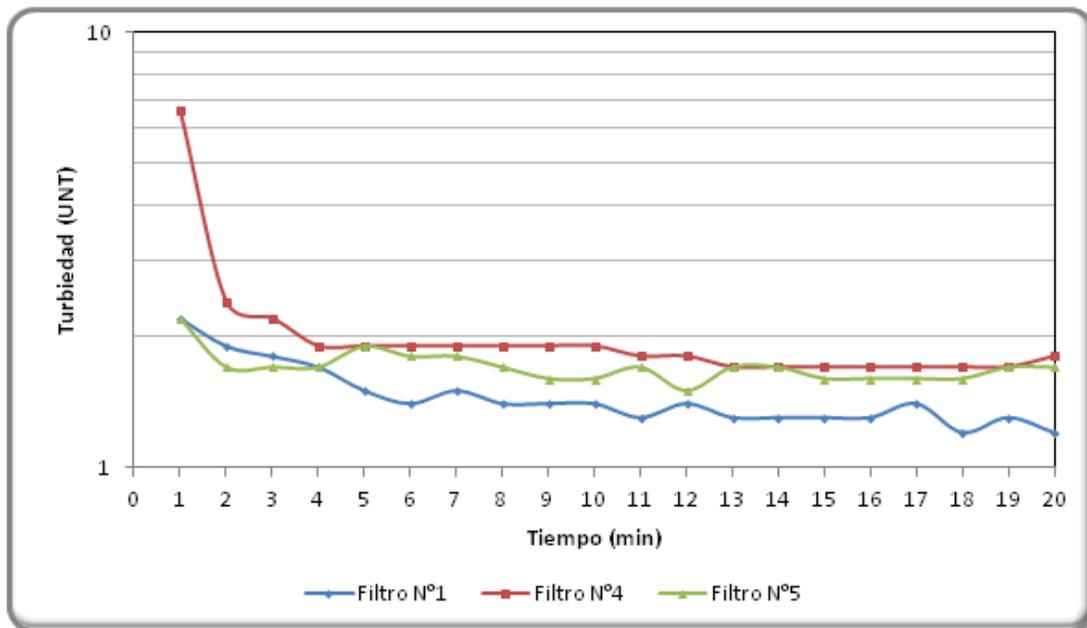


Figura III.29 Calidad del agua filtrada.
Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo Aragua.

Por medio del análisis anterior, la rutina de lavado aplicada está causando trastornos en la operación regular de los filtros. Se puede decir que quizás mejorando las condiciones actuales de los filtros, no sea necesario buscar alternativas para la mejora de las unidades decantadoras, ya que éstos actualmente realizan la labor de los decantadores, aún con las fallas que presentan.

Es importante realizar las siguientes modificaciones:

1. Restituir el lecho de arena-antracita, considerando un estudio previo del desplazamiento de la grava y el estado de las toberas.
2. Establecer una nueva rutina de lavado, en función del medio filtrante.

Una vez implementada las modificaciones, se debe considerar el estudio de la floculación por contacto.

III.2.5 Desinfección.

De las inspecciones realizadas en la planta y por medio de la comparación con la memoria descriptiva (Apéndice A), se pudo determinar que la desinfección no tiene un parámetro de operación constante, es decir que debido a la variabilidad del caudal de agua cruda y sus características, no se establecen dosis fijas de operación.

Los dos cloradores (pre y post cloración) fueron reemplazados este año (2011) por unidades con capacidades de 2000 lb/d para la pre-cloración y 500 lb/d para la post-cloración. Los instalados anteriormente se deterioraron y no cumplían con la demanda que exige actualmente el tratamiento, lo que pudo haber ocasionado los cambios bruscos en el transcurso del año 2010.

➤ Puntos de aplicación

Tomando en consideración todos los aspectos que se mencionan en la bibliografía, se pudo observar en la planta las siguientes irregularidades en los puntos de aplicación de cloro:

- Se introduce una manguera o tubo a la arqueta de distribución, a cierto nivel del suelo pero no se conoce con exactitud su profundidad.

- Las turbulencias producidas en el punto de aplicación del cloro, en el canal principal de la arqueta y la ausencia de un difusor en el punto de aplicación de la post cloración promueven las pérdidas de cloro al ambiente. Prueba de ello es que en ocasiones se percibe la presencia del gas en las zonas circundantes, poniendo en peligro la salud de los operadores.

En la figura III.30 se puede observar cómo se dosifica el cloro a la arqueta de distribución:

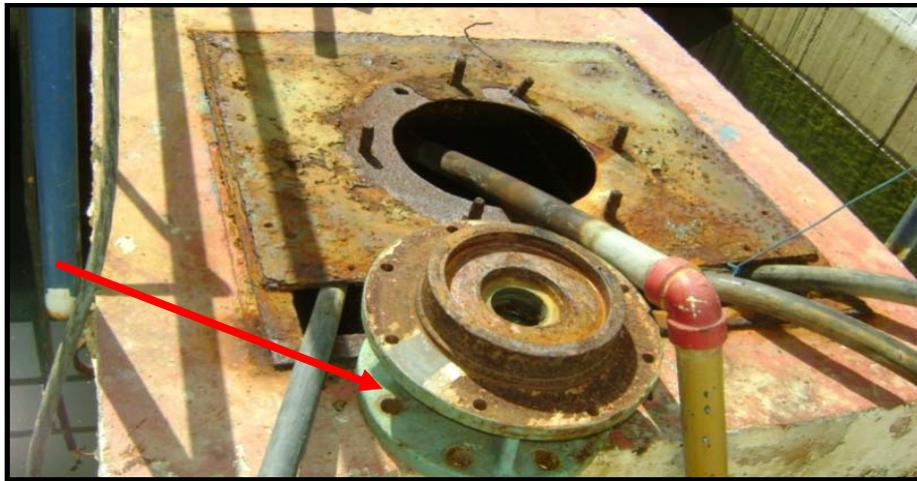


Figura III.30 Punto de aplicación de sustancias químicas a la arqueta de distribución.
Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo Aragua.

En vista de que el método empleado para la cloración está generando pérdidas del gas y evita el contacto homogéneo con el agua, es necesaria la instalación de un difusor en los puntos de aplicación del cloro.

➤ **Características de las instalaciones de cloración**

Para corroborar si la instalación es segura y eficiente se verificó:

- La ventilación. Se detalló la ubicación de los cilindros de cloro, los cuales se encuentran en un almacén abierto con ventilación natural como se muestra en la figura III.31.

- Existencia de equipo de protección. Actualmente poseen una bombona de oxígeno dispuesta con su mascarilla correspondiente, la cual se encuentra en condiciones no muy favorables. También disponen en un lugar visible y de fácil acceso un recipiente con amoníaco en caso de exposición a escapes de cloro.
- El traslado de los cilindros. La planta cuenta con una grúa para el traslado de ellos que no está en funcionamiento, sin embargo el personal posee un sistema de poleas que utilizan para realizar esta actividad.
- No se observó la existencia de una balanza para controlar el peso de los cilindros.
- El almacén donde se encuentran los cilindros es lo suficientemente espacioso para resguardarlos.
- Existen cuatro cilindros de cloro cada uno de 2000 lb conectados a la galería de tuberías que surte a los dosificadores. Dos están en operación y los otros son de respaldo.
- Algunos cilindros presentan señales de corrosión y en ocasiones se observó condensación en su superficie.

En base a lo descrito anteriormente, las instalaciones de cloración presentan deficiencias relacionadas con el monitoreo, transporte, condiciones de los cilindros y equipos de seguridad en caso de emergencia. De acuerdo a esto es necesario solventar estas anomalías con el fin de disminuir el consumo de cloro y aumentar la seguridad laboral.



Figura III.31 Los cilindros de cloro que emplea la Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua.

➤ **Curva de demanda de cloro**

Para el desarrollo de este análisis, es necesario considerar que el cloro total es el resultado de la sumatoria del cloro combinado utilizable y cloro libre. Entiéndase por cloro combinado utilizable a los productos de las reacciones entre el cloro y el nitrógeno amoniacal (cloraminas) que son desinfectantes ineficientes, y como cloro libre al producto de la interacción del cloro con el agua ($HClO$, OCl), que son desinfectantes muy activos. (Arboleda, 2000)

✓ Ensayo 1

Se realizaron las siguientes curvas de demanda de cloro para verificar si las capacidades de los cloradores y las dosis aplicadas eran las correctas.

En la curva de determinación de demanda de cloro (figura III.32) para el día 13 de septiembre de 2011, se observan:

La zona A: donde se aplicó una dosis de 0,5 ppm de cloro y se obtuvo cloro total de 0,22 ppm (Apéndice H). Lo que indica que esta dosis es suficiente para satisfacer la demanda y dejar un remanente de cloro combinado utilizable.

La zona B: En esta sección se observa el aumento de la concentración de cloro total desde 0,5 ppm de dosis aplicada, esto es debido a la formación de cloraminas, alcanzando un punto máximo entre los 5 y 6 ppm de dosis de cloro aplicada.

La Zona C: inicia desde el punto máximo de la zona anterior y se observa que hubo un descenso en las concentraciones de cloro total presente en las muestras, a pesar de que a las mismas se les agregó dosis más altas de desinfectante, esto se debe a la destrucción de las cloraminas con el exceso de cloro.

La zona D: está ubicada a partir del punto de quiebre donde se comienza a registrar un aumento de la concentración de cloro total, y se reconoce como la zona donde existe cloro libre ($HClO$, OCl) para actuar como agente desinfectante. Debe tenerse en cuenta que el $HClO$ sólo puede existir cuando todo el NH_3 ha sido destruido.

Las zonas B y C son de suma importancia porque indican la presencia de nitrógeno. No se dispuso de datos de laboratorio que demostraran el tipo de nitrógeno presente en la muestra estudiada (amoniaco u orgánico), sin embargo esta curva tiene un comportamiento similar a la descrita en la bibliografía cuando el nitrógeno amoniacal en la muestra es mayor al orgánico y el punto de quiebre no desaparece por completo sino que queda un remanente de NH_2Cl , $NHCl_2$ y NCl_3 que no es reducido por el cloro, aun por dosis altas. (Arboleda, 2000)

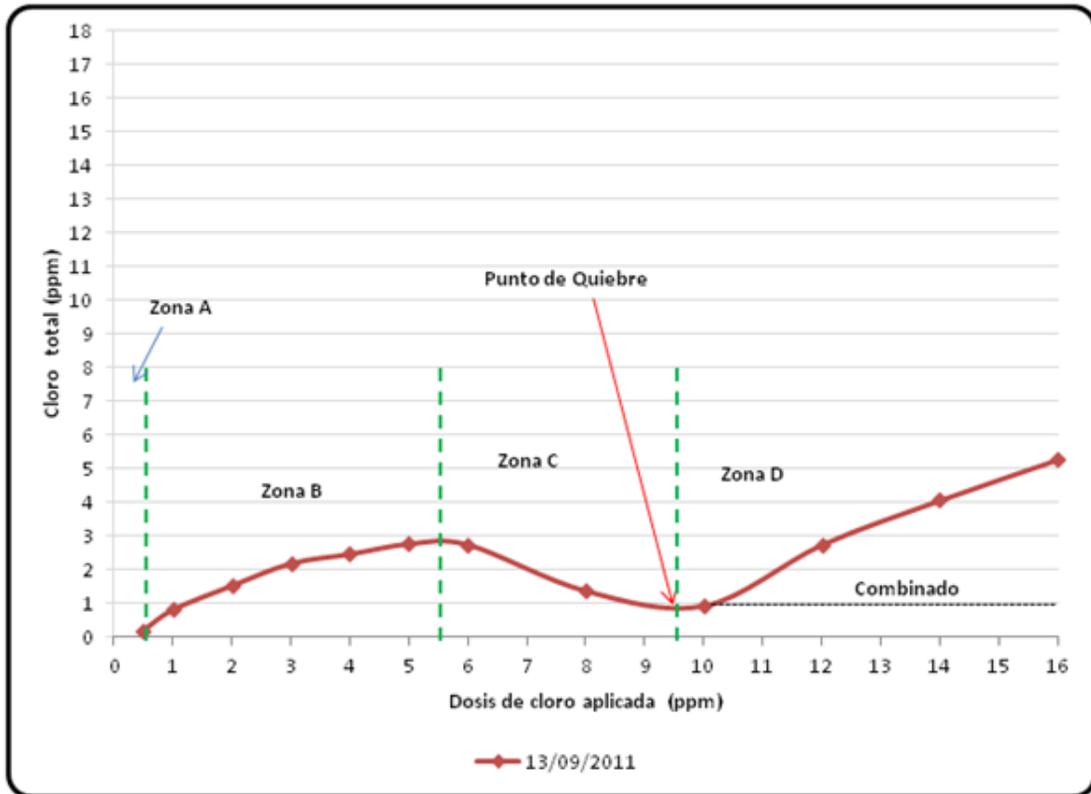


Figura III.32 Curva de demanda de cloro ensayo 1.
Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.

El punto de quiebre de esta curva se encuentra entre los 9 y 10 ppm de dosis aplicada. A partir de este resultado se estimó que en la pre-cloración se debe aplicar 9,5 ppm de cloro para asegurar que se lleven a cabo las reacciones de oxidación y combinación, y en la post-cloración 2 ppm de cloro para lograr que exista un residual de cloro libre alrededor de 1 ppm al inicio de la red de distribución.

Al comparar los resultados con las condiciones de operación de la planta el día de la experiencia (tabla III.15), se observa que la dosis aplicada en la pre-cloración era de 8 ppm, menor a la determinada en el ensayo. Esto se puede atribuir a las deficiencias de la estación cloradora para dosificar más de 8 ppm, y en consecuencia los operadores aumentan la dosis en la post-cloración (4 ppm) para compensar las carencias en la pre-cloración.

Si se localiza esta dosis (8 ppm) en la curva, se puede apreciar que es necesario mayor cantidad de cloro para la destrucción de las cloraminas, es por ello que al aplicar la post-cloración y determinar el cloro libre presente en el agua (0,5 ppm) se obtiene un valor menor al esperado (1 ppm) ya que el mismo requiere terminar de reaccionar con los compuestos nitrogenados antes de presentarse como ácido hipocloroso (cloro libre).

En la tabla III.15 se presentan los registros de la planta con respecto a la dosificación del tratamiento en la pre-cloración y en la post-cloración, a su vez se muestran los datos obtenidos en el ensayo 1 de la demanda de cloro. En función de los datos, se determinó que para satisfacer la demanda de cloro en la planta se requieren 517 kg/d de cloro. En la planta solo se encuentran dos cilindros en operación, y tanto éstos como las tuberías que los conectan con las estaciones cloradoras presentan condesado en su superficie. Esto se debe a que cada cilindro está suministrando alrededor de 259 kg/d. Si se considera que un cilindro de 2000 lb solo puede suministrar 184 kg/d, para evitar que las tuberías de conexión se congelen y los cilindros presenten fallas mayores (Arboleda, 2000), es necesario disponer de al menos tres cilindros.

Tabla III.15 Dosis para la pre-cloración y post-cloración, ensayo 1.

	Registros de planta	Ensayo 1
Caudal (l/s):	520	520
Dosis de cloro (lb/día)		
Pre-cloración	800	940
Post-cloración	400	198
Concentración de cloro (ppm)		
Pre-cloración	8,08	9,5
Post-cloración	4,04	2
Cloro residual libre (ppm)	0,5	1
Turbiedad (UNT)	7,6	ND
Color (UC)	25	ND
Flujo másico de cloro total (kg/d)	545	517

✓ Ensayo 2

En vista de que en el análisis anterior se mencionó la posible existencia de nitrógeno amoniacal, se realizó nuevamente el ensayo, obteniendo un comportamiento similar, tal como se muestra en la figura III.33. De modo que se corroboró la existencia de nitrógeno amoniacal en el agua cruda.

En la figura III.33 se hace notable el desplazamiento del punto de quiebre entre las curvas, lo que indica que es necesario mayor cantidad de cloro para reaccionar con el nitrógeno presente en el agua utilizada para este ensayo. Al comparar las características del agua cruda utilizada en cada ensayo, se tiene que el color aparente en las aguas analizadas es mayor o igual a 20 UC, sin embargo el agua del 06/10/2011 posee una turbiedad mucho menor a la del agua del 13/09/2011. Se infiere que en el agua cruda analizada en el ensayo 2 existe mayor cantidad de

sustancias disueltas que le confieren color y que son capaces de reaccionar en presencia de cloro.

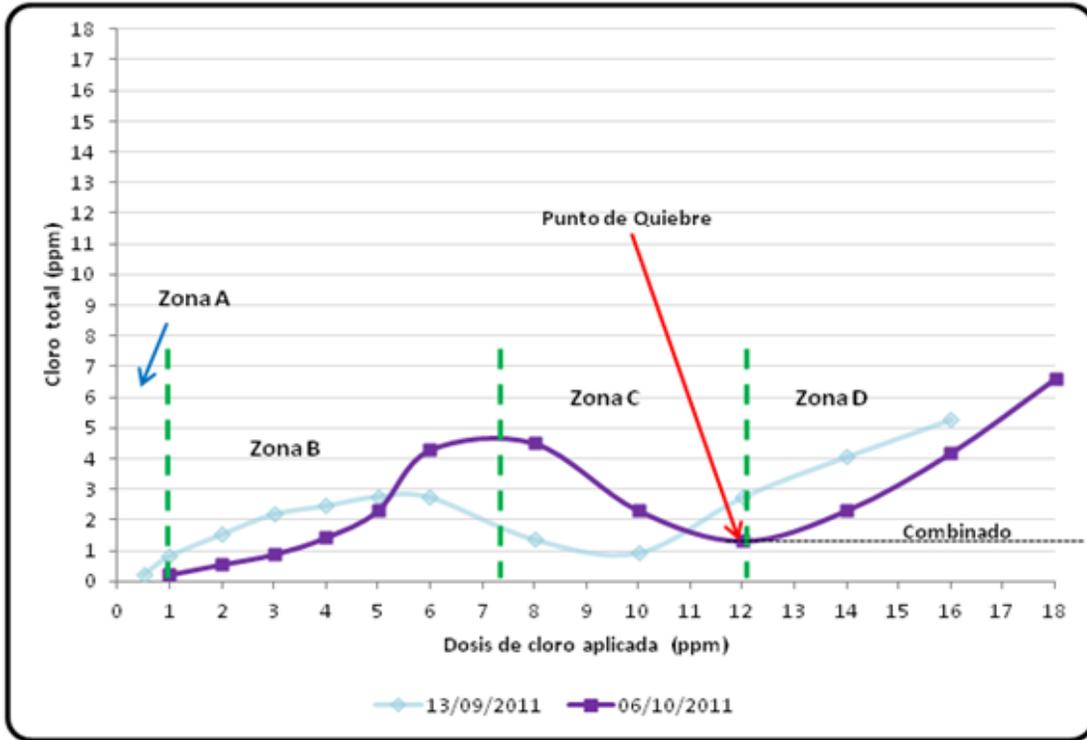


Figura III.33 Curva de demanda de cloro 13/09/2011 y 06/10/2011.
 Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.

En este caso también se reconocen las zonas de reacción del cloro y se determina que la dosis de la pre-cloración debe estar alrededor de los 12 ppm de dosis aplicada (punto de quiebre) y para la post-cloración una dosis de 1 ppm (figura III.33).

Al comparar esto con las condiciones de operación del sistema de desinfección de ese día (tabla III.16), se observa que la cantidad de cloro aplicada en la pre-cloración coincide con el valor determinado mediante el ensayo y que la dosis para la post-cloración es mayor de la que se estimó. Por este motivo se registró un residual de cloro libre de 1,9 ppm como se observa en la figura III.33 que para una dosis de 15 ppm de cloro se obtiene aproximadamente 3 ppm de cloro total, pero tomando en cuenta que queda un remanente de cloro combinado de al menos 1,2 ppm, se debe

obtener alrededor de 1,8 ppm de cloro libre con esta dosificación, exactamente lo que está ocurriendo en la planta.

En esta ocasión la dosis para la pre-cloración (12 ppm) cubre la demanda de cloro que requiere el tratamiento, debido a que el clorador fue sustituido en los días previos a este ensayo.

Tabla III.16 Dosis para la pre-cloración y post-cloración, ensayo 2.

	Registro de planta	Ensayo 2
Caudal (l/s):	520	520
Dosis de cloro (lb/día)		
Pre-cloración	1200	1187
Post-cloración	300	99
Concentración de cloro (ppm)		
Pre-cloración	12,13	12
Post-cloración	3,03	1
Cloro residual libre (ppm)	1,9	1
Turbiedad (UNT)	1,1	ND
Color (UC)	20	ND
Flujo másico de cloro (Kg/d)	681	584

Dado que el punto de quiebre en este ensayo varió significativamente con respecto al anterior, fue necesario determinar la cantidad de cloro requerida para satisfacer la demanda, en función de los cilindros disponibles.

En la tabla III.16 se puede observar que para satisfacer la demanda de cloro, establecida por medio del ensayo 2, se requieren 584 kg/d de cloro, mayor que la determinada en el ensayo 1 (517 kg/d). De acuerdo a lo establecido en la bibliografía es necesario disponer de cuatro cilindros de 2000 lb, y en la planta sólo se dispone de dos.

Por medio de los ensayos 1 y 2, se determinó que el número de cilindros existentes no son los recomendados para compensar la demanda de cloro que requiere el tratamiento.

Es importante recordar que a través de la curva de demanda de cloro se obtienen resultados confiables que permiten establecer las dosis que requiere el tratamiento, a pesar de que no son valores precisos, ya que el ensayo se realiza bajo condiciones controladas y no representan las irregularidades que se pueden presentar en planta.

En ambos ensayos (1,2) a pesar de que en apariencia, las condiciones del agua cruda son similares, se comprobaron diferencias, que afectan significativamente la demanda de cloro. Es por ello que se recomienda realizar el ensayo por lo menos una vez a la semana, para estimar las dosis de cloro que requiere el tratamiento en función de los cambios del agua cruda.

Ante la sospecha de la presencia de nitrógeno amoniacal en el agua cruda, establecido en las experiencias anteriores, se procedió a realizar el ensayo 3.

✓ Ensayo 3

Partiendo de que el agua cruda contiene nitrógeno amoniacal, se realizaron dos nuevas curvas de demanda de cloro, una con agua cruda y otra con agua cruda aireada durante tres horas. El propósito de la aireación es que el nitrógeno sea removido parcialmente por despojamiento para disminuir la cantidad disponible para reaccionar con el cloro.

En esta ocasión se tomaron muestras de agua cruda y agua cruda aireada para determinar la cantidad de nitrógeno total presente en ellas (tabla III. 17), dichas muestras fueron entregadas al laboratorio de la Planta Experimental de Tratamiento de Agua de la Universidad Central de Venezuela (PETA-UCV), donde se determinó la concentración de nitrógeno total y nitrógeno amoniacal presente en ambas muestras. Estos datos sustentan la premisa de que existe mayor cantidad de nitrógeno amoniacal con respecto al orgánico.

Tabla III. 17 Contenido de nitrógeno en el agua cruda aireada y sin airear.

Agua	NTK (mg NH ₃ -N/l)	N amoniacal (mg NH ₃ -N/l)	N orgánico (mg NH ₃ -N/l)
Cruda	1,5	0,9	0,6
Cruda aireada	1,3	0,7	0,6

En la figura III.34 se observa que ambas curvas tienen dos puntos máximos antes de alcanzar el punto de quiebre, este comportamiento es poco frecuente, sin embargo es probable que el segundo punto se deba a la presencia de otros compuestos capaces de combinarse con el cloro que no logran ser despojados con la aireación.

El primer punto máximo de la curva del agua cruda sin aireación se alcanza cuando la dosis de cloro aplicada está entre 4 y 5 ppm, lo que indica que en este punto se dispuso del cloro necesario para que reaccione todo el nitrógeno presente. La dosis aplicada en este punto debe estar alrededor de 4,5 ppm lo que puede representar, si se toma en cuenta la relación en peso cloro/nitrógeno (amoniacal) de 5 a 1 (Arboleda, 2000), que existe alrededor de 0,9 mg/l de nitrógeno amoniacal, coincidiendo con los resultados obtenidos por la PETA.

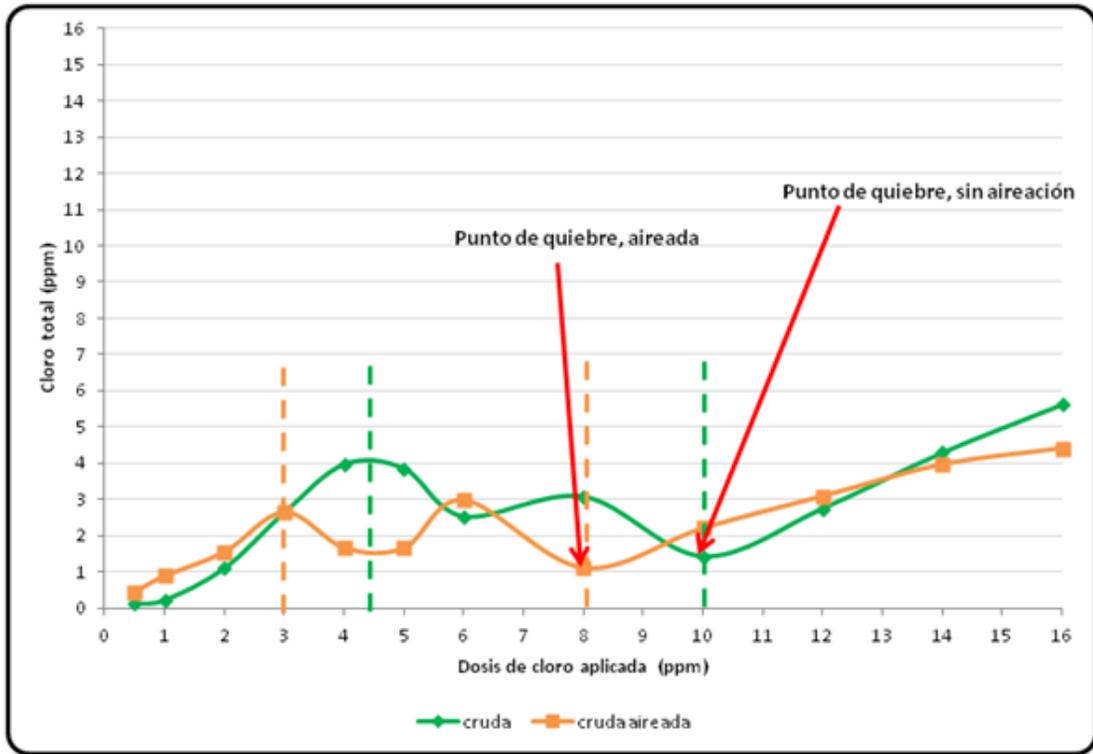


Figura III.34 Curva de demanda de cloro de agua cruda y agua cruda después de la aireación. *Planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.*

Del mismo modo para la curva del agua aireada, se obtiene que el punto máximo se alcanza con una dosis de 3 ppm de cloro y aplicando la relación anterior se estima que existe alrededor de 0,6 mg/l de nitrógeno disponible, que difiere un poco a la determinada por el laboratorio, recordando que este es un método menos preciso que el utilizado en los análisis de laboratorio.

La diferencia entre ambas curvas es la evidencia de que el proceso de aireación logra despojar al menos 0,2 ppm de nitrógeno amoniacal de la muestra de agua y de esta manera disminuye el consumo de cloro (punto de quiebre) de 10 ppm a 8 ppm.

Finalmente, a pesar de que la aireación tuvo efectos positivos en este análisis, es importante recordar que el segundo punto máximo que se encuentra en las dos curvas (figura III.34) no sufre cambios, indicando la posibilidad de que existan otras sustancias disueltas en el agua que reaccionan con el cloro. Por esta razón es

necesario realizar análisis más exhaustivos para determinar qué otros compuestos pueden estar reaccionando con el cloro empleado en el tratamiento.

De los resultados obtenidos en los tres ensayos de demanda de cloro se puede decir:

1. Incorporar un mayor número de cilindros de cloro en funcionamiento para evitar la condensación o analizar la posibilidad de colocar un evaporador para solventar las condiciones irregulares o pocas comunes que se puedan presentar en la planta y proporcionar el flujo requerido bajo los parámetros de seguridad establecidos por la bibliografía.

Es importante destacar que la planta cuenta con los cuatro cilindros y tiene la disposición para colocar seis cilindros en operación en serie, pero por la dificultad y el riesgo de transportar los cilindros por medio de poleas, los operadores prefieren colocar en funcionamiento solo dos y dejar en reserva el resto, extrayendo de los cilindros mayor cantidad de cloro, superando su capacidad, lo que implica que presenten condensado al igual que las tuberías de conexión, y por esto colocan resistencias en ellas para suministrarles calor. Es necesario para evitar todos estos inconvenientes, habilitar la grúa existente en la planta para facilitar el traslado de los cilindros.

2. En vista de la presencia de nitrógeno amoniacal en el agua cruda es importante hacer un análisis más exhaustivo de la curva de demanda de cloro y estudiar opciones para mejorar la eficiencia de la cloración.

III.2.6 Dosificación de sustancias químicas

Comparando la dosificación de sustancias químicas que actualmente es aplicada en planta con la memoria descriptiva (Apéndice A) se determinó:

- No se emplea polímero ni hidróxido cálcico, y por lo general se aplica entre 8 y 15 ppm de sulfato de aluminio, muy por debajo de lo que indica la memoria descriptiva de la planta (25 ppm).
- Cuando el agua cruda ingresa con olor, se le agrega carbón activado.

- El sulfato de aluminio y carbón activado son almacenados en sacos en un galpón adyacente al edificio de dosificadores de reactivos y son transportados a los mismos por los operadores, ya que el elevador de cangilones no se encuentra operativo.
- El dosificador de sulfato de aluminio se encuentra en funcionamiento pero la cuña reguladora se averió y fue sustituido por un dosificador de tornillo sin fin, el cual posee actualmente un tornillo de mayor diámetro que limita el rango de dosificación.
- El dosificador de carbón activado es el descrito en la memoria descriptiva y se encuentra en funcionamiento.

➤ **Dosificador de Sulfato de Aluminio**

Una vez determinado el rango de operación del dosificador (Apéndice H) se pudo establecer que es necesario cambiar el tornillo sin fin, ya que a medida que se aumenta la dosis hasta llegar al máximo, se produce una vibración en el mismo debido a que su tamaño no corresponde al diámetro donde está ubicado (figura III.35).

Si se le exigiera con frecuencia al equipo que operara con dosis mayores a los 16 ppm, es posible que se disminuya el tiempo de vida útil del dosificador, ocasionando un gasto mayor de inversión y que sea necesario el reemplazo del equipo, interrumpiendo con la rutina de tratamiento de agua. Es más rentable cambiar el tornillo sin fin y así se puedan evitar complicaciones operacionales más complejas de las que se presentan actualmente.



Figura III.35 Dosificador de sulfato.

Planta Potabilización Sistema Aislado Camatagua, Camatagua. Edo. Aragua.

➤ **Concentración de Sulfato de Aluminio**

En vista de todos los inconvenientes causados por una dosificación inadecuada de coagulante y de los problemas del equipo dosificador, era necesario verificar la concentración de coagulante en el tratamiento. En todos los casos que se realizó esta experiencia se confirmó que la concentración reportada en el control diario que se realiza en la planta coincidía con la concentración determinada en la experiencia.

De las observaciones realizadas se puede establecer:

1. En función de la evaluación realizada a la dosificación de sulfato de aluminio, se establece la necesidad de mejorar las condiciones del equipo dosificador.
2. Para mejorar las condiciones de trabajo de los operadores y evitar accidentes, es recomendable reparar el elevador de cangilones que alimenta a los dosificadores.

III.3.3 AJUSTES Y/O MODIFICACIONES PROPUESTAS PARA MEJORAR EL PROCESO

Luego de caracterizar el estado de las unidades de tratamiento y sus condiciones de operación se establecieron los problemas de cada unidad y las consecuencias que originan las mismas. En función de ello se enumeraron las modificaciones o ajustes que requiere el proceso según se presenta en la tabla III.21.

Tabla III.18 Enumeración de los ajustes y/o modificaciones propuestas para mejorar el proceso (continuación)

Problema	Propuesta			Beneficio	
	Primera Fase	Segunda fase	Tercera fase	Tratamiento	Calidad del agua
No se poseen datos bacteriológicos del agua.	Incrementar la frecuencia de realización de análisis bacteriológico			Instrumento de seguimiento y control	Asegurar la ausencia de microorganismos transmisores o causantes de enfermedades, ni bacterias conformes termos resistentes.
La turbiedad del agua tratada no es menor a 1 UNT.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Instalar un medidor de caudal o medir el caudal por lo menos dos veces en un mes. ✓ Sustituir el tornillo sin fin por uno adecuado para el dosificador ✓ Analizar las opciones de tratamiento bajo las modalidades de floculación para filtración directa o la sedimentación sin manto de lodo en los decantadores existentes, considerando los siguientes aspectos: <ol style="list-style-type: none"> 1) La coagulación por neutralización de carga con y sin polímero 2) La coagulación por barrido. ✓ Para decidir cuál es la mejor opción se debe tomar en cuenta la necesidad de estabilización química, presencia de aluminio residual en el agua tratada, turbiedad del agua cruda, sedimentada y filtrada y el aspecto económico. ✓ Realizar un perfil hidráulico de la arqueta de distribución para estudiar la posibilidad de agregar un mezclador mecánico o aditamentos que permitan un gradiente (G) adecuado. 	Modificar la arqueta en función de los resultados obtenidos en la primera fase	Ajustar las dosis y condiciones de operación en base a los estudios y modificaciones implementadas en la segunda y primera fase	1-Promover la coagulación. 2-Mayor control de las sustancias empleadas en el tratamiento. 3-Mayor eficiencia en la remoción de turbiedad.	Obtener agua tratada con una turbiedad menor a 1 UNT
La turbiedad del agua tratada está condicionada a la calidad del agua cruda y ésta a los niveles del embalse Ernesto León.					
El caudal de agua cruda que alimenta a la planta es estimado en función de una medición que se realiza con poca frecuencia.					
Las cámaras de alimentación están ahogadas, y esto hace que los vertederos no contribuyan a la mezcla homogénea entre el coagulante y el agua.					
La intensidad de agitación en la arqueta no es suficiente para el proceso de coagulación-floculación en el agua					

Tabla III.18 Enumeración de los ajustes y/o modificaciones propuestas para mejorar el proceso (continuación)

Problema	Propuesta			Beneficio	
	Primera Fase	Segunda fase	Tercera fase	Tratamiento	Calidad del agua
No existe relación entre el consumo de sulfato de aluminio y la calidad del agua cruda	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Instalar un medidor de caudal o medir el caudal por lo menos dos veces en un mes. ✓ Sustituir el tornillo sin fin por uno adecuado para el dosificador ✓ Analizar las opciones de tratamiento bajo las modalidades de filtración directa o la sedimentación sin manto de lodo en los decantadores existentes, considerando los siguientes aspectos: <ul style="list-style-type: none"> ○ La coagulación por neutralización de carga con y sin polímero ○ La coagulación por barrido. <p>Para decidir cuál es la mejor opción se debe tomar en cuenta la necesidad de estabilización química, presencia de aluminio residual en el agua tratada, turbiedad del agua cruda, sedimentada y filtrada y el aspecto económico.</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Realizar un perfil hidráulico en la planta para estudiar la posibilidad de agregar un mezclador mecánico o aditamentos en la arqueta de distribución que permitan un gradiente (G) adecuado. 	<p>Modificar la arqueta en función de los resultados obtenidos en la primera fase</p>	<p>Ajustar las dosis y condiciones de operación en base a los estudios y modificaciones implementadas en la segunda y primera fase</p>	<p>1-Promover la coagulación.</p> <p>2-Mayor control de las sustancias empleadas en el tratamiento.</p> <p>3-Mayor porcentaje de remoción de turbiedad.</p>	<p>Obtener agua tratada con una turbiedad menor a 1 UNT</p>
El tornillo sin fin es de un diámetro mayor al adecuado para el dosificador, limitando el rango de dosificación de sulfato de aluminio.					
El polímero empleado se encuentra vencido y no contribuye a la remoción de la turbiedad.					
La turbiedad del agua sedimentada es mayor a la del agua cruda.					
No es posible formar manto de lodo por las bajas turbiedades del agua cruda					

Tabla III.18 Enumeración de los ajustes y/o modificaciones propuestas para mejorar el proceso (continuación)

Problema	Propuesta			Beneficio	
	Primera Fase	Segunda fase	Tercera fase	Tratamiento	Calidad del agua
No existe tanque de agua de lavado para las unidades de filtración, lo que hace que disminuya el tiempo en que debe durar el lavado de cada filtro y a su vez su capacidad de filtración.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Evaluar la ubicación y necesidades constructivas de un tanque de agua de lavado para los filtros. 				Obtener agua tratada con una turbiedad menor a 1 UNT
A pesar de haber estado constituidos de arena-antracita, solo se encontró antracita en el lecho, lo que disminuye la eficiencia del filtro	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Identificar las causas de la ausencia de arena en los lechos de cada filtro y revisar las toberas. 	1-Construir el tanque de agua de lavado en función de lo establecido en la primera fase. 2-Restituir el lecho filtrante en función de lo establecido en la primera fase.	Ajustar las condiciones de operación en base a los estudios y modificaciones implementadas en la segunda y primera fase	1-Aumentar la velocidad de filtración y lavado. 2-Mejorar la remoción de turbiedad	
Las toberas de los filtros podrían estar obstruidas lo que puede estar afectando su eficiencia	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Revisar las toberas y reemplazar las obstruidas o inexistentes. 				
La rutina de lavado de los filtros no es la adecuada lo que ocasiona una disminución de la eficiencia de estas unidades.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Establecer una nueva rutina de lavado para los filtros 				

Tabla III.18 Enumeración de los ajustes y/o modificaciones propuestas para mejorar el proceso (continuación)

Problema	Propuesta			Beneficio	
	Primera Fase	Segunda fase	Tercera fase	Tratamiento	Calidad del agua
No existe un difusor en los puntos de aplicación del cloro, por tanto no hay una mezcla eficiente entre el cloro y el agua, se percibe cloro en el ambiente	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Instalar un difusor en los puntos de aplicación para optimizar la mezcla entre el cloro y el agua 	1-Reparar la grúa de transporte de los cilindros 2- Instalar el número de cilindros recomendados para satisfacer la demanda de cloro.		1-Disminuir la dosis de cloro y la exposición al mismo 2-Mejorar las condiciones de trabajo	Obtener un agua potable que contenga cloro libre con un concentración próxima 1 mg/l, para asegurar la desinfección a lo largo de la red de distribución
La demanda de cloro varía de manera significativa en cortos períodos de tiempo	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Realizar la curva de demanda de cloro al menos una vez por semana 				
Existe nitrógeno amoniacal en el agua aumentando la demanda de cloro	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Hacer un análisis más exhaustivo de la curva de demanda de cloro y estudiar opciones para mejorar la eficiencia de la cloración 				
Existen otras sustancias disueltas en el agua que afectan la demanda de cloro.					
La grúa de traslado de los cilindros de cloro está fuera de servicio, por lo que los operadores utilizan un sistema de polea que dificulta dicho traslado.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Evaluar el estado de la grúa de transporte de los cilindros para colocar los cilindros necesarios y de esta manera evitar su deterioro 				
La cantidad de cilindros en operación es menor a la requerida, por lo que los cilindros presentan deterioro en su superficie.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Incorporar un mayor número de cilindros de cloro en funcionamiento para evitar la condensación o analizar la posibilidad de colocar un evaporador 				
No existe una balanza para el controlar los cilindros de cloro.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Instalar una balanza para control del peso de los cilindros 				
La mascarilla de oxígeno se encuentra deteriorada, por lo que las acciones a tomar en caso de una fuga de cloro compromete la integridad física del operador	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Sustituir la mascarilla de oxígeno (esta acción constituye una medida de seguridad para los operadores de la planta) 			Medida de seguridad para los operadores	

III.4 CLASIFICACIÓN DE LOS AJUSTES Y/O MODIFICACIONES PROPUESTAS

Una vez propuestas las actividades necesarias para la mejora del tratamiento, se procedió a realizar la clasificación de los ajustes y modificaciones. En esta sección también se consideraron las modificaciones que permitieran al operador tener mejores condiciones de trabajo.

III.4.1 Corto plazo.

Las actividades que se pueden aplicar en la planta en un tiempo menor a un mes, son las siguientes:

1. Incrementar la frecuencia de realización de análisis bacteriológico.
2. Sustituir el tornillo sin fin del dosificador de sulfato de aluminio.
3. Operar la planta bajo la modalidad de filtración directa y sedimentación sin manto de lodo en los decantadores existentes.
4. Realizar un perfil hidráulico de la planta para estudiar la posibilidad de agregar un mezclador mecánico o aditamentos en la arqueta de distribución que permitan un gradiente óptimo.
5. Identificar las causas de la ausencia de arena en el lecho y revisar las toberas.
6. Establecer una rutina de lavado acorde al tipo de lecho presentes en los filtro.
7. Estudiar la ubicación y necesidades constructivas de un tanque de agua de lavado.
8. Colocar un difusor en el punto de aplicación de cloro.
9. Realizar la curva de demanda de cloro al menos una vez por semana.
10. Realizar un análisis más exhaustivo de la curva de demanda de cloro y estudiar opciones para mejorar la eficiencia de la cloración.

11. Evaluar el estado de las grúas que transportan los cilindros de cloro para colocar los cilindros necesarios que satisfagan la demanda y de esta manera evitar su deterioro.
12. Incorporar un mayor número de cilindros de cloro en funcionamiento para evitar la condensación o analizar la posibilidad de colocar un evaporador.
13. Sustituir la mascarilla de la bombona de oxígeno.

III.4.2 Mediano plazo.

Las modificaciones cuya aplicación comprende un plazo entre seis meses y un año son las siguientes:

1. Instalar un medidor de caudal.
2. Construir un tanque de agua para el lavado de los filtros, luego de establecer los requerimientos necesarios.
3. Revisar las toberas de los filtros y reemplazarlas.
4. Restituir el medio filtrante.
5. Reparar el sistema de grúas para realizar con mayor facilidad el traslado de los cilindros de cloro.
6. Instalar la cantidad de cilindros recomendada para satisfacer la demanda.
7. Instalar una balanza de control para los cilindros de cloro.

III.5.3 Largo plazo.

Los cambios que se consideraron que requerían más de un año para su implementación fueron los siguientes:

1. Modificar la arqueta de distribución y aplicar los ajustes determinados en función del tipo de coagulación seleccionada.

III.6.1 Selección de los ajustes aplicables a corto plazo

Para la selección de los ajustes aplicables a corto plazo, se realizó una matriz de decisión considerando los siguientes parámetros:

I Importancia de la aplicación del ajuste o modificación propuesta: En función de los aspectos considerados en el tratamiento y la evaluación realizada a cada unidad, se tomó como prioridad a las propuestas que ejercen un cambio directo en la calidad del agua tratada en el siguiente orden:

- a. Ajustar las dosis de sustancias químicas, específicamente las modificaciones relacionadas con la coagulación.
- b. La demanda de cloro, los ajustes que satisfacen la demanda de cloro.
- c. Modificaciones que afectan el cambio de operación en los filtros.

II Tiempo de aplicación de la propuesta: Se consideró el tiempo que requiere en aplicar cada ajuste y/o modificación, en función de la capacidad del personal de la planta en realizar dicha actividad. Se le dio más peso a la actividad que requería menor tiempo de aplicación.

III Costo: Para aplicar las modificaciones y/o ajuste, se evaluó la dependencia económica de la propuesta, considerando como de mayor peso aquella que requería menor inversión económica, según los siguientes aspectos:

1. Compra de repuestos o mecanismos que faciliten el desarrollo del ajuste.
2. Consumo de los reactivos a nivel de laboratorio.
3. Traslado del personal de mantenimiento y muestras del agua.

Con base en los aportes, análisis y recomendaciones del grupo de decisión se identificaron los ajustes a corto plazo, asignándoles una letra a cada alternativa propuesta, lo cual se presenta en la tabla III.19 y se observa que fueron seleccionadas 4 ajustes estructurales, que implican la construcción de unidades, incorporación o sustitución de equipos; 4 de tipo operacionales, donde se proponen modificaciones en las rutinas de operación y 5 de investigación, que requieren el análisis o estudio de alguna situación para la posterior implementación de alguna medida estructural u operacional.

Considerando que todas las medidas propuestas requieren del conocimiento del caudal de operación de la planta, la instalación de un medidor de caudal o su medición por lo menos dos veces al mes se consideró como parámetro previo, por lo que se no se incluyó en la matriz de decisión.

Tabla III.19 Actividades a evaluar con el Método de Decisión.

CORTO PLAZO	Identificación de las alternativas
Incrementar la frecuencia del análisis bacteriológico.	A
Sustituir el tornillo sin fin del dosificador de sulfato de aluminio.	B
Operar la planta bajo la modalidad de filtración directa y sedimentación sin manto de lodos en los decantadores existentes.	C
Realizar un perfil hidráulico de la arqueta de distribución para estudiar la posibilidad de agregar un mezclador mecánica o aditamentos que permitan un gradiente (G) óptimo.	D
Verificar la ausencia de arena en el medio filtrante de la batería de filtros.	E
Establecer una rutina de lavado acorde al tipo de lecho existente.	F
Estudiar la ubicación y necesidades constructivas de un tanque de agua de lavado.	G
Instalar un difusor en los puntos de aplicación de cloro.	H
Realizar la curva de demanda de cloro al menos una vez por semana.	I
Realizar un análisis más exhaustivo de la curva de demanda de cloro y estudiar opciones para mejorar la eficiencia de la cloración.	J
Evaluar el estado de la grúa de transporte de cilindros de cloro para poder colocar los cilindros que satisfagan la demanda y evitar el deterioro de los mismos.	K
Incorporar un mayor número de cilindros de cloro para evitar el condensado o analizar la posibilidad de colocar un evaporador.	L
Sustituir la mascarilla de oxígeno.	M

Después de se procedió asignarles peso a los parámetros que permitieron establecer la alternativa inmediata, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla III.20 Asignación de peso a los parámetros.

Parámetro	I	II	III	Sp	Peso (%)
I		1	1	2	66,7
II	0		0	0	0,0
III	0	1		1	33,3

En la tabla III.20 se puede apreciar que el parámetro II que corresponde al tiempo de aplicación de la propuesta fue descartado por medio de esta matriz, ya que no obtuvo peso en comparación con la importancia de la aplicación (I) y el costo de la propuesta (III). Con estos dos últimos parámetros se procedió a asignarle peso a las alternativas, construyendo dos nuevas matrices como se muestra a continuación (tabla III.21 y tabla III.22).

Tabla III.21 Asignación de peso de las alternativas en función del parámetro I: Importancia de su aplicación en el tratamiento.

Alternativa	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	Sp	% Peso
A		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	12	15
B	0		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	11	13
C	0	0		0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9	11
D	0	0	1		1	1	1	1	1	1	1	1	1	10	12
E	0	0	0	0		1	1	0	1	1	1	1	1	7	9
F	0	0	0	0	0		0	0	0	0	1	1	1	3	4
G	0	0	0	0	1	1		0	0	0	1	1	1	5	6
H	0	0	0	0	1	1	1		1	1	1	1	1	8	10
I	0	0	0	0	1	1	1	0		0	1	1	1	6	7
J	0	0	0	0	1	1	1	0	0		1	1	1	6	7
K	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0		1	1	3	4
L	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0		0	1	1
M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		1	1

Tabla III.22 Asignación de peso de las alternativas en función del parámetro III: Costo.

Alternativa	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	Sp	% Peso
A		1	1	1	1	0	1	1	0	1	1	1	1	10	13,9
B	1		0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	3	4,2
C	0	0		1	1	0	0	1	0	1	0	1	1	6	8,3
D	0	1	0		1	0		1	0	1		0	1	5	6,9
E	0	0	0	0		0	0	0	0	0	0	0	1	1	1,4
F	1	1	1	1	1		1	1	1	1			1	10	13,9
G	0	1	1		1	0		0	1	1	0		1	6	8,3
H	0	1	0	0	1	0	1		0	1	0	0	1	5	6,9
I	1	1	1	1	1	0	0	1		1	0	0	1	8	11,1
J	0	1	0	0	1	0	0	0	0		0	0	1	3	4,2
K	0	1	1		1		1	1	1	1			1	8	11,1
L	0	1	0	1	1			1	1	1			1	7	9,7
M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0,0

Los recuadros en azul oscuro, no presentaban ninguna diferencia.

Con las tres matrices anteriores, se determinó el porcentaje total de cada una de las alternativas, como se muestra en la tabla III.23.

Tabla III.23 Porcentaje total de cada una de las alternativas.

Alternativa	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
Parámetro I	9,8	8,9	7,3	8,1	5,7	2,4	4,1	6,5	4,9	4,9	2,4	0,8	0,8
Parámetro III	4,6	1,4	2,8	2,3	0,5	4,6	2,8	2,3	3,7	1,4	3,7	3,2	0,0
ST (%)	14,4	10,3	10,1	10,4	6,2	7,1	6,8	8,8	8,6	6,3	6,1	4,1	0,8

Los porcentajes totales determinados, permitieron establecer un orden de ejecución para cada alternativa, de mayor a menor, es decir la alternativa que obtuvo mayor porcentaje será la primera que se debe considerar para ser ejecutada, siguiendo ese mismo orden le sigue la que obtuvo el porcentaje menor a la primera, y así sucesivamente hasta llegar a las que obtuvieron menor porcentaje.

En la tabla III.24, se muestra el orden de ejecución que se debe seguir para implementar las alternativas. La alternativa A, la cual consiste en realizar el análisis bacteriológico una vez a la semana, es de gran importancia en el tratamiento, debido a permite establecer la calidad del agua potable.

Tabla III.24 Orden de ejecución de las alternativas.

Orden de aplicación	CORTO PLAZO
A	Incrementar la frecuencia del análisis bacteriológico.
D	Realizar un perfil hidráulico de la arqueta de distribución para estudiar la posibilidad de agregar un mezclador mecánica o aditamentos que permitan un gradiente (G) optimo.
B	Sustituir el tornillo sin fin del dosificador de sulfato de aluminio.
C	Operar la planta bajo la modalidad de filtración directa y sedimentación sin manto de lodos en los decantadores existentes.
H	Instalar un difusor en los puntos de aplicación de cloro.
I	Realizar la curva de demanda de cloro al menos una vez por semana.
F	Establecer una rutina de lavado acorde al tipo de lecho existente.
G	Estudiar la ubicación y necesidades constructivas de un tanque de agua de lavado.
J	Realizar un análisis más exhaustivo de la curva de demanda de cloro y estudiar opciones para mejorar la eficiencia de la cloración.
E	Verificar la ausencia de arena en el medio filtrante de la batería de filtros.
K	Evaluar el estado de la grúa de transporte de cilindros de cloro para poder colocar los cilindros que satisfagan la demanda y evitar el deterioro de los mismos.
L	Incorporar un mayor número de cilindros de cloro para evitar el condensado o analizar la posibilidad de colocar un evaporador.
M	Sustituir la mascarilla de oxígeno.

En la tabla III.24 se obtuvo que las medidas operacionales ocupan los primeros lugares en el orden de aplicación, lo que implica que las oportunidades de mejoras en la planta Potabilizadora Sistema Aislado Camatagua priorizan en el corto plazo el ajuste de las prácticas operacionales, lo que desde el punto de vista de inversión de recursos, no es una limitante.

La única limitante será la falta de capacitación de los operadores y el déficit de reactivos, sin embargo la primera ya fue subsanada, debido a que durante la realización de este trabajo tanto el jefe de planta como los operadores, participaron activamente en la realización de todas las actividades.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES

1. Los datos del agua tratada de la planta de tratamiento Sistema Aislado Camatagua pertenecientes a los años 2008, 2009 y 2010, en la mayoría de los casos cumple con los valores máximos establecido por las Normas Sanitarias de calidad del Agua Potable, específicamente los relacionados con los componentes principales relativos a la calidad organolépticos del agua potable, sin embargo, no permiten establecer conclusiones con relación a los aspectos microbiológicos, orgánicos e inorgánicos.
2. A pesar de cumplir con el valor máximo aceptable, la turbiedad del agua tratada es mayor a 1 UNT, lo que aumenta la probabilidad de la existencia de organismos patógenos.
3. La planta de tratamiento no está en capacidad de contrarrestar las variaciones en la calidad del agua cruda, lo que se demostró al identificar que el descenso del nivel del embalse Ernesto León afectó la eficiencia de la planta.
4. En términos generales las unidades que conforman la planta cumplen con las disposiciones constructivas descritas en el diseño original establecido en la memoria descriptiva.
5. La arqueta de distribución no proporciona, la intensidad de agitación y tiempo de retención favorable para propiciar la mezcla rápida.
6. La baja turbiedad del agua cruda impide la formación del manto de lodos en las unidades decantadoras Acclator tipo “IS”.

7. Los parámetros para el ensayo de jarro que simulan el comportamiento de la arqueta de distribución y el decantador Accelerator tipo “IS” son: agitación a 188 rpm durante 1,6 min, seguida de agitación a 13 rpm durante 6 min y permitir la decantación durante 1,5 min antes de captar la muestra.
8. El medio filtrante está constituido solo por antracita de TE: 0,8 y 1 mm y CU: 1,5 a 1,8, ubicado en el límite inferior del rango recomendado para filtros rápidos de medios mezclados lo que limita su eficiencia en remoción de turbiedad.
9. Las bajas tasas de filtración menores a $288 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ unidas al tamaño de la antracita, contrarrestan el efecto anterior, a costa de la producción de los filtros.
10. El análisis de la curva de demanda de cloro reveló la formación y destrucción de cloraminas, confirmado con la presencia de nitrógeno amoniacal lo cual incrementa las dosis requeridas mayores a 12 ppm para obtener cloro residual libre a la salida de la planta.
11. El análisis de la demanda de cloro reveló, en el agua cruda, la presencia de nitrógeno amoniacal en mayor proporción que el orgánico, lo que ocasiona un aumento significativo de la demanda de cloro en el tratamiento. De igual manera indicó la presencia de otros compuestos que no pudieron ser identificados.
12. Se identificaron trece propuestas de mejoras en la planta a corto plazo: 4 estructurales, 4 operacionales y 5 de investigación, ocupando los primeros lugares las operacionales en el orden de aplicación.

CAPÍTULO V

RECOMENDACIONES

Después de haber estudiado las condiciones de operación de la Planta Sistemas Aislado Camatagua, se pueden realizar las siguientes recomendaciones con el fin de mejorar el proceso de tratamiento de agua dicha planta.

- Instalar un caudalímetro que permita conocer los caudales de alimentación en la planta y certificar que las dosis determinadas en las pruebas de jarro serán las aplicadas en el tratamiento.
- Estudiar la coagulación por neutralización de carga o barrido para aplicar la filtración directa realizando un bypass de los decantadores.
- Estudiar la coagulación por neutralización de carga o barrido para utilizar los decantadores como sedimentadores.
- Implementar mecanismos y políticas que tiendan a disminuir los valores de turbiedades del agua por debajo 1 UNT, garantizando así una mejor calidad bacteriológica.
- Instalar un sistema de medición del agua tratada que se dirige a la población de Camatagua Edo. Aragua.
- Realizar el perfil hidráulico de la arqueta de distribución, para establecer las modificaciones que la unidad requiere para manejar mayor caudal de agua y proporcionar las condiciones que requiere la mezcla rápida.
- Realizar ensayos para identificar potenciales ayudantes de coagulación que mejoren la remoción de turbiedad

- Restituir el medio filtrante por Arena y Antracita para mejorar la calidad del agua tratada.
- Reparar el sistema de grúas para realizar con mayor facilidad el traslado de los cilindros de cloro.
- Realizar un análisis más exhaustivo de las sustancias disueltas en el agua cruda, y de esta manera tomar acciones que permitan disminuir el consumo de cloro.
- Actualizar los equipos de protección personal empleados para la manipulación del cloro.

CAPÍTULO VI

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Álvarez, G. y Azevedo. (1976) *Manual de Hidráulica*. Sexta edición. Editorial Harla SA de CV, México DF.
2. Amundaray, C., Ávila y Blanco, H. (1990) *Diagnóstico y Análisis de Costos de Sistemas de Tratamiento para Potabilización de Aguas Existente en Venezuela*. Trabajo Especial de Grado. Ingeniería Civil. Universidad de Central de Venezuela. Caracas.
3. Arboleda, Jorge. (2000). *Teoría y Práctica de la Purificación del Agua*. Tercera edición. Editorial Mc Gran Hill. Tomo I y II. Colombia.
4. Castro, C., Correa y Wills. (2010) *Evaluación de un Clarificación de Manto de lodos a escala laboratorio*. Revista EIA, número 14, pág. 53-65. Medellín, Colombia.
5. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (2005) *Tratamiento de agua para consumo humano. Plantas de Filtración rápida. Manuales I, II y III*. CEPIS/OPS. Lima, Perú.
6. American Water world Association (AWWA). (1990). *Water Treatment Plant Design*. Segunda Edición.
7. Infilco Degremont (2009). *Accelerator® Clariffier/ Softener* [Documento en línea]. Disponible en: <http://www.degremont-technologies.com/dgtech.php?rubrique66>. [Consulta: 2011, enero 15].
8. Instituto Nacional de Obras Sanitarias (INOS) (1976). *Proyecto definitivo de construcción de las plantas tratamiento de agua potable de Camatagua y San Sebastián*. Parte B. Caracas, Venezuela.
9. Lorne C, Plunkett , Guy A. (1990). *Administración proactiva Técnicas y modelos para el desarrollo ejecutivo*. Editorial Limusa, México.

10. ONDEO Degremont (2001). *Accelerator@ Solid Contact Unit*. [Documento en línea]. Suministrado por Evan Claytor a través de evan.claytor@infilcodegremont.com [Consulta: 2011, febrero 10]
11. Oropeza L. y Blanco B. (s.f.) *Parámetros de diseño. Guía del Método de Decisión Múltiple Binario*. Trabajo no publicado, Caracas, Venezuela.
12. República de Venezuela (1998). *Gaceta Oficial N° 36.395. Normas Sanitarias de Calidad del Agua Potable*. Caracas.
13. Romero R, Jairo A. (1999). *Potabilización del agua*. 3^{ra} Edición. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. Colombia.
14. Sánchez G, Alvaro. (s.f.). *Monitoreos ambientales en el gasoducto Buenos Aires-Montevideo*. [Documento en línea]. Disponible en: <http://www.ingeoambiental.com/MONITOREOS%20AMBIENTALES%20EN%20EL%20GASODUCTO%20BUENOS%20AIRES%20CON%20FOTOS.pdf>. [Consultado: 2011, octubre 10]
15. REITEC Servicios de Ingeniería. (s.f.). *Turbidez*. [Documento en línea]. Disponible en: <http://www.reitec.es/web/descargas/agua05.pdf> [Consultado: 2011, octubre 16].
16. WORLD HEALTH ORGANIZATION (2011). *Guidelines for Drinking-water Quality- Fourth Edition*. [Documento en línea]. Disponible en: http://whqlibdoc.who.int/publications/2011/9789241548151_eng.pdf [Consultado: 2011, octubre 16].

APÉNDICE

APÉNDICE A. REVISIÓN DE LA MEMORIA DESCRIPTIVA

Uno de los aspectos principales que se consideraron para el desarrollo del presente trabajo fue la revisión de la memoria descriptiva de la planta con el fin de compararla con lo existente. Este documento data del año 1976, época en la que fue proyectada esta planta y contiene el diseño original de cada unidad, las consideraciones de puesta en marcha y los requisitos necesarios para el mantenimiento. Esta sección está destinada a la presentación de las características más importantes de la memoria descriptiva.

- a) La calidad del agua cruda proveniente del embalse Ernesto León; conocido como embalse Camatagua, para el año de 1976, base para el diseño de la planta.

Parámetro	Valor
Turbiedad (ppm Si ₃ O)	2
Color (UC)	5
pH	7,9
Cl ⁻ (ppm)	7
SO ₄ ⁼ (ppm)	1
HCO ₃ ⁻ (ppm)	0,10
Ca ⁺⁺ (ppm)	26
Mg ⁺⁺ (ppm)	12
NO ₃ (ppm)	0,2
NO ₂ (ppm)	0,0
Fe total (ppm)	0,00
Minerales disueltos (ppm)	250
Índice Langelier	0
Conductancia específica (µs/cm)	250
Dureza Total (ppm)	1.16
Alcalinidad (ppm)	132
CO ₂ (ppm)	3
Si (ppm)	16
Caudal de alimentación(l/s)	300

Fuente: INOS, 1976

ARQUETA DE DISTRIBUCIÓN

b) Arqueta de distribución

La arqueta de distribución de agua cruda y bypass general debía estar situada contigua al edificio de dosificación de las sustancias químicas y a los decantadores. La misma estuvo concebida con una cámara central donde se alojan las compuertas que dan acceso a cada cámara de alimentación al decantador respectivo, o a la conducción general de bypass que comunica con el canal de agua decantada de alimentación a los filtros.

En cada cámara de alimentación existe un vertedero intermedio regulable que controla la altura de lámina de rebose y con ello, equirrepartir el agua de cada decantador. En dicho vertedero estuvo previsto un tubo de aireación para despegue de lámina, la cual facilitaría su control.

Este diseño contempló que las sustancias químicas fueran añadidas en esta arqueta de distribución, donde se lleva a cabo una mezcla previa de los reactivos con el agua cruda, antes de ser introducida a los decantadores. (INOS, 1976)

c) Decantador ACCELATOR IS

Para el diseño inicial del decantador ACCELATOR “IS” se contemplaron los siguientes aspectos:

La unidad debía consistir en un tanque en el cual el agua cruda entra por su parte inferior, una zona primaria de mezcla y reacción, dos tubos concéntricos de succión que forman la zona de reacción secundaria, una turbina accionada por un motor-variador-reductor para el mezclado y bombeo, un canal periférico para la salida del agua tratada y concentradores para la acumulación y purga de los fangos. (INOS, 1976)

El decantador ACCELATOR “IS” debía operar de la siguiente manera:

El agua cruda se introducía en la zona primaria de mezcla y reacción donde se mezclan los reactivos químicos añadidos en la arqueta de entrada, en presencia de sólidos formados anteriormente, los cuales debieron acelerar las reacciones.

La mezcla era absorbida por la turbina, pasando a la zona secundaria de mezcla y reacción, donde el contacto continuo de los fangos permitía que las reacciones del tratamiento se aproximen al equilibrio. El fango circula descendentemente por ésta, pasando debajo de la campana a la zona primaria de mezcla y reacción. En la superficie de la zona de fangos tendría lugar la separación del canal periférico, el agua clarificada emergía del tanque en proporción igual al agua cruda de entrada.

En el fondo del tanque se colocaron dos concentradores que consisten en unos depósitos en forma de tronco piramidal cuadrangular donde los fangos se espesan.

El ACCELATOR IS está provisto de un puente móvil con una torre soporte de rasquetas que van sujetas a la torre, tienen la misión de ir arrastrando el fango hasta los concentradores. Este fango se descarga automáticamente a un sumidero por la acción de un temporizador, en igual proporción a la formación de los sólidos resultantes del tratamiento. De esta forma la cantidad de fangos en circulación permanece con una concentración de sólidos en suspensión óptima constante (5 y 10%).

El período requerido para llegar a esta concentración varía según el tipo y cantidad de sólidos presentes disueltos en el agua cruda. Cuando se logra la concentración optima, la superficie de la zona de fangos debe estar a su nivel normal, aproximadamente al nivel de la parte inferior del cilindro.

El aumento en la concentración de sólidos produce la elevación gradual de la zona de fangos haciendo que la zona de agua clarificada tenga menos altura, por lo tanto en este momento es cuando deben descargarse los sólidos en la misma proporción que se forman por el tratamiento. (INOS, 1976)

d) Disposiciones generales de los decantadores instalados.

Denominación	ACCELATOR "IS"
Tipo de decantación	Acelerada
Número de unidades	2
Configuración perimetral	Circular
Dimensión Característica principal (m)	17
Altura inferior máx.(m)	4,2
Recogida de agua clarificada	Por canal periférico
Capacidad nominal (l/s)	150
Capacidad máx. (Punta) (l/s)	200
Velocidad ascensional nominal (m/h)	2,57
Tiempo de retención nominal(min)	90
Recirculación de lechos de fangos	Por turbina
Mecanismo nominal n°	17. Rotor n° 16
Velocidad de giro máx (rpm)	10
Relación de la variable de giro	1 a 6
Potencia absorbida a máx. velocidad (cv)	2,1
Potencia instalada (Motor) (cv)	4
Purga de fangos	Automática
Número de concentraciones	2
Arrastre de fangos	Por puente giratorio y rasquetas
Longitud de puente giratorio entre apoyos (m)	8,5
Velocidad lineal periférica (m/min)	1,5
Accionamiento	Por grupo moto-variador-reductor
Potencia motor de arrastre (cv)	0,75
Consumo de energía (Kw/h)	6,45
Construcción cuba exterior	Hormigón
Construcción campana	Metálica

Fuente: INOS, 1976

e) Pruebas recomendadas en la memoria descriptiva para corroborar el funcionamiento de los decantadores

Pruebas	Técnica
Coagulación	Se toma una muestra de la zona secundaria de mezcla y reacción mientras la turbina se encuentre funcionando. Se llena un cilindro graduado y se agita durante 15 segundos. Se deja reposar durante 5 minutos y se debe observar los posos.
Porcentaje de sólidos	De la muestra obtenida para la prueba de coagulación, se puede obtener el porcentaje de sólidos por volumen que se depositan en 5 minutos. Esto se realiza leyendo la altura (en cc) de los sólidos depositados transcurridos a los 5 minutos.
Determinación de la zona de fangos	Se emplea un listón graduado u otro objeto de longitud conocida. Otro método es atar botellas con el tapón puesto a un listón a intervalos de 15 milímetros
Tratamiento químico	Se debe ajustar la dosis que demanda el tratamiento en función de las condiciones del agua aplicando pruebas de jarros
Concentración de fangos	Después de ajustar el tratamiento químico, y de realizar la descarga de sólidos se verifica si la concentración de fangos en la zona de mezcla y reacción secundaria es aproximadamente la misma a la de la zona de fangos.
Nivel de la zona de fangos	El nivel normal de la zona de fangos se halla próximo al fondo del tubo o cilindro periférico de succión. Si el nivel de los fangos se encuentra fuera de lo normal se consideran los factores causantes de la elevación del nivel en la zona de fangos para tomar medidas y ejecutar pruebas que dependen de estos factores.

Fuente: INOS, 1976

f) Aspectos operacionales que se consideraron en la memoria descriptiva.

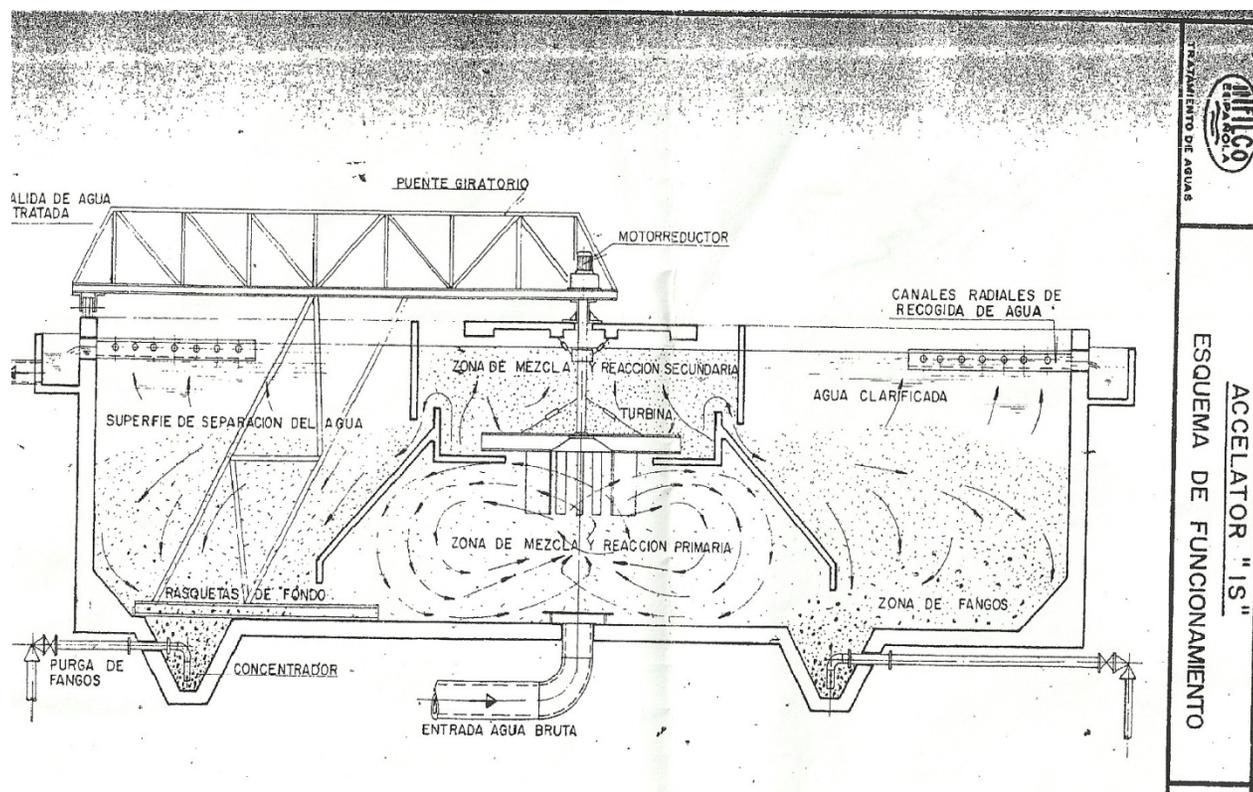
Operación	Consideraciones
Descarga de fangos	<p>La cantidad de sólidos descargados debe ser igual a la cantidad producida por el tratamiento.</p>
	<p>Cuando el concentrador esté en servicio, mantener siempre abierto el máximo de la válvula entre el tanque y la válvula del diafragma.</p>
	<p>Cada vez que tenga lugar una disminución en la concentración de fangos, se interrumpirán las descargas.</p>
Control de circulación	<p>Para obtener la adecuada agitación, mezcla y reacción, la velocidad de la turbina debe mantenerse tan alta como sea posible. Entonces, la proporción de la circulación puede controlarse, estrangulando el caudal procedente de la turbina por medio de una banda colocada alrededor de la periferia.</p>
Turbiedad del efluente	<p>El exceso de turbiedad en el agua de salida, puede ser causado por:</p> <ul style="list-style-type: none"> No descargar los fangos con la frecuencia que requieren los concentradores, lo que causa un nivel muy alto de fangos. Por una coagulación incompleta. Aumento de temperatura del agua cruda. Aplicación de un tratamiento químico inadecuado.

Fuente: INOS, 1976

g) Mantenimiento del ACCELATOR “IS”

Se debe inspeccionar periódicamente todas las válvulas de fangos, temporizadores y demás artificios para el funcionamiento adecuado. Limpiar y lubricarlos según las instrucciones del fabricante. (INOS, 1976)

h) Figura del ACCELATOR tipo "IS" extraída de la memoria descriptiva de la planta. (INOS 1976).



Fuente: INOS, 1976

i) Filtros. Características básicas

El sistema de filtración que se instaló en la planta en el año de 1976, correspondía a los filtros de tipo rápido, abiertos, con lecho de filtración homogéneo constituido por arena silíceo y cuya característica principal estaba representada por el mantenimiento constante del nivel de la lámina de agua a filtrar en la celda correspondiente.

Las unidades de filtración de nivel constante con regulación de caudal aguas arriba, para permitir la distribución del caudal entre las unidades filtrantes en servicio y asegurar la constancia del caudal filtrado en las mismas, recordando que la calidad del agua filtrada guarda relación directa con la estabilidad del caudal instantáneo de filtración.

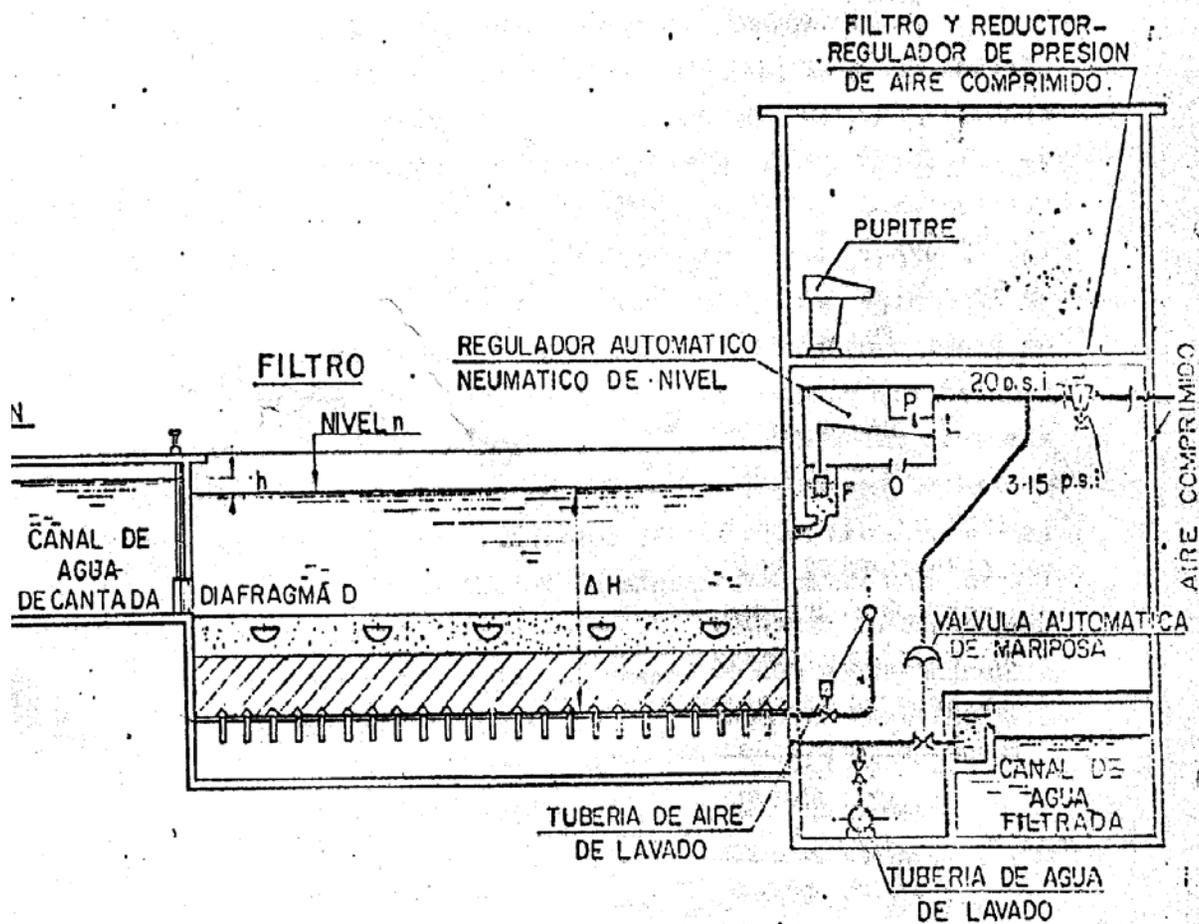
La altura mínima recomendada para este tipo de proceso e instalaciones es de 1,2 m. Las instalaciones de filtración fueron diseñadas con una carga de agua elevada del orden de 1,2 a 1,4 m. (INOS, 1976)

j) Características de construcción de los filtros.

<p>Detalles de construcción de cada unidad</p>	<p>Cada unidad fue constituida por una cuba rectangular de concreto armado, provisto de un falso fondo sobre el que van dispuestas las toberas de recogida de agua filtrada y distribución del aire y agua para lavado.</p> <hr/> <p>Un canal central, dispuesto según el eje longitudinal de cada filtro, divide a este en dos partes simétricas, y del mismo parten una serie de canaletas transversales encargadas de la distribución del agua a filtrar y recogida del agua de lavado.</p>
<p>Canal de alimentación</p>	<p>El agua decantada pasará directamente a la batería de filtros rápidos por medio de un canal ampliamente dimensionado.</p>
<p>Falso fondo</p>	<p>El falso fondo fue hecho con losas prefabricadas de concreto armado con asentamiento mínimo de apoyo sobre pilares. Las losas disponen de manguitos de polietileno roscados embebidos en el concreto en los que se montan las toberas, con una densidad de 64 unidades por metro cuadrado que sirve para recoger el agua filtrada y distribuir el aire y agua de lavado.</p>
<p>Indicador de carga</p>	<p>La indicación de la pérdida de carga, o estado de colmatación del filtro correspondiente, fue diseñada por medio de un sistema basado en la variación de la presión hidrostática, o altura de la columna de agua, que experimenta el agua filtrada, antes de la compensación de carga efectuada por las válvulas de regulación.</p>

Fuente: INOS, 1976

k) Regulación de caudal en filtros (Sistema UPSTREAM), extraída de la memoria descriptiva de la planta (INOS, 1976).



Fuente: INOS, 1976

1) Funcionamiento del sistema de filtros establecido en la memoria descriptiva.

Operación	Procedimiento
Recuperación del agua de lavado	<p>Una bomba impulsa el agua hasta la arqueta general de distribución, introduciéndose en la cámara central de agua cruda.</p> <hr/> <p>Cuando no sea posible su recuperación, se envía el agua a drenaje mediante rebosadero de seguridad previsto en dicho depósito.</p>
Lavado de los filtros	<p>No estuvo previsto que dos filtros puedan lavarse al mismo tiempo, por lo tanto si durante la operación de lavado de uno de ellos otro alcanzase su nivel máximo de pérdida de carga por colmatación, seguirá en servicio normal hasta la terminación de dicha operación de lavado.</p>
Llenado de filtros	<p>Abrir la compuerta de agua decantada y mantener cerrada la de agua filtrada.</p> <hr/> <p>La compuerta de salida de agua de lavado, la válvula de entrada de agua de lavado y la válvula de entrada de aire de lavado permanecen cerradas.</p> <hr/> <p>Una vez que el filtro ha alcanzado su cota de servicio, se cerrará la admisión de agua y se dejará un tiempo prudencial</p> <hr/> <p>Se abrirá la válvula de compuerta de la aspiración de la bomba de lavado seleccionada y se dejará parcialmente cerrada la válvula de impulsión</p> <hr/> <p>Se pulsará el botón de arranque de la bomba correspondiente.</p>

Fuente: INOS, 1976

m) Funcionamiento del sistema de filtros establecido en la memoria descriptiva.

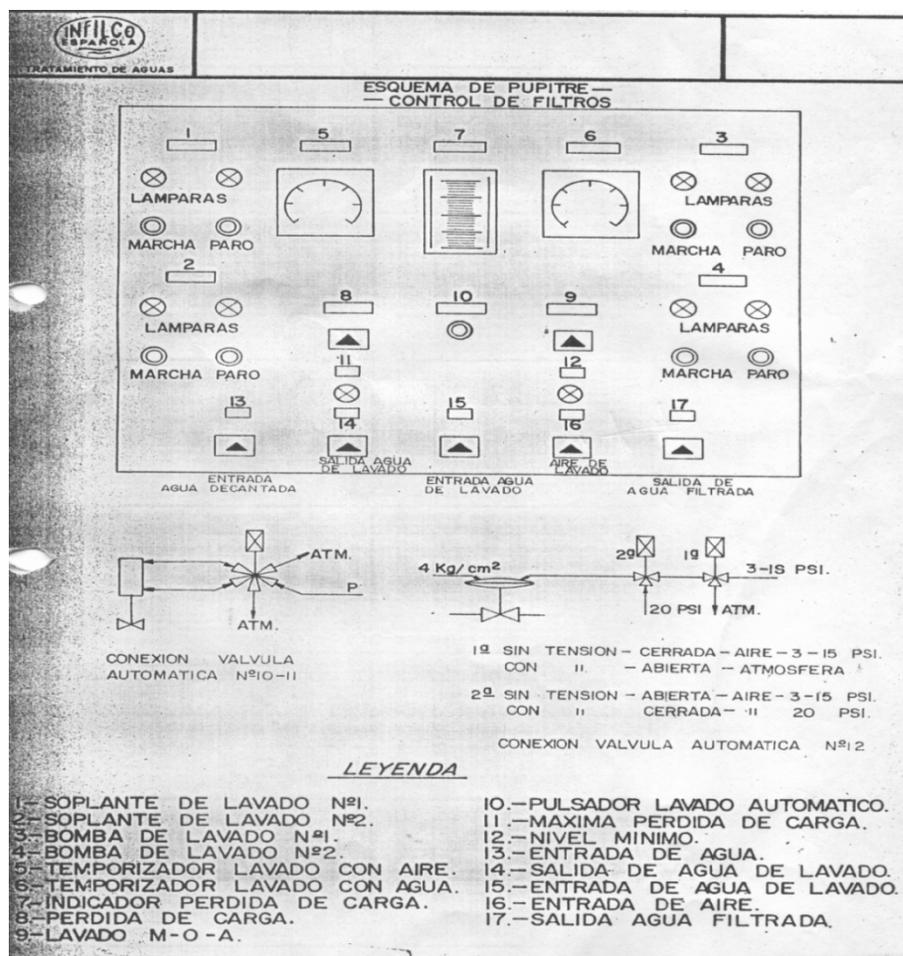
Operación	Procedimiento
Marcha Normal	Durante el servicio de filtración debe estar abierta la compuerta de entrada agua decantada y la válvula reguladora de salida de agua filtrada. El agua decantada entra en el filtro por la parte superior del mismo, atraviese el lecho filtrante de arena en sentido descendente y sale filtrada por la parte inferior, siendo conducida al depósito de almacenaje
Regulación de la altura de agua	Una altura de agua constante sobre el lecho de arena, será preciso que la pérdida de carga a lo largo del filtro sea constante. Para ello se ha previsto un regulador de nivel de flotador.
Fin de la filtración	Estará indicado por la pérdida de carga máxima admisible que coincidirá con el momento en que la válvula reguladora alcance su máxima apertura, en cuyo caso el nivel de agua en el filtro se irá elevando por no poder compensarse la colmatación del medio filtrante con una nueva apertura de la válvula.
Lavado manual de los filtros	El operador de la planta detendrá en primer lugar la alarma acústica y si lo considera oportuno pondrá el filtro fuera de servicio.
	<p>Descender el nivel de agua en el filtro a una altura ligeramente inferior al borde de las canaletas.</p> <p>Abrir la compuerta de salida de agua de lavado o abrir totalmente la válvula reguladora de agua filtrada.</p>
Lavado a contra corriente	Se abrirá la válvula de entrada de aire de lavado.
	Después de cinco minutos de agitación por aire, se procederá al paso de agua a contracorriente, no dejando ni un instante entre una fase y la siguiente.
	<p>Inmediatamente se abrirá la válvula de entrada de agua.</p> <p>El agua con las partículas arrastradas vierte a las canaletas de recogida que se unen en un colector con salida al drenaje a través de la compuerta correspondiente, que el operador ha mantenido abierta y cuando observe que el agua contracorriente sale clara podrá dar por finalizado el lavado.</p>

Fuente: INOS, 1976

Los cilindros neumáticos que accionan las compuertas de entrada de agua de lavado y la válvula de aire de lavado son mandados por electroválvulas de 5 vías; la válvula reguladora de salida de agua filtrada es mandada por dos electroválvulas de tres vías en serie.

No estuvo previsto que dos filtros puedan lavarse al mismo tiempo, por lo tanto si durante la operación de lavado de uno de ellos otro alcanzase su nivel máximo de pérdida de carga por colmatación, seguirá en servicio normal hasta la terminación de dicha operación de lavado. (INOS, 1976).

n) Sistema de control de los filtros rápidos, extraída de la memoria descriptiva de la planta (INOS, 1976).



Fuente: INOS, 197

o) Condiciones de operación de los filtros y las especificaciones de diseño que se consideraron en la memoria descriptiva.

Número de celdas filtrantes	6
Superficie Unitaria por celda (m ²)	28,25
Superficie total (m ²)	169,5
Velocidad de Filtración nominal (m/h)	6,37
Velocidad de filtración con un filtro lavado(m/h)	7,64
Carrera prevista	Superior a 48 horas
Regulación de caudal	A nivel constante
Funcionamiento de los filtros	Semi-automático
Lavado	Por agua y aire
Velocidad de lavado con aire (m ³ /m ² /h)	45
Caudal necesario (m ³ /min)	21
Duración del lavado con aire (minutos)	3 a 5
Producción de aire	Por soplantes tipo ROOT
Número de unidades	2 (1 en reserva)
Potencia instalada unitaria (cv)	30
Velocidad de lavado con agua(m ³ /m ² /h)	25
Caudal necesario (l/s)	194
Duración de lavado máximo con agua (minutos)	15 a 20
Aportación de agua de lavado	Bombas centrifugas
Número de unidades	2 (1 en reserva)
Potencia instalada unitaria (cv)	40
Lecho filtrante	Arenas silíceas
Talla efectiva(mm)	0,8
Coefficiente de uniformidad	1,7
Espesor del lecho (m)	0,65
Recogida y distribución de aire y agua de lavado	Por toberas
Densidad de toberas por m ²	62
Tipo de tobera	H
Material	Polietileno y polipropileno
Dimensiones generales de cada celda (m)	3,8 x 7,32
Pérdida de carga total (m)	2,3 .C.A

Fuente: INOS, 1976

p) Sustancias químicas empleadas en el tratamiento establecido en la memoria descriptiva.

Sustancias químicas	Dosis (ppm)
Cloro	3
Sulfato de aluminio	25
Cal	15
Polímero anicónico	0,3

(Fuente: INOS, 1976)

El tratamiento que se aplicaba para suprimir los olores y sabores era con carbón activado. (INOS, 1976).

q) Características importantes para el almacenamiento y dosificación de sustancias químicas.

Aspectos	Características
Almacenamiento de cal y de sulfato de aluminio	<p>Dos silos metálicos con una capacidad unitaria de 67 m³ protegidos interiormente contra la acidez del sulfato.</p> <p>La carga de los mismos se efectúa mediante un elevador de cangilones, de tipo continuo, con cadena y descarga por gravedad capaz para transportar 22 a 28 Tm/h.</p>
Dosificación de sulfato, cal y carbón activado (por vía seca)	<p>Se establecieron tres unidades, sirviendo una de ellas como elemento común de reserva indistintamente, en cambio para el carbón activado se asignaron dos unidades suponiendo una reserva del 100%.</p> <p>Los dosificadores son de tipo volumétrico, previsto de disco giratorio y cuña de regulación, accionados por un grupo moto-reductor.</p>
Dosificación de polielectrólitos	<p>Antes de dosificar la solución se diluye esta al 0,1% en tres cubas de almacenamiento de 5000 litros cada una, efectuándose el transvasado de las primeras a esta mediante dos grupos moto-bombas volumétricas, tipo MONO, de bajo cizallamiento.</p>
Almacenamiento del cloro	<p>El almacenamiento de container se dispuso en un local de 25m² separado del resto y suficiente para albergar los recipientes necesarios para un consumo de más de 45 días consecutivos</p>
Dosificación de cloro	<p>Se instalaron dos cloradores de pared dotados cada uno con doble circuito de dosificación, es decir, rotámetros y eyector independiente para establecer los procesos de pre-cloración y esterilización final. La capacidad total de cada clorador se fijó en 10Kg/hora.</p>

(Fuente: INOS, 1976)

APÉNDICE B. CONVERSIÓN DE UNIDADES DE TURBIEDAD.

a) Conversión de Unidades de Turbiedad.

Unidad	UNT	UTJ	SiO ₂ (mg/l)
UNT	1	0,053	0,13
UTJ	19	1	2,5
SiO₂ (mg/l)	7,5	0,4	1

Fuente: (REITEC, s.f.)

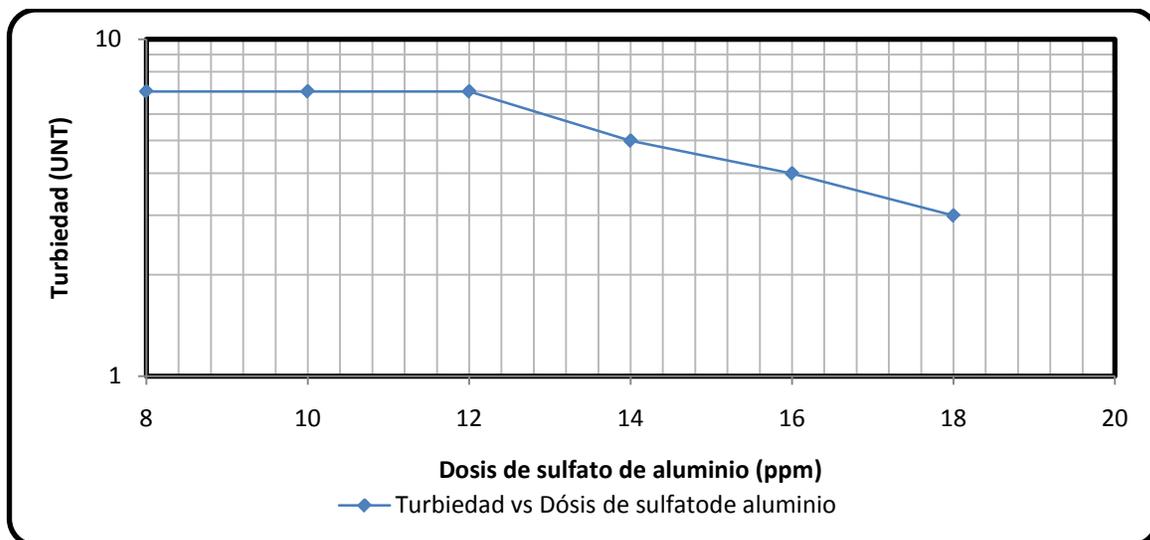
APÉNDICE C. FOTO DEL TOMADOR DE MUESTRAS DE LODOS.

- a) Foto del tomador de muestra de lodo que no puede ser empleado en la prueba para determinar la existencia de manto de lodo en el ACCELATOR.

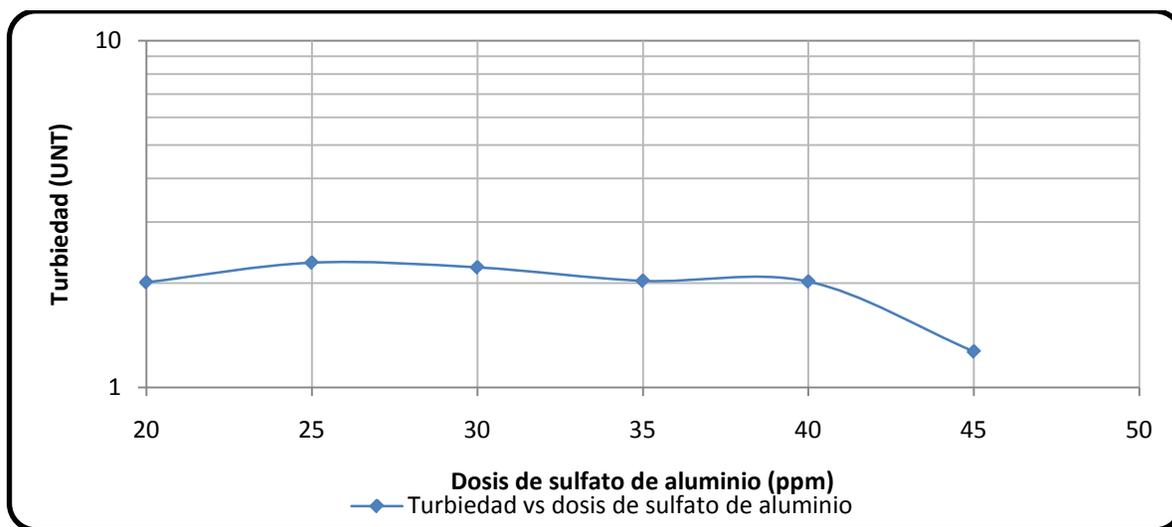


APÉNDICE D. GRÁFICOS DE LOS ENSAYOS DE JARRO

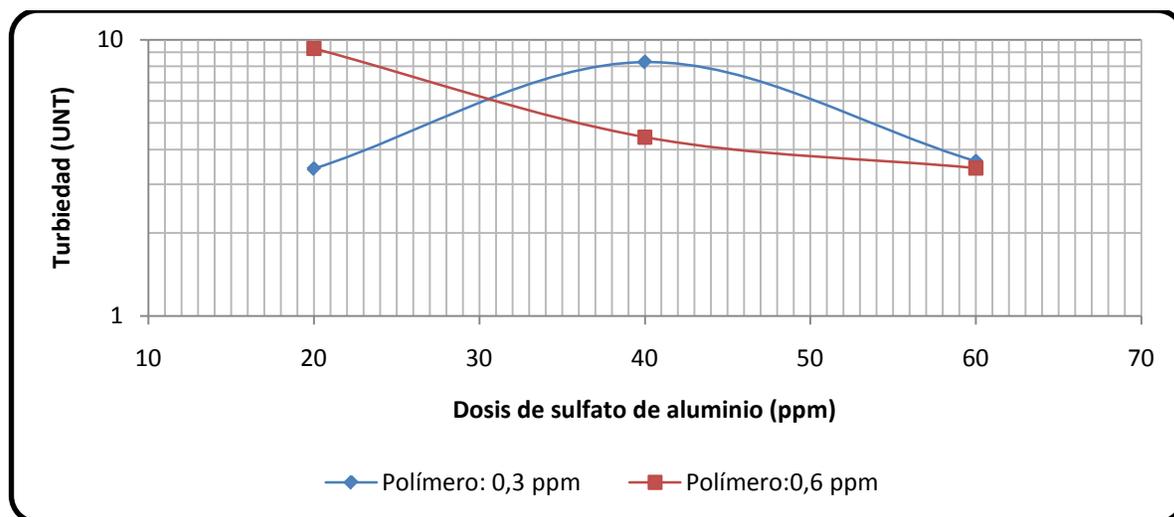
a) Ensayo de jarro N° 2. Dosis optima.



b) Ensayo N° 3. Dosis altas de sulfato de aluminio.



c) Ensayo N° 4. Dosis de sulfato de aluminio y polímero



APÉNDICE E. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS REALIZADAS A LOS FILTROS.

VELOCIDADES DE FILTRACIÓN.

a) Velocidades de filtración de los filtros sucios y luego del lavado.

Filtros N°	Distancia (cm)	Tiempo (min)	Velocidad de Filtración (sucio) (cm/min)	Distancia (cm)	Tiempo (min)	Velocidad de Filtración (Limpio) (cm/min)
1	10,0	0,8	12,5	10,0	0,7	14,3
	20,0	1,6	12,4	20,0	1,5	13,8
	30,0	2,4	12,5	30,0	2,2	13,5
2	10,0	0,9	10,9	10,0	0,3	35,3
	20,0	1,6	12,9	20,0	0,5	40,0
	30,0	2,2	13,5	30,0	0,8	36,0
3	10,0	0,8	13,0	10,0	0,2	54,5
	20,0	1,1	19,0	20,0	0,6	34,3
	30,0	2,3	13,3	30,0	0,8	36,0
4	10,0	1,0	9,7	10,0	0,6	18,2
	20,0	2,1	9,6	20,0	1,1	18,2
	30,0	3,4	8,8	30,0	1,7	17,8
5	10,0	0,7	15,0	10,0	0,5	20,0
	20,0	1,0	19,4	20,0	0,6	33,3
	30,0	2,0	14,9	30,0	0,9	32,3
6	10,0	0,8	13,3	10,0	0,8	12,5
	20,0	1,7	11,5	20,0	1,1	19,0
	30,0	2,7	11,0	30,0	1,5	20,0

b) Velocidades de filtración de lavado

Filtros N°	Distancia (cm)	Tiempo (min)	Velocidad de lavado (cm/min)
1	10,0	0,5	18,8
2	10,0	0,6	17,1
	20,0	1,0	19,7
3	10,0	0,8	13,0
	20,0	1,4	14,1
	30,0	2,1	14,1
4	10,0	0,4	24,0
	20,0	0,6	32,4
5	10,0	0,5	20,0
6	10,0	0,5	22,2

APÉNDICE F. MEDICIÓN DEL LECHO FILTRANTE DE CADA UNO DE LOS FILTROS QUE CONFORMAN LA BATERÍA DE FILTRACIÓN.

a) Datos de la expansión de lecho de la batería de filtro.

Filtro N°	Expansión del lecho (cm)	Altura de lecho (cm)	Porcentaje expansión del lecho (%)
1	40	55	73
2	35	55	64
3	10	55	18
4	20	55	36
5	20	55	36
5	55	60	92

b) Foto del tomador de muestras del medio filtrante elaborado para la extraer el lecho.

c)



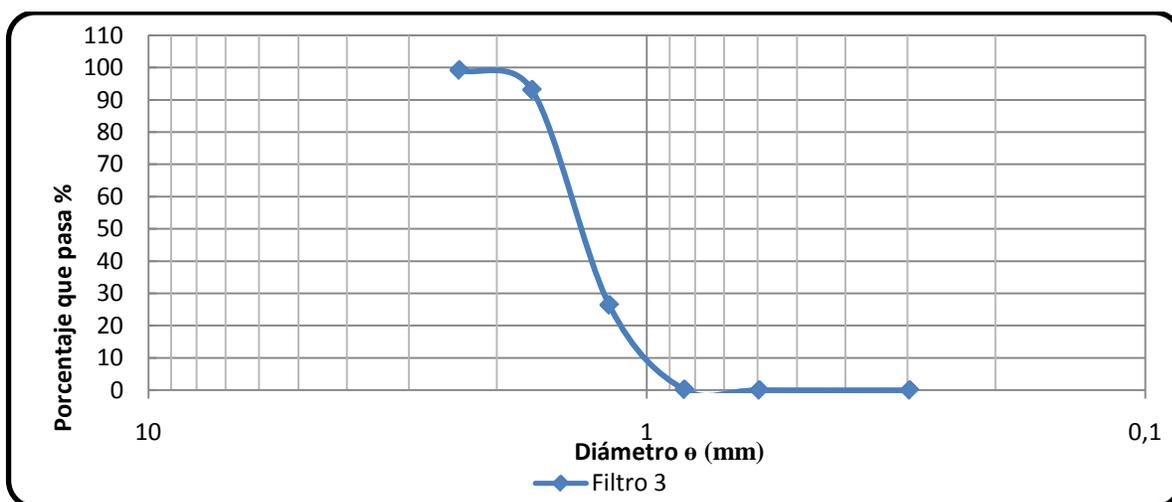
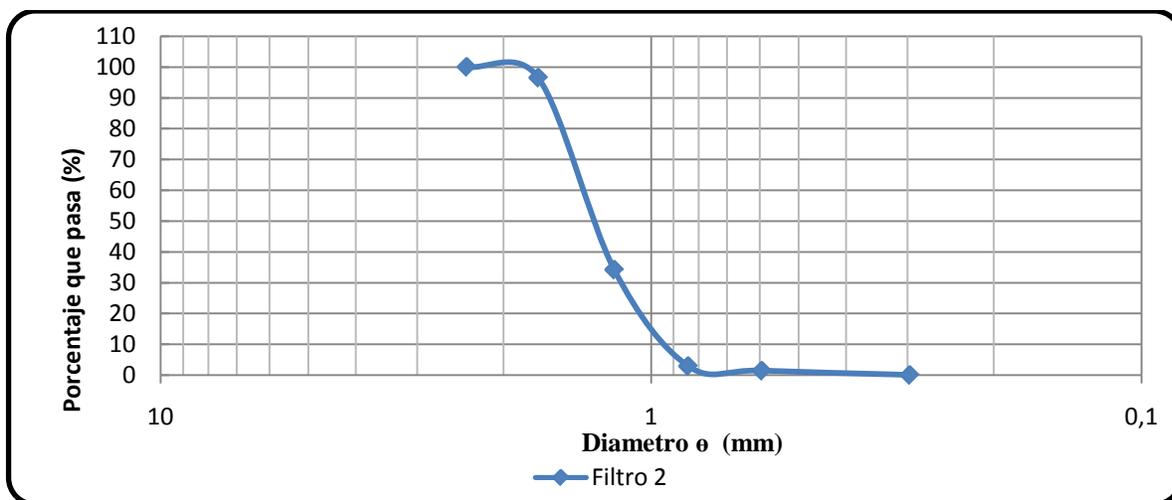
d) Granulometría de los filtros

Filtro N°	Tamiz	Equiv. Taylor	ø mm	Retenido (g)	Retenido acumulado(g)	Qué pasa acumulado	Porcentaje que pasa %
Filtro 2	8	8	2,38	0	0	100	100
	12	10	1,7	3,5	3,5	96,5	96,5
	16	14	1,19	62,3	65,8	34,2	34,2
	20	20	0,841	31,3	97,1	2,9	2,9
	30	28	0,595	1,5	98,6	1,4	1,4
	50	48	0,297	1,4	100	0	0
	Fondo		Menor	0	100	0	0
	Total= 100						
Filtro 3	8	8	2,38	0,8	0,8	99,2	99,2
	12	10	1,7	6,1	6,9	93,1	93,1
	16	14	1,19	66,7	73,6	26,4	26,4
	20	20	0,841	26,2	99,8	0,2	0,2
	30	28	0,595	0,2	100	0	0
	50	48	0,297	0	100	0	0
	Fondo		Menor	0	100	0	0
	Total= 100						

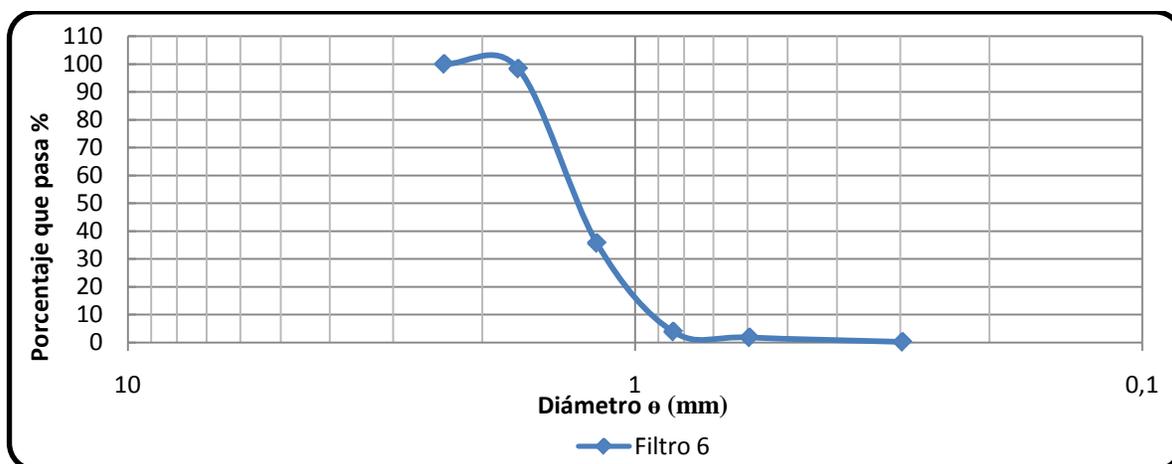
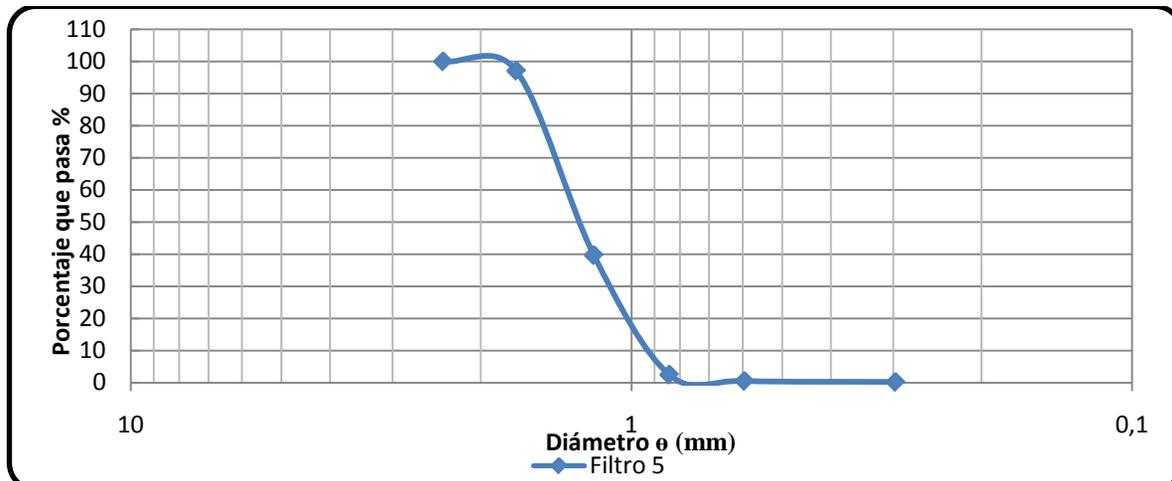
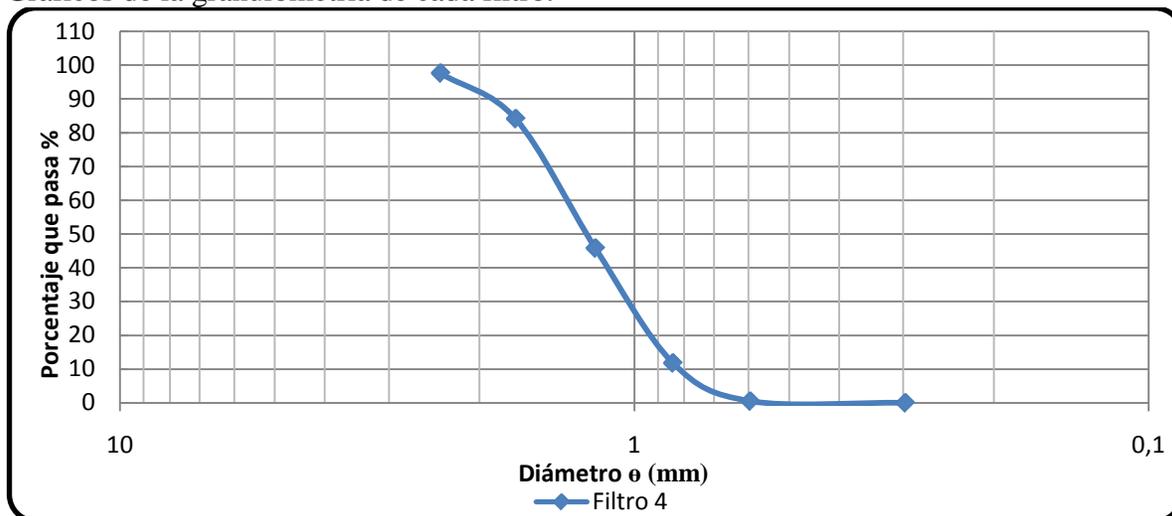
e) Granulometría de los filtros

Filtro N°	Tamiz	Equiv. Taylor	ø mm	Retenido (g)	Retenido acumulado(g)	Que pasa acumulado	Porcentaje que pasa %
Filtro 4	8	8	2,38	2,4	2,4	97,6	97,6
	12	10	1,7	13,5	15,9	84,1	84,1
	16	14	1,19	38,3	54,2	45,8	45,8
	20	20	0,841	34	88,2	11,8	11,8
	30	28	0,595	11,3	99,5	0,5	0,5
	50	48	0,297	0,5	100	0	0
	Fondo		Menor	0	100	0	0
Total= 100							
Filtro 5	8	8	2,38	0	0	100	100
	12	10	1,7	2,9	2,9	97,1	97,1
	16	14	1,19	57,4	60,3	39,7	39,7
	20	20	0,841	37,2	97,5	2,5	2,5
	30	28	0,595	2	99,5	0,5	0,5
	50	48	0,297	0,3	99,8	0,2	0,2
	Fondo		Menor	0,2	100	0	0
Total= 100							
Filtro 6	8	8	2,38	0	0	100	100
	12	10	1,7	1,7	1,7	98,3	98,3
	16	14	1,19	62,6	64,3	35,7	35,7
	20	20	0,841	31,8	96,1	3,9	3,9
	30	28	0,595	2,1	98,2	1,8	1,8
	50	48	0,297	1,6	99,8	0,2	0,2
	Fondo		Menor	0,2	100	0	0
Total= 100							

f) Gráficos de la granulometría de cada filtro.



g) Gráficos de la granulometría de cada filtro.



APÉNDICE G. MUESTRAS DEL AGUA DE LAVADO OBTENIDAS DURANTE EL LAVADO DE CADA FILTRO Y DESPUÉS DEL LAVADO.

a) Muestras del agua de lavado.

Filtros N°	1	2	3	4	5	6
Tiempo (min)	Turbiedad UNT					
0,5	90	324	324	85	180	100
1	97	230	237	78	155	107
1,5	155	163	183	72	89	124
2	48	120	151	48	73	83
2,5	30	125	171	22	62	67
3	37	41,4	97	20	70	55
3,5	27	46,9	92	40	40	51
4	18	33	53	22	41	43
4,5	36	32,8	49	13	29	38
5	56	35	33	12	33	40
5,5	19	19	21	21	25	38
6	12	18,5	22	12	18	32
6,5	9	12,4	15	8	21	18
7	13	10,2	11	8	18	26

b) Muestras de agua de los filtros después del lavado.

Filtros N°	1	4	5
Tiempo (min)	Turbiedad UNT	Turbiedad UNT	Turbiedad UNT
1	2,2	6,6	2,2
2	1,9	2,4	1,7
3	1,8	2,2	1,7
4	1,7	1,9	1,7
5	1,5	1,9	1,9
6	1,4	1,9	1,8
7	1,5	1,9	1,8
8	1,4	1,9	1,7
9	1,4	1,9	1,6
10	1,4	1,9	1,6
11	1,3	1,8	1,7
12	1,4	1,8	1,5
13	1,3	1,7	1,7
14	1,3	1,7	1,7
15	1,3	1,7	1,6
16	1,3	1,7	1,6
17	1,4	1,7	1,6
18	1,2	1,7	1,6
19	1,3	1,7	1,7
20	1,2	1,8	1,7

APÉNDICE H. DATOS DE LA CAPACIDAD DE DOSIFICACIÓN DEL DOSIFICADOR DE SULFATO ALUMINIO.

a) Aforo del dosificador de sulfato de aluminio.

Tiempo (min)	Peso (gr)	Flujo de sulfato aluminio (Kg/h)	Dosis (mg/l)
1	83	4,98	2,66
1	162	9,72	5,19
1	374	22,44	11,99
1	721	43,26	23,11
1	1491	89,46	47,79

APÉNDICE I. DATOS OBTENIDOS EN LABORATORIO DE LA DEMANDA DE CLORO.

a) Datos de la curva de demanda de cloro del agua cruda.

Muestra N°	Dosis aplicada		Cloro Libre		Cloro Combinado		Cloro Total	
	ml	ppm	ml	ppm	ml	ppm	ml	ppm
1	0,13	0,5	0	0	0,2	0,22	0,2	0,22
2	0,25	1	0,1	0,11	0,65	0,72	0,75	0,83
3	0,5	2	0,1	0,11	1,3	1,43	1,4	1,54
4	0,75	3	0,1	0,11	1,9	2,09	2	2,2
5	1	4	0,1	0,11	2,15	2,37	2,25	2,48
6	1,5	6	0,2	0,22	2,3	2,53	2,5	2,75
7	2	8	0,25	0,28	1	1,1	1,25	1,38
8	2,5	10	0,25	0,28	0,6	0,66	0,85	0,94
9	3	12	1,85	2,04	0,65	0,72	2,5	2,75
10	3,5	14	3	3,3	0,7	0,77	3,7	4,07
11	4	16	3,8	4,18	1	1,1	4,8	5,28
12	4,5	18	5,35	5,89	1	1,1	6,35	6,99

b) Datos de la curva de demanda de cloro del agua cruda sin aireación.

Muestra N°	Dosis aplicada		Cloro Libre		Cloro Combinado		Cloro Total	
	ml	ppm	MI	ppm	ml	ppm	ml	ppm
1	0,13	0,5	0	0	0,1	0,11	0,1	0,11
2	0,26	1	0,1	0,11	0,1	0,11	0,2	0,22
3	0,52	2	0,2	0,22	0,8	0,88	1	1,1
4	0,79	3	0,3	0,33	2,1	2,31	2,4	2,64
5	1,05	4	0,5	0,55	3,11	3,421	3,61	3,971
6	1,31	5	0,5	0,55	3	3,3	3,5	3,85
7	1,57	6	0,3	0,33	2	2,2	2,3	2,53
8	2,10	8	0,6	0,66	2,2	2,42	2,8	3,08
9	2,62	10	0,8	0,88	0,5	0,55	1,3	1,43
10	3,15	12	2	2,2	0,5	0,55	2,5	2,75
11	3,67	14	3,2	3,52	0,7	0,77	3,9	4,29
12	4,20	16	4,5	4,95	0,6	0,66	5,1	5,61

c) Datos de la curva de demanda de cloro del agua cruda aireada.

Muestra N°	Dosis aplicada		Cloro Libre		Cloro Combinado		Cloro Total	
	ml	ppm	ml	Ppm	ml	ppm	ml	Ppm
1	0,13	0,5	0,1	0,11	0,3	0,33	0,4	0,44
2	0,26	1	0,1	0,11	0,7	0,77	0,8	0,88
3	0,52	2	0,2	0,22	1,2	1,32	1,4	1,54
4	0,79	3	0,3	0,33	2,1	2,31	2,4	2,64
5	1,05	4	0,3	0,33	1,2	1,32	1,5	1,65
6	1,31	5	0,3	0,33	1,2	1,32	1,5	1,65
7	1,57	6	0,5	0,55	2,2	2,42	2,7	2,97
8	2,10	8	0,4	0,44	0,6	0,66	1	1,1
9	2,62	10	1,3	1,43	0,7	0,77	2	2,2
10	3,15	12	2,2	2,42	0,6	0,66	2,8	3,08
11	3,67	14	3	3,3	0,6	0,66	3,6	3,96
12	4,20	16	3,4	3,74	0,6	0,66	4	4,4

APÉNDICE J. CÁLCULOS TIPOS

En esta sección se presentarán las ecuaciones y las variables empleadas para determinar los valores operacionales principales que caracterizan a la planta.

❖ Arqueta de distribución

Velocidad del caudal de agua

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} \text{ (Ec. 1)}$$

Donde:

V_1 : Velocidad del caudal de agua que pasa por la tubería de alimentación a la arqueta de distribución (m/s).

Q : Caudal de entrada de agua (m^3/s).

A_1 : Área de la tubería (m^2).

Para el caudal de diseño (Q_D) la velocidad (V_D) calculada es:

$$V_{1D} = \frac{0,4 \text{ m}^3/s}{\pi * (0,4^2)} = 0,8m/s$$

Para el caudal de alimentación más frecuente (Q_F) en la planta la velocidad (V_F) calculada es :

$$V_{1F} = \frac{0,55 \text{ m}^3/s}{\pi * (0,4 \text{ m}^2)} = 1,1 \text{ m/s}$$

Velocidad de agua en el canal

$$V_a = \frac{Q}{A_t} \text{ (Ec. 2)}$$

Donde:

V_a : Velocidad del agua en el canal (m/s).

Q : Caudal de entrada de agua (m^3/s).

A_t : Área transversal del canal (m^2).

Para el caudal de diseño (Q_D) la velocidad (V_{aD}) calculada es :

$$V_{aD} = \frac{0,4 \text{ m}^3/s}{1,20 \text{ m} * 2 \text{ m}} = 0,17 \text{ m/s}$$

Para el caudal de alimentación más frecuente (Q_F) en la planta la velocidad (V_{aF}) calculada es :

$$V_{aF} = \frac{0,55 \text{ m}^3/s}{1,20 \text{ m} * 2 \text{ m}} = 0,23 \text{ m/s}$$

Pérdida de carga debido al cambio de velocidad por ensanchamiento de la sección

$$h_f = \frac{(V_1 - V_a)^2}{2 * g} \quad (\text{Ec. 3 AzevedoyAcosta, 1976})$$

Donde:

h_f : Pérdida carga debido al cambio de velocidad por ensanchamiento de la sección (m).

V_1 : Velocidad del caudal de agua (m/s).

V_a : Velocidad de agua en el canal (m/s).

g : Gravedad específica (m/s^2).

Para el caudal de diseño (Q_D) la pérdida (h_{fD}) calculada es:

$$h_{fD} = \frac{(0,8 \text{ m/s} - 0,17 \text{ m/s})^2}{2 * 9,8 \text{ m/s}^2} = 0,02 \text{ m}$$

Para el caudal más frecuente en la planta (Q_F), la pérdida de carga (h_{fD}) calculada es:

$$h_{fD} = \frac{(1,10\text{m/s} - 0,23\text{m/s})^2}{2 * 9,8 \text{ m/s}^2} = 0,76 \text{ m}$$

Altura del agua que se genera en la cresta del tabique

$$H^{\frac{2}{3}} = \frac{Q_c}{1,838 * L} \text{ (Ec. 4AzevedoyAcosta, 1976)}$$

Donde:

H: Altura del agua que se genera en la cresta del tabique (m).

Q_c : Caudal de agua que pasa por la compuerta de la cámara de la arqueta de distribución (m^3/s).

L: Longitud del vertedero (m).

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la altura del agua (H_D) calculada es:

$$H_D^{\frac{2}{3}} = \frac{0,2 \text{ m}^3/\text{s}}{1,838 * 3 \text{ m}} = 0,11 \text{ m}$$

Para el caudal de diseño (Q_{cF}) la altura del agua (H_F) calculada es:

$$H_F^{\frac{2}{3}} = \frac{0,275 \text{ m}^3/\text{s}}{1,838 * 3 \text{ m}} = 0,14 \text{ m}$$

Altura de agua en la cámara de la arqueta de distribución

$$h = h_{\text{tabique}} + H \text{ (Ec. 5)}$$

Donde:

h: Altura de agua en la cámara de la arqueta de distribución (m).

h_{tabique} : Altura del tabique (m).

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la altura del agua (h_D) calculada es:

$$h_D = 1,42 \text{ m} + 0,11 \text{ m} = 1,53 \text{ m}$$

Para el caudal de agua más frecuente (Q_{cF}) la altura del agua (h_F) calculada es:

$$h_F = 1,42 \text{ m} + 0,14 \text{ m} = 1,56 \text{ m}$$

Cálculo de la carga detrás de la compuerta de alimentación a la cámara (medida al eje)

$$h_c = P + A_c \text{ (Ec. 6)}$$

Donde:

h_c : Carga detrás de la compuerta de alimentación a la cámara (m).

P: Profundidad de la cámara (m).

A_c : Área de la compuerta (m).

$$h_c = 2 \text{ m} + 0,25 \text{ m} = 1,75 \text{ m}$$

Carga que permite el paso del agua a través de la compuerta

$$h_{cc} = h_c - h \text{ (Ec. 7)}$$

Donde:

h_{cc} : Carga que permite el paso del agua a través de la compuerta (m).

Para el caudal de diseño (Q_{Dc}) la carga que permite el paso del agua (h_{Dcc}) calculada es:

$$h_{cc} = 1,75 \text{ m} - 1,53 \text{ m} = 0,22 \text{ m}$$

Para el caudal de agua más frecuente (Q_{cF}) la carga que permite el paso del agua (h_{Fcc}) calculada es:

$$h_{cc} = 1,75 \text{ m} - 1,56 \text{ m} = 0,19 \text{ m}$$

Caudal que pasa por la compuerta

$$q = Cd * A_c * \sqrt{2 * g * h_{cc}} \text{ (Ec. 8 AzevedoyAcosta, 1976)}$$

Donde:

q: Caudal que pasa por la compuerta (m^3/s).

Cd: Constante (adimensional)

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) el caudal que pasa por la compuerta (q_D) calculada es:

$$q_D = 0,61 * 0,25 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9,8 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 0,22 \text{ m}} = 0,32 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Para el caudal de diseño (Q_{cF}) el caudal que pasa por la compuerta (q_F) calculada es:

$$q_F = 0,61 * 0,25 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9,8 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 0,19 \text{ m}} = 0,29 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

-Corrección de la constante Cd

$$Cd' = Cd (1 + 0,15K) \text{ (Ec. 9 AzevedoyAcosta, 1976)}$$

Donde:

Cd': Valor de la constante corregida (adimensional).

K: Constante determinada con las dimensiones de la compuerta (adimensional):

$$K = \frac{b}{c * (a + b)}$$

Donde:

b: Largo de la compuerta (m).

c: Profundidad de la compuerta (m).

a: Ancho de la compuerta (m)

$$K = \frac{0,5 \text{ m}}{2 \text{ m} * (0,5 \text{ m} + 0,5 \text{ m})} = 0,25$$

$$Cd' = 0,61 (1 + 0,15 * 0,25) = 0,63$$

Caudal que pasa por la compuerta calculado con el Cd corregido

$$q' = Cd' * A_c * \sqrt{2 * g * h_{cc}} \text{ (Ec. 10)}$$

Donde:

q': Caudal que pasa por la compuerta (m³/s).

Cd': Constante corregida (adimensional)

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) el caudal que pasa por la compuerta (q'_D) calculada es:

$$q'_D = 0,63 * 0,25 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9,8 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 0,22 \text{ m}} = 0,33 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Para el caudal de diseño (Q_{cF}) el caudal que pasa por la compuerta (q'_F) calculada es:

$$q'_F = 0,63 * 0,25 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9,8 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 0,19 \text{ m}} = 0,3 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Pérdida de carga de carga en el paso de la compuerta

$$h_{f2} = \frac{1}{2} * \frac{V_1^2}{2 * g} \text{ (Ec. 11)}$$

Donde:

h_{f2} : Pérdida de carga de carga en el paso de la compuerta (m).

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la pérdida de carga en el paso de la compuerta (h_{Df2}) calculada es:

$$h_{Df2} = \frac{1}{2} * \frac{(0,8 \text{ m/s})^2}{2 * 9,8 \text{ m/s}^2} = 0,016 \text{ m}$$

Para el caudal de diseño (Q_{cF}) la pérdida de carga en el paso de la compuerta (h_{Ff2}) calculada es:

$$h_{Ff2} = \frac{1}{2} * \frac{(1,10 \text{ m/s})^2}{2 * 9,8 \text{ m/s}^2} = 0,03 \text{ m}$$

Velocidad del agua en la tubería que alimenta al decantador

$$V_t = \frac{Q_c}{A_b} \text{ (Ec. 12)}$$

Donde:

V_t : Velocidad del agua en la tubería que alimenta al decantador (m/s)

A_b : Área de la tubería (m^2).

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la velocidad del agua en la tubería que alimenta al decantador (V_{Dt}) calculada es:

$$V_{Dt} = \frac{0,2 \text{ m}^3 / \text{s}}{0,196 \text{ m}^2} = 1,02 \text{ m/s}$$

Para el caudal más frecuente (Q_{cF}) la velocidad del agua en la tubería que alimenta al decantador (V_{Ft}) calculada es:

$$V_{Dt} = \frac{0,275 \text{ m}^3 / \text{s}}{0,196 \text{ m}^2} = 1,40 \text{ m/s}$$

Pérdida de carga en dos codos de 45 °

$$f_1 = 2 * 0,40 \frac{V_t^2}{2 * g} \text{ (Ec. 13)}$$

Donde:

f_1 : Pérdida de carga en dos codos de 45 ° (m).

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la pérdida de carga (f_{D1}) calculada es:

$$f_{D1} = 2 * 0,40 \frac{(1,02)^2}{2 * 9,8} = 0,04 \text{ m}$$

Para el caudal más frecuente (Q_{cF}) la pérdida de carga (f_{F1}) calculada es:

$$f_{F1} = 2 * 0,40 \frac{(1,40)^2}{2 * 9,8} = 0,08 \text{ m}$$

Pérdida de carga en el codo de 90 °

$$f_2 = 0,90 \frac{V_t^2}{2 * g} \text{ (Ec. 14)}$$

Donde:

f_2 : Pérdida de carga en el codo de 90 ° (m).

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la pérdida de carga (f_{D2}) calculada es:

$$f_{D2} = 0,90 \frac{(1,02)^2}{2 * 9,8} = 0,05 \text{ m}$$

Para el caudal más frecuente (Q_{cF}) la pérdida de carga (f_{F2}) calculada es:

$$f_{F2} = 0,90 \frac{(1,40)^2}{2 * 9,8} = 0,09 \text{ m}$$

Pérdida de carga en la salida de la tubería que alimenta al decantador

$$f_3 = 1,00 \frac{V_t^2}{2 * g} \text{ (Ec. 15)}$$

Donde:

f_3 : Pérdida de carga en la salida de la tubería que alimenta al decantador (m).

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la pérdida de carga (f_{D3}) calculada es:

$$f_{D3} = 1,00 \frac{(1,02)^2}{2 * 9,8} = 0,05 \text{ m}$$

Para el caudal más frecuente (Q_{cF}) la pérdida de carga (f_{F3}) calculada es:

$$f_{F3} = 1,00 \frac{(1,40)^2}{2 * 9,8} = 0,10 \text{ m}$$

Pérdida de carga a lo largo de la tubería que alimenta al decantador

$$S_f = 10,643 * Q^{1,85} * C^{-1,85} * d^{-4,87} \text{ (Ec. 16)}$$

Donde:

S_f : Pérdida de carga a lo largo de la tubería que alimenta al decantador (%)

C: Constante (adimensional).

d: Diámetro de la tubería (m).

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la pérdida de carga (S_{fD}) calculada es:

$$S_{fD} = 10,643 * \left(0,2 \frac{m^3}{s}\right)^{1,85} * (100)^{-1,85} * (0,50 \text{ m})^{-4,87} = 0,0032 \%$$

Para el caudal más frecuente (Q_{cF}) la pérdida de carga (S_{fF}) calculada es:

$$S_{fF} = 10,643 * \left(0,275 \frac{m^3}{s}\right)^{1,85} * (100)^{-1,85} * (0,50 \text{ m})^{-4,87} = 0,0057 \%$$

Pérdida a lo largo del tubo

$$S_{ft} = S_f * L \text{ (Ec. 17)}$$

Donde:

S_{ft} : Pérdida a lo largo del tubo (m)

L: Largo de la tubería (m)

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la pérdida de carga (S_{ftD}) calculada es:

$$S_{ftD} = 0,0032 * 20 \text{ m} = 0,064 \text{ m}$$

Para el caudal más frecuente (Q_{cF}) la pérdida de carga (S_{ftF}) calculada es:

$$S_{ftF} = 0,0056 * 20 \text{ m} = 0,12 \text{ m}$$

Pérdida de carga total

$$S_T = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + S_{ft} \text{ (Ec. 18)}$$

Donde:

S_T : Pérdida de carga total (m).

f_4 : Pérdida de descarga libre en el tubo del decantador que es igual a la pérdida de carga en la salida de la tubería que alimenta al decantador (f_3) (m).

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la pérdida de carga (S_{TD}) calculada es:

$$S_{TD} = (0,04 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,064) \text{ m} = 0,26 \text{ m}$$

Para el caudal de diseño (Q_{cF}) la pérdida de carga (S_{TF}) calculada es:

$$S_{TD} = (0,08 + 0,09 + 0,10 + 0,10 + 0,12) \text{ m} = 0,49 \text{ m}$$

Volumen en el canal central

$$V_1 = L * a * p \text{ (Ec. 19)}$$

Donde:

V_1 : Volumen en el canal central (m^3).

L: Longitud del canal central (m)

a: Ancho del canal central (m)

p: Perímetro del canal central (m)

$$V_1 = 7,2m * 1,2m * 2m = 17,3m^3$$

-Volumen de la cámara de alimentación al decantador

$$V_2 = L_d * a_d * p_d \text{ (Ec. 20)}$$

Donde:

V_2 : Volumen de la cámara de alimentación al decantador (m^3).

L_d : Longitud de la cámara de alimentación al decantador (m).

a_d : Ancho de la cámara de alimentación al decantador (m).

p_d : Perímetro de la cámara de alimentación al decantador (m).

$$V_2 = 3,5m * 1,9m * 2m = 13,3m^3$$

Volumen en la tubería que alimenta al decantador

$$V_3 = \pi r^2 h \text{ (Ec. 21)}$$

Donde:

V_3 : Volumen en la tubería que alimenta al decantador (m^3).

r: Radio de la tubería que alimenta al decantador (m).

h: Longitud de la tubería que alimenta al decantador (m)

$$V_3 = \pi(0,25m)^2 20m = 3,9m^3$$

Tiempo de retención en la arqueta

$$\theta = \frac{V}{Q} \text{ (Ec. 22)}$$

Donde:

θ : Tiempo de retención (s)

V: Volumen (m^3)

Q: Caudal de agua (m^3/s).

Se calculó el tiempo de retención en el canal central, en la cámara de alimentación al decantador y en la tubería que alimenta al decantador como se muestra a continuación en la siguiente tabla:

a) Tiempos de retención en la arqueta de distribución

Tiempo de retención θ (s)	Ecuación	Tiempo de retención con el caudal de diseño	Tiempo de retención con el caudal más frecuente
Canal central θ_1	$\theta_{D1} = \frac{V_1}{Q_D}; \theta_{F1} = \frac{V_1}{Q_F}$	$\theta_{D1} = \frac{17,3 \text{ m}^3}{0,4 \text{ m}^3/\text{s}} = 43,3 \text{ s}$	$\theta_{F1} = \frac{17,3 \text{ m}^3}{0,55 \text{ m}^3/\text{s}} = 31,42 \text{ s}$
Cámara de alimentación al decantador θ_2	$\theta_{D2} = \frac{V_2}{\frac{Q_D}{2}}; \theta_{F2} = \frac{V_2}{\frac{Q_F}{2}}$	$\theta_{D2} = \frac{13,3 \text{ m}^3}{(\frac{0,4}{2}) \text{ m}^3/\text{s}} = 66,6 \text{ s}$	$\theta_{F2} = \frac{13,3 \text{ m}^3}{(\frac{0,55}{2}) \text{ m}^3/\text{s}} = 48,4 \text{ s}$
Tubería que alimenta al decantador θ_3	$\theta_{D3} = \frac{V_3}{\frac{Q_D}{2}}; \theta_{F3} = \frac{V_3}{\frac{Q_F}{2}}$	$\theta_{D3} = \frac{3,93 \text{ m}^3}{(\frac{0,4}{2}) \text{ m}^3/\text{s}} = 19,7 \text{ s}$	$\theta_{F3} = \frac{3,93 \text{ m}^3}{(\frac{0,55}{2}) \text{ m}^3/\text{s}} = 14,29 \text{ s}$

Donde:

Q_D = Caudal de diseño (m^3/s)

Q_F = Caudal más frecuente (m^3/s).

Tiempo de retención total

$$\theta_{TD} = \sum \theta_{1,2,3,\dots} \text{ (Ec. 23)}$$

$$\theta_{TF} = \sum \theta_{1,2,3,\dots} \text{ (Ec. 24)}$$

Donde:

θ_{TD} : Tiempo de retención total para el caudal de diseño (s)

θ_{TF} : Tiempo de retención total para el caudal de más frecuente (s)

$$\theta_{TD} = 43,2s + 66,6s + 19,7s = 129,3 s$$

$$\theta_{TF} = 31,42s + 48,4s + 14,3s = 94 s$$

Cálculo del gradiente en la arqueta de distribución

$$G_A = \sqrt{\frac{\gamma * St}{\eta * \theta}} \text{ (Ec.25)}$$

Donde:

γ : Peso específico (N/m^3)

St : Suma de las pérdidas de carga en el canal de la tubería de alimentación a la arqueta (m).

η : Viscosidad dinámica ($Pa*s$).

θ : Tiempo de retención (s).

Para el caudal de diseño (Q_D) el gradiente (G_{AD}) calculado es:

$$G_{AD} = \sqrt{\frac{9773 \text{ N/m}^3 * 0,26 \text{ m}}{8,91 * 10^{-4} * 129,3 \text{ s}}} = 148 \text{ s}^{-1}$$

Para el caudal el caudal más frecuente (Q_F) el gradiente (G_{AF}) calculado es:

$$G_{AF} = \sqrt{\frac{9773 \text{ N/m}^3 * 0,49 \text{ m}}{8,91 * 10^{-4} * 94 \text{ s}}} = 247 \text{ s}^{-1}$$

❖ **Decantador ACCELATOR**

Volumen en la zona de mezcla y reacción primaria (Cono truncado).

$$V_{zp} = \frac{\pi}{3} * h_{zp} * (R_{zp}^2 + r_{zp}^2 + R_{zp} * r_{zp}) \text{ (Ec. 26)}$$

Donde:

V_{zp} : Volumen en la zona de mezcla y reacción primaria (m^3)

h_{zp} : Altura de la zona de mezcla y reacción primaria (m)

R_{zp} : Radio mayor de la zona de mezcla y reacción primaria (m)

r_{zp} : Radio menor de la zona de mezcla y reacción primaria (m)

$$V_{zp} = \frac{\pi}{3} * 2,26 \text{ m} * ((4,2 \text{ m})^2 + (1,98 \text{ m})^2 + 4,2 \text{ m} * 1,98 \text{ m}) = 70,70 \text{ m}^3$$

Volumen en la zona de mezcla y reacción secundaria.

$$V_{zs} = \pi * r_{zs}^2 * h_{zs} \text{ (Ec. 27)}$$

Donde:

V_{zs} : Volumen en la zona de mezcla y reacción secundaria (m^3)

h_{zs} : Altura de la zona de mezcla y reacción secundaria (m)

r_{zs} : Radio menor de la zona de mezcla y reacción secundaria (m)

$$V_{zs} = \pi * (2,55 \text{ m})^2 * 1,33 \text{ m} = 27,16 \text{ m}^3$$

Volumen en la zona de clarificación.

$$V_{zc} = \pi * R_{zc}^2 * h_{zc} + \frac{\pi}{3} * h_{zc} * (R_{zc}^2 + r_{zc}^2 + R_{zc} * r_{zc}) - V_{zp} - V_{zs} \text{ (Ec. 28)}$$

Donde:

V_{zc} : Volumen en la zona de clarificación (m^3)

h_{zc} : Altura de la zona de clarificación (m)

R_{zc} : Radio mayor de la zona de clarificación (m)

r_{zc} : Radio menor de la zona de clarificación (m)

$$V_{zc} = \pi * (8,5 \text{ m})^2 * 2,81\text{m} + \frac{\pi}{3} * 1,29 \text{ m} * ((8,5 \text{ m})^2 + (7\text{m})^2 + (8,5 \text{ m} * 7 \text{ m}))$$
$$- 70,7 \text{ m}^3 - 27,16\text{m}^3 = 784,13\text{m}^3$$

Tiempo de retención en el decantador

$$\theta = \frac{V}{Q} \text{ (Ec. 29)}$$

Donde:

θ : Tiempo de retención (s)

V: Volumen (m^3)

Q: Caudal de agua (m^3/s).

Se calculó el tiempo de retención en la zona de mezcla y reacción primaria, en la zona de mezcla y reacción secundaria y en la zona de clarificación del decantador como se muestra a continuación en la siguiente tabla:

Tiempos de retención en el decantador ACCELATOR

Tiempo de retención θ (s)	Ecuación	Tiempo de retención con el caudal de diseño	Tiempo de retención con el caudal más frecuente
Zona de mezcla y reacción primaria (θ_{zp})	$\theta_{zpd} = \frac{V_{zp}}{Q_{cd}};$ $\theta_{zpf} = \frac{V_{zp}}{Q_{cf}}$	$\theta_{zpd} = \frac{70,7 \text{ m}^3}{0,2 \text{ m}^3 / \text{s}} = 353,5 \text{ s}$	$\theta_{zpf} = \frac{70,7 \text{ m}^3}{0,275 \text{ m}^3 / \text{s}} = 257 \text{ s}$
Zona de mezcla y reacción secundaria (θ_{zs})	$\theta_{zsd} = \frac{V_{zs}}{Q_{cd}};$ $\theta_{zsf} = \frac{V_{zs}}{Q_{cf}}$	$\theta_{zsd} = \frac{27,16 \text{ m}^3}{(0,2) \text{ m}^3 / \text{s}} = 138 \text{ s}$	$\theta_{zsf} = \frac{27,16 \text{ m}^3}{(0,275) \text{ m}^3 / \text{s}} = 100,4 \text{ s}$
Zona de clarificación (θ_{zc})	$\theta_{zcd} = \frac{V_{zc}}{Q_{cd}};$ $\theta_{zcf} = \frac{V_{zc}}{Q_{cf}}$	$\theta_{zcd} = \frac{784,13 \text{ m}^3}{(0,2) \text{ m}^3 / \text{s}} = 3920 \text{ s}$	$\theta_{zcf} = \frac{784,13 \text{ m}^3}{(0,275) \text{ m}^3 / \text{s}} = 2851,4 \text{ s}$

Donde:

Q_{cD} : Caudal de diseño que entra al decantador (m^3/s)

Q_{cF} : Caudal más frecuente que entra al decantador (m^3/s).

Gradiente de velocidad en la floculación

$$G_f = \sqrt{\frac{\rho * g}{\eta}} * \sqrt{\frac{C}{1 - C} * \frac{\rho_f - \rho}{\rho} * \frac{Q_c}{A_f}} \text{ (Ec. 30E NOHSA)}$$

Donde:

G_f : Gradiente de velocidad en la floculación (s^{-1}).

ρ : Densidad del agua (Kg / m^3)

ρ_f : Densidad del floculo (Kg / m^3)

A_f : Área de floculación (m^2)

C : Dosis media por partículas floculadas (cm^3/cm^3)

$$C = D_s * 21,8 * 10^{-3} cm^3$$

D_s : Dosis de media de sulfato de aluminio (mg/l)

Dosis media por partículas floculadas (C_D) para el caudal de diseño (Q_{cD}).

$$C_D = 3,61 * 21,8 * 10^{-3} = 0,079 \left(\frac{cm^3}{cm^3}\right)$$

Dosis media por partículas floculadas (C_F) para el caudal de diseño (Q_{cF}).

$$C_F = 32,63 * 21,8 * 10^{-3} = 0,057 \left(\frac{cm^3}{cm^3}\right)$$

Gradiente (G_{fD}) con el caudal de diseño (Q_D)

$$G_f = \sqrt{\frac{997 \frac{Kg}{m^3} * 9,8 \frac{m}{s^2}}{8,91 * 10^{-4} Pa * s}} * \sqrt{\frac{0,079 \frac{cm^3}{cm^3}}{1 - 0,079 \frac{cm^3}{cm^3}} * \frac{1001 \frac{Kg}{m^3} - 997 \frac{Kg}{m^3}}{997 \frac{Kg}{m^3}} * \frac{0,2 \frac{m^3}{s}}{20,43 m^3}}$$

$$= 6,08 s^{-1}$$

Gradiente (G_{FF}) con el caudal más frecuente (Q_F)

$$G_f = \sqrt{\frac{997 \frac{Kg}{m^3} * 9,8 \frac{m}{s^2}}{8,91 * 10^{-4} Pa * s}} * \sqrt{\frac{0,057 \frac{cm^3}{cm^3}}{1 - 0,057 \frac{cm^3}{cm^3}} * \frac{1001 \frac{Kg}{m^3} - 997 \frac{Kg}{m^3}}{997 \frac{Kg}{m^3}} * \frac{0,275 \frac{m^3}{s}}{20,43 m^3}}$$

$$= 5,98 s^{-1}$$

Rata de desbordamiento superficial

$$RDS = \frac{Q_c}{A_s} \text{ (Ec. 31)}$$

Donde:

RDS: Rata de desbordamiento superficial ($m^3/m^2/d$)

As: Área superficial (m^2)

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la rata de desbordamiento superficial (RDS_D) calculada es:

$$RDS_D = \frac{0,2 \frac{m^3}{s}}{206,6 m^2} = 83,7 \frac{m^3}{m^2/d}$$

Para el caudal más frecuente (Q_{cF}) la rata de desbordamiento superficial (RDS_F) calculada es:

$$RDS_F = \frac{0,275 \frac{m^3}{s}}{206,6 m^2} = 115,3 \frac{m^3}{m^2/d}$$

Carga unitaria de vertederos

$$CUV = \frac{Q_c}{L_v} \text{ (Ec. 32)}$$

Donde:

CUV: Carga unitaria de vertederos (l/s/m)

Lv: longitud de vertederos (m)

Para el caudal de diseño (Q_{cD}) la carga unitaria (CUV_D)

$$CUV_D = 1000 \text{ l} * \left(\frac{0,2 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{111,8\text{m}} \right) = 1,79 \text{ l/s} * \text{m}$$

Para el caudal más frecuente (Q_{cF}) la carga unitaria (CUV_F)

$$CUV_F = 1000 \text{ l} * \left(\frac{0,275 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{111,8\text{m}} \right) = 2,46 \text{ l/s} * \text{m}$$

Cálculo del tiempo de retención para captar las muestras de los ensayos de jarros después de la mezcla lenta.

$$\theta_{ml} = \frac{d}{RDS_F} \text{ (Ec. 33)}$$

Donde:

θ_{ml} : Tiempo de retención para captar las muestras de los ensayos de jarros después de la mezcla lenta (min).

d: Distancia en que se introdujo la manguera para captar la muestra (cm).

RDS_F: Rata de desbordamiento superficial con el caudal más frecuente (cm/min)

$$\theta_{ml} = \frac{10 \text{ cm}}{7,9 \frac{\text{cm}}{\text{min}}} = 1,43 \text{ min}$$

❖ Filtros rápidos

Volumen de filtración

$$V_{FR} = L_{FR} * a_{FR} * h_{FR} \text{ (Ec. 34)}$$

Donde:

V_{FR} : Volumen de filtración (m^3)

L_{FR} : Longitud de filtración (m)

a_{FR} : Ancho del filtro (m)

h_{FR} : Altura de filtración (m)

$$V_{FR} = 7,16 \text{ m} * 3,67 \text{ m} * 0,3 \text{ m} = 7,88 \text{ m}^3$$

Área de filtración

$$A_{FR} = a_{FR} * L_{FR} \text{ (Ec. 35)}$$

Donde:

A_{FR} : Área de filtración (m^2)

$$A_{FR} = 3,67 \text{ m} * 7,16 \text{ m} = 26,6 \text{ m}^2$$

Desinfección

Cálculo del número de cilindros.

$$N^{\circ} \text{ de cilindro} = \frac{\text{Flujo másico de cloro}}{\text{Capacidad de un cilindro}} \text{ (Ec. 36)}$$

Donde:

N° de cilindro que requiere el tratamiento

Flujo másico de cloro (Kg /d).

Capacidad de un cilindro (Kg/d).

Para el ensayo 1 se determinó que la demanda de cloro era 9,5 ppm en la pre-cloración y 2 ppm en pos-cloración. El flujo másico fue de:

$$\text{Flujo másico de cloro}_{\text{Ensayo 1}} = 9,5 + 2 \left(\frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) = 11,5 \left(\frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) = 517 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{d}} \right)$$

$$\text{N}^\circ \text{ de cilindro} \frac{517 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{d}} \right)}{184 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{d}} \right)} = 3$$

Para el ensayo 2 se determinó que la demanda de cloro era 12 ppm en la pre-cloración y 1 ppm en pos-cloración. El flujo másico fue de:

$$\text{Flujo másico de cloro}_{\text{Ensayo 1}} = 12 + 1 \left(\frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) = 13 \left(\frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) = 584 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{d}} \right)$$

$$\text{N}^\circ \text{ de cilindro} \frac{584 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{d}} \right)}{184 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{d}} \right)} = 4$$

Selección de los ajustes aplicables a corto plazo Método de Decisión Múltiple Binaria (MDMB)

$$\text{Peso} = \frac{sp}{st} * 100 \text{ (Ec.37)}$$

Donde:

Peso: Peso del parámetro o la alternativa (%)

sp: Suma de puntos obtenidos para un parámetro.

st: Suma de la totalidad de los puntos.

Por medio de las matrices se obtiene la sumatoria de los puntos y la suma total

Parámetro	I	II	III	Sp
I		1	1	2
II	0		0	0
III	0	1		1

ΣSp	3
------------	---

$$Peso = \frac{2}{3} * 100 = 66,7 \%$$

De la misma forma se le asigna peso a las alternativas.

Alternativa	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	Sp
A		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	12
B	0		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	11
C	0	0		0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9
D	0	0	1		1	1	1	1	1	1	1	1	1	10
E	0	0	0	0		1	1	0	1	1	1	1	1	7
F	0	0	0	0	0		0	0	0	0	1	1	1	3
G	0	0	0	0	1	1		0	0	0	1	1	1	5
H	0	0	0	0	1	1	1		1	1	1	1	1	8
I	0	0	0	0	1	1	1	0		0	1	1	1	6
J	0	0	0	0	1	1	1	0	0		1	1	1	6
K	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0		1	1	3
L	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0		0	1
M	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		1

ST	82
-----------	----

$$Peso = \frac{10}{72} * 100\% = 15\%$$

Con el peso de los parámetros se le asigno la puntuación a cada alternativa de la siguiente forma:

$$\mathbf{Puntuación} = \left(\frac{\mathbf{Peso\ de\ la\ alternativa}}{\mathbf{100}} \right) * \mathbf{Peso\ del\ parámetro} \text{ (Ec. 38)}$$

Donde:

Puntuación de la alternativa en función de su peso y el del parámetro (%).

Peso de la alternativa calculada por medio de las matrices (%)

Peso del parámetro calculado por medio de las matrices (%)

$$Puntuación = \left(\frac{15\ \%}{100} \right) * 66,7\ \% = 9,8\ \%$$