



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería Carrera de Ingeniería Civil

**“Optimización de los procesos de potabilización
mediante floculación por lechos porosos. Proyecto
experimental en planta piloto construida en el
Laboratorio de Sanitaria.”**

Trabajo de titulación previo a la obtención
del Título de Ingeniero Civil

AUTORES:

Diego Patricio Ávila Ávila

CI: 0302286786

María Mercedes Ojeda Muñoz

CI: 0302797717

DIRECTORA:

Dra. Gladys Guillermina Pauta Calle

CI: 0300691045

CUENCA – ECUADOR

29-October-2019



RESUMEN

En este trabajo de investigación se estudió la floculación en lecho poroso, mediante la construcción de un modelo piloto a escala de laboratorio que consta de una columna de floculación compuesta de tres lechos en serie de diferentes granulometrías, a través de los cuales el agua coagulada, floculará y parcialmente sedimentará. Los ensayos se realizaron en muestras de agua provenientes de los cuatro ríos de la ciudad de Cuenca y que poseen diferentes características físicas.

Los resultados de los ensayos permitieron determinar parámetros de diseño para este proceso como: dosis de coagulantes, tiempos de floculación, gradientes de velocidad y velocidades de floculación. Los parámetros de control usados en la parte experimental fueron: turbiedad a la salida de cada lecho; color y turbiedad del agua sedimentada, y color y turbiedad del agua filtrada.

Los resultados demostraron eficiencias significativas en la remoción de color y turbiedad del agua cruda, alcanzando los niveles exigidos por el Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN, a través de la Norma 1108 que establece los requisitos de calidad para agua destinada a consumo humano: color menor a 20 UC (PtCo), y turbiedad menor a 5 NTU.

Los resultados indican la factibilidad de implementar este mecanismo de floculación para mejorar el proceso de tratamiento de aguas de la región andina que presentan baja temperatura y elevadas concentraciones de coloides requiriendo un proceso químico para su desestabilización. Con esta alternativa planteada se logra reducir los costos de construcción, operación y mantenimiento de floculadores, el tiempo de retención y la pérdida de carga que en estos sistemas son considerablemente menores que en los convencionales.

Palabras Clave: Floculación. Lecho poroso. Agua Potable.



Abstrac

In this research we studied flocculation in a porous bed, through the construction of a pilot model on a laboratory scale. It has a flocculation column composed of three serial beds of different particle sizes, through which the coagulated water flocculates and partially settle. The tests were carried out on water samples from the four rivers of the Cuenca city, which have different physical characteristics.

The results of the tests allowed to determinate design parameters for this process such as coagulant doses, flocculation times, velocity gradients and flocculation speeds. The control parameters used in the experimental part were: turbidity at the exit of each bed; color and turbidity of sedimented water, and color and turbidity of filtered water.

The results showed significant efficiencies in the removal of color and turbidity of raw water, reaching the levels required by the Ecuadorian Institute of Standardization (INEN). It was possible by means of the 1108 statute that establishes the quality requirements for water intended for human consumption, which is color less than 20 UC (PtCo), and turbidity less than 5 NTU.

The results indicate the feasibility of implementing this flocculation mechanism to improve the process of water treatment in the Andean region, which has low temperatures, high concentrations of colloids and requires a chemical process for destabilization. Also, this mechanism possibly reduces the costs of construction, operation and maintenance of flocculators. Furthermore, in this system the retention time and the loss of load are considerably less than in the conventional ones.

Key words: Flocculation. Porous bed. Potable water.



Índice del Trabajo

INTRODUCCIÓN	13
OBJETIVOS	15
1.1. Objetivo General	15
1.2. Objetivos específicos	15
CAPITULO I. MARCO TEÓRICO	16
1.3. Parámetros físicos y químicos del agua	16
1.3.1. Color	16
1.3.2. Turbiedad	16
1.3.3. Temperatura	17
1.3.4. Conductividad	17
1.3.5. pH	17
1.3.6. Alcalinidad	17
1.3.7. Hierro	18
1.3.8. Manganeso	18
1.4. Teoría de Coagulación	19
1.4.1. Reacción del coagulante	19
1.4.2. Desestabilización de los coloides.	20
1.4.3. Factores que afectan el proceso de coagulación	20
1.4.4. Unidades de Coagulación	21
1.4.5. Coagulantes	22
1.5. Teoría de Floculación	23
1.5.1. Gradiente de velocidad	23
1.5.2. Modelo cinético de la floculación.	23
1.5.3. Factores que influyen en la floculación	25
1.5.4. Unidades de floculación	26
1.5.5. Tipos de mezcladores	27
1.6. Teoría de Floculación por Lechos Porosos	28
1.6.1. Fundamentos Teóricos	28
CAPITULO II	34
Metodología	34
2.1 Tipo de estudio y diseño	34
2.2. Recopilación Bibliográfica	34
2.3. Diseño y construcción de la unidad piloto	34



2.4. Arranque de la Unidad Pilotos	34
2.5. Pre experimentación.....	34
2.6. Experimentación.....	35
2.7. Análisis de datos	35
CAPITULO III.....	36
Diseño y construcción de la unidad piloto de floculación por lechos porosos....	36
3.1. Caracterización física y química del agua cruda	36
3.2 Esquema de planta piloto.....	36
3.3. Componentes de la unidad piloto.....	37
3.4. Criterios de diseño de la planta piloto.....	42
3.4.1. Tiempo de retención teórico	42
3.4.2. Gradiente de velocidad.....	42
3.4.3. Constante de Camp, Gt.....	44
3.4.4. Dosis óptima de coagulante y polímero.....	47
3.4.5. Dimensionamiento de tuberías de conducción.....	48
3.5. Calibración de la unidad piloto.....	50
3.6. Pre experimentación.....	51
3.7. Fase experimental.....	51
CAPITULO IV. DISCUSION Y RESULTADOS.....	53
4.1. Gradientes de velocidad.....	53
4.2. Tiempos de Retención	54
4.3. Remoción del Color y Turbiedad.....	56
4.3.1. Ensayo 1. Agua del Río Tarqui	56
4.3.1.1. Análisis de los resultados en cada lecho durante el ensayo.....	56
4.3.1.2. Porcentaje de remoción final de color y turbiedad.....	58
4.3.2. Ensayo 2. Agua del Río Yanuncay.....	59
4.3.3. Ensayo 3. Agua del Río Machángara	63
4.3.4. Ensayo 4. Agua del Río Tomebamba.....	67
CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	71
BIBLIOGRAFÍA.....	74
ANEXOS.....	75



ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. CLASIFICACIÓN DE LOS CUERPOS DE AGUA SEGÚN SU ALCALINIDAD TOTAL (GOYENOLA, 2007)	18
TABLA 2. FACTORES DE FORMA Y POROSIDAD DE MATERIALES GRANULARES TÍPICOS. FUENTE: (CANEPA, 2004)	33
TABLA 3. COORDENADAS TOMA DE MUESTRAS. FUENTE: GOOGLE EARTH.	36
TABLA 4. TAMAÑOS DE GRANULOMETRÍA SELECCIONADA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	40
TABLA 5. CÁLCULOS DE DISEÑO DE LECHOS POROSOS. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	45
TABLA 6. CÁLCULOS DE DISEÑO DE LECHOS POROSOS. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	46
TABLA 7. DOSIS OPTIMA DE COAGULANTE ÓPTIMA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	47
TABLA 8. ENSAYOS PARA LA CALIBRACIÓN DE LA UNIDAD PILOTO. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	51
TABLA 9. CONDICIONES ENSAYADAS DE GRADIENTES HIDRÁULICOS PARA DIFERENTES CAUDALES. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	52
TABLA 11. CONDICIONES INICIALES ENSAYO 1. RÍO TARQUI. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	56
TABLA 12. RESULTADOS ENSAYO 1. RÍO TARQUI. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	57
TABLA 13. RESULTADOS AGUA SEDIMENTADA Y FILTRADA ENSAYO 1. RÍO TARQUI. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	56
TABLA 14. PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE COLOR Y TURBIEDAD MUESTRA SEDIMENTADA 60 MIN. ENSAYO 1. RÍO TARQUI. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	58
TABLA 15. CONDICIONES INICIALES ENSAYO 2. RÍO YANUNCAY. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	60
TABLA 16. RESULTADOS ENSAYO 2. RÍO YANUNCAY. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	60
TABLA 17. RESULTADOS AGUA SEDIMENTADA Y FILTRADA ENSAYO 2. RÍO YANUNCAY. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	60
TABLA 18. PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE COLOR Y TURBIEDAD MUESTRA SEDIMENTADA 60 MIN ENSAYO 2. RÍO YANUNCAY. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	62
TABLA 19. CONDICIONES INICIALES ENSAYO 3. RÍO MACHÁNGARA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	63
TABLA 20. RESULTADOS ENSAYO 3 RÍO MACHÁNGARA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	64
TABLA 21. RESULTADOS AGUA SEDIMENTADA Y FILTRADA ENSAYO 3. RÍO MACHÁNGARA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	64
TABLA 22. PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE COLOR Y TURBIEDAD MUESTRA SEDIMENTADA 60 MIN ENSAYO 2. RÍO MACHÁNGARA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	65
TABLA 23. CONDICIONES INICIALES ENSAYO 4. RÍO TOMBAMBA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	67
TABLA 24. RESULTADOS ENSAYO 4. RÍO TOMBAMBA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	67
TABLA 25. RESULTADOS AGUA SEDIMENTADA Y FILTRADA ENSAYO 4. RÍO TOMBAMBA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	68
TABLA 26. PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE COLOR Y TURBIEDAD MUESTRA SEDIMENTADA 60 MIN ENSAYO 4. RÍO TOMBAMBA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	69



ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. TIPOS DE FLOCULADORES FUENTE: (CANEPA, 2004)	26
FIGURA 2. A) IMPULSOR DE TURBINA DE CUCHILLAS PLANAS (FLUJO RADIAL); B) IMPULSOR DE DISCO DE CUCHILLAS PLANAS (FLUJO RADIAL); C) IMPULSOR DE CUCHILLA INCLINADA (FLUJO AXIAL); D) IMPULSOR DE HÉLICE INCLINADA (FLUJO AXIAL); E) IMPULSOR TIPO MARINO (FLUJO AXIAL). FUENTE: SEGÚN (QASIM, 2000) (COMO SE CITA EN ROJAS, S. & TORRADO, D, 2007, PAG. 16).	28
FIGURA 3. ESQUEMA PLANTA PILOTO.	37
FIGURA 4. TANQUE DE ALMACENAMIENTO INDELTRÓ. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	38
FIGURA 5. BOMBA SAER 42016. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	38
FIGURA 6. TANQUE DE MEZCLA RÁPIDA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	39
FIGURA 7. ALMACENAMIENTO Y DOSIFICACIÓN DE COAGULANTE Y POLÍMERO. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	40
FIGURA 8. PLACA DE ACRÍLICO PARA SEPARAR LAS GRANULOMETRÍAS. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	41
FIGURA 9. FLOCULADOR POR LECHO POROSO. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	41
FIGURA 10. DIMENSIONAMIENTO DE TUBERÍA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	49
FIGURA 11. ESQUEMA DE AIREADOR EN LA UNIDAD PILOTO. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	50
FIGURA 12. PUNTO DE AFORO DE MUESTRA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	53

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1. RELACIÓN ENTRE VELOCIDAD (CM/S) Y GRADIENTE (S-1) PARA CADA LECHO. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	53
GRÁFICO 2. CORRELACIÓN CAUDAL –TIEMPOS DE RETENCIÓN. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	54
GRÁFICO 3	55
GRÁFICO 4	55
GRÁFICO 5. TIEMPO VS. TURBIEDAD DE CADA LECHO ENSAYO 1. RÍO TARQUI. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	57
GRÁFICO 6. RELACIÓN ENTRE COLOR DE AGUA CRUDA, AGUA SEDIMENTADA Y AGUA FILTRADA ENSAYO 1. RÍO TARQUI. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	59
GRÁFICO 7. RELACIÓN ENTRE TURBIEDAD DE AGUA CRUDA, AGUA SEDIMENTADA Y AGUA FILTRADA ENSAYO 1 RÍO TARQUI. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	59
GRÁFICO 8. TIEMPO DE ENSAYO VS TURBIEDAD DE CADA LECHO ENSAYO 2. RÍO YANUNCAY. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	61
GRÁFICO 9. RELACIÓN ENTRE COLOR DE AGUA CRUDA, AGUA SEDIMENTADA Y AGUA FILTRADA ENSAYO 2. RÍO YANUNCAY. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	62
GRÁFICO 10. RELACIÓN ENTRE TURBIEDAD DE AGUA CRUDA, AGUA SEDIMENTADA Y AGUA FILTRADA ENSAYO 2. RÍO YANUNCAY. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	62
GRÁFICO 11. TIEMPO DE ENSAYO VS TURBIEDAD DE CADA LECHO ENSAYO 3. RÍO MACHÁNGARA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	65
GRÁFICO 12. RELACIÓN ENTRE COLOR DE AGUA CRUDA, AGUA SEDIMENTADA Y AGUA FILTRADA ENSAYO 3. RÍO MACHÁNGARA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	66
GRÁFICO 13. RELACIÓN ENTRE TURBIEDAD INICIAL, DE AGUA SEDIMENTADA Y DE AGUA FILTRADA ENSAYO 3. RÍO MACHÁNGARA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	66
GRÁFICO 14. TIEMPO DE ENSAYO VS TURBIEDAD DE CADA LECHO ENSAYO 4. RÍO TOMBAMBA FUENTE: LOS AUTORES (2019)	68
GRÁFICO 15. RELACIÓN ENTRE COLOR DE AGUA CRUDA, AGUA SEDIMENTADA Y AGUA FILTRADA ENSAYO 4. RÍO TOMBAMBA. FUENTE: LOS AUTORES (2019)	69



GRÁFICO 16. RELACIÓN ENTRE TURBIEDAD DE AGUA CRUDA, AGUA SEDIMENTADA Y AGUA FILTRADA ENSAYO 4. RÍO TOMBAMBA. FUENTE: LOS AUTORES (2019) 70



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Diego Patricio Ávila Ávila en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Optimización de los procesos de potabilización mediante floculación por lechos porosos. Proyecto experimental en planta piloto construida en el Laboratorio de Sanitaria", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, noviembre 2019.

Diego Patricio Ávila Ávila

C.I: 0302286786

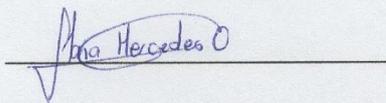


Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

María Mercedes Ojeda Muñoz en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Optimización de los procesos de potabilización mediante floculación por lechos porosos. Proyecto experimental en planta piloto construida en el Laboratorio de Sanitaria", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, noviembre 2019.



María Mercedes Ojeda Muñoz

C.I: 0302797717



Cláusula de Propiedad Intelectual

Diego Patricio Ávila Ávila, autor del trabajo de titulación "Optimización de los procesos de potabilización mediante floculación por lechos porosos. Proyecto experimental en planta piloto construida en el Laboratorio de Sanitaria", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, noviembre 2019.

Diego Patricio Ávila Ávila

C.I: 0302286786



Cláusula de Propiedad Intelectual

María Mercedes Ojeda Muñoz, autora del trabajo de titulación "Optimización de los procesos de potabilización mediante floculación por lechos porosos. Proyecto experimental en planta piloto construida en el Laboratorio de Sanitaria", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, noviembre 2019.

María Mercedes Ojeda Muñoz

C.I: 0302797717



INTRODUCCIÓN

La eficiencia de los sistemas de tratamiento de agua potable por el mecanismo convencional, está determinada en gran parte, por el proceso de coagulación y floculación; ya que de las condiciones bajo las cuales se lleven a cabo estas dos etapas, como dosis de químicos, períodos de retención, y gradiente de velocidad, se conseguirá mayor o menor eficiencia en la remoción de color y turbiedad del agua, para mejorar sus características estéticas.

La floculación es un proceso físico, en el que las pequeñas partículas desestabilizadas durante la coagulación se agregan o aglomeran para formar partículas de tamaño, densidad y dureza suficientes, para que sean de fácil remoción por sedimentación. Para que la aglomeración de las partículas (formación del flóculo) se lleve a cabo, es necesaria la ocurrencia de contactos o colisiones entre las partículas. Esto se logra al producir una agitación lenta en el agua, cuya energía puede ser de origen hidráulico o mecánico.

El proceso consiste en permitir el flujo del agua mezclada con el coagulante, a través de un medio granular contenido en un tanque (flujo vertical), o canal (flujo horizontal); el flujo es laminar y la eficiencia es extraordinaria (RICHTER, 2009) pudiendo flocular satisfactoriamente en algunos minutos.

La floculación por medio granular despierta mucho interés por sus posibilidades de aplicación, principalmente en pequeñas comunidades, debido a que logran reducir los costos de construcción, operación y mantenimiento de floculadores, el tiempo de retención y la pérdida de carga en este sistema son considerablemente menores que el de los sistemas convencionales. Dados los problemas de funcionamiento de floculadores en las plantas de tratamiento de las poblaciones pequeñas (ocupación de espacio, operación y mantenimiento, disponibilidad de energía, etc), en nuestro medio, los lechos de grava ofrecen una alternativa para lograr mejores resultados a un menor costo.

El color natural de las aguas superficiales es debido a la presencia de sustancias húmicas, nombre genérico utilizado para referirse a un conjunto de compuestos de naturaleza coloidal que proceden de la descomposición parcial de la materia orgánica de origen vegetal, con las cuales el agua se halla en contacto. Estas sustancias son sumamente estables y su remoción por procedimientos físicos como la filtración en medios porosos, no es muy eficiente, (remoción de color, máximo del 40%) (Cánepa & Pérez, 1992), debido al pequeño tamaño de las mismas, por lo que la calidad de agua obtenida en la planta, no cumple los requisitos de color para consumo humano, exigidos por los organismos de control y la normativa ecuatoriana (Norma Técnica Ecuatoriana INEN 1108).



Generalmente el agua luego de la filtración es desinfectada con cloro, pero la aplicación de este químico a aguas que aún poseen color, constituye un riesgo sanitario debido a posibles reacciones generadas entre los coloides causantes del color del agua y los derivados del cloro, dando origen a sustancias o subproductos de la desinfección, de los cuales los más representativos constituyen los denominados trihalometanos (THMs). (Chu, Yao, Deng, Sui, & Gao, 2017).

En el presente trabajo se estudia la tecnología de lechos porosos de bajo costo para la potabilización en pequeñas y medianas comunidades de la región andina, que permita obtener agua destinada a consumo humano con características estéticas exigidas por la normativa INEN 1108, se realiza la caracterización física y química del agua cruda y tratada. Se determina el tipo y dosis óptima de coagulante y ayudante de floculación. Finalmente, se establece la estructura de los lechos filtrantes que permitan la mayor aglomeración de partículas, en aguas de alta carga coloidal, baja turbiedad y baja temperatura.

Los lechos porosos constituyen una alternativa para mejorar los parámetros de calidad de agua específicamente el color y turbiedad en los sistemas de tratamiento de agua potable que no cuentan con un proceso físico químico.



OBJETIVOS

1.1. Objetivo General

Implementación de una planta piloto de floculación a nivel de laboratorio por lechos porosos, para evaluar su comportamiento y aplicabilidad en la potabilización del agua para pequeñas y medianas comunidades de la región andina, que permitan alcanzar los niveles de turbiedad y color, establecidos en la respectiva normativa.

1.2. Objetivos específicos

Caracterización física y química del agua cruda y tratada.

Diseñar y construir una planta piloto de floculación por lechos porosos en el laboratorio.

Determinación del tipo y dosis óptima de coagulante y ayudante de floculación.

Determinar tiempos de retención para los lechos porosos.

Determinar la eficiencia de remoción de color y turbiedad en el lecho poroso construido.



CAPITULO I. MARCO TEÓRICO

1.3. Parámetros físicos y químicos del agua

El agua destinada a consumo humano debe ser estéticamente aceptable y sanitariamente segura, esto es que no debe poseer sustancias tóxicas para la salud ni organismos patógenos que puedan transmitir enfermedades.

Los parámetros más importantes para el control de la calidad del agua tratada a través del mecanismo convencional de coagulación, floculación, sedimentación y filtración, son los descritos a continuación:

1.3.1. Color

El color natural del agua es debido a la presencia de sustancias químicas, la mayoría de las veces provenientes de la descomposición de materia orgánica de origen vegetal; químicamente son sustancias coloidales que en conjunto reciben el nombre de “sustancias húmicas”, entre las cuales se mencionan: ácido húmico, ácido pirúvico, humatos, fulvatos, etc. Las sustancias húmicas no son tóxicas, sin embargo, afectan la estética del agua porque le transmiten una coloración amarillenta de diferentes matices que produce el rechazo de los consumidores. (Arboleda, 2002).

El color del agua se define como color real y color aparente. El color aparente es el que presenta el agua en su estado natural, es decir el agua cruda, y el color real o verdadero es el que presenta el agua cuando se han retirado los sólidos suspendidos.

El límite máximo de color permitido es de 15 unidades de color. (UC-PtCo) (INEN, 2014)

1.3.2. Turbiedad

La turbiedad en el agua puede ser causada por partículas suspendidas y disueltas de gases, líquidos y sólidos, orgánicos como inorgánicos, con tamaños desde el coloidal hasta partículas macroscópicas, dependiendo del grado de turbulencia. (S.A., 2012). Cuando el agua proviene de lagos, la turbiedad es debida a la presencia de partículas pequeñas y difusas; en cambio en un río en condiciones de escorrentía, la turbiedad es debida a partículas de mayor tamaño. Los compuestos orgánicos (partículas suspendidas provenientes de aguas residuales domésticas) productores de turbidez, poseen un notable efecto adsorbente sobre los plaguicidas existentes en general en un cuerpo de agua, incrementando la resistencia a la reducción de éstos en el posterior tratamiento del agua (remoción de plaguicidas); adicionalmente está vinculada a la calidad microbiológica puesto que los microorganismos se escudan dentro de las



partículas suspendidas, por lo que la turbiedad tiene un significado sanitario. (Pauta, 2014).

El límite máximo de turbiedad permitido es de 5 NTU. (INEN, 2014)

1.3.3. Temperatura

La temperatura es un parámetro termodinámico que influirá en muchas propiedades del agua, principalmente en la cantidad de oxígeno disuelto, pues a mayor temperatura menor concentración de oxígeno; por eso las condiciones más críticas de la contaminación en los ríos, ocurre en los meses de verano cuando al incrementar la temperatura el oxígeno sale en forma natural, y cuando las condiciones son críticas, los niveles pueden alcanzar valores por debajo de 4 mg O₂/L, lo que ya representa un peligro para las formas aerobias del cuerpo receptor. La temperatura también influye en la velocidad de las reacciones químicas que ocurren dentro de la masa de agua, como el proceso fotosintético y la consecuente remisión de materia orgánica. (S.A., 2012); y finalmente controla la velocidad de reproducción de los microorganismos, sobre todo de las bacterias.

1.3.4. Conductividad.

Es una medida de la concentración total de iones en una solución, es decir una medida de la actividad iónica de una sustancia en términos de su capacidad para transmitir corriente. (S.A., 2012). Los principales iones presentes en el agua son: Ca⁺⁺, Mg⁺⁺, CO₃H⁻, SO₄⁼, Cl⁻, NO₃⁻, etc. El valor de la conductividad revela la capacidad del agua para amortiguar el efecto que la adición de coagulante ejerce sobre el pH del agua. (alcalinidad).

1.3.5. pH

Se define como potencial de hidrogeno de una solución, y nos indica la acidez o alcalinidad del agua.

Se considera un rango entre 6.5-8.5 para agua potable. (INEN, 2014)

1.3.6. Alcalinidad

Es la capacidad del agua para neutralizar ácidos y representa la suma de las bases que pueden ser tituladas. En las aguas superficiales la alcalinidad está determinada por el contenido de carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos. La alcalinidad representa un sistema amortiguador para las aguas dulces, tiene una gran importancia en la productividad de cuerpos de agua natural, sirviendo como una fuente de reserva de CO₂ para la fotosíntesis. La Tabla 1, muestra la clasificación de las aguas según la alcalinidad.



Tabla 1. Clasificación de los cuerpos de agua según su alcalinidad total (GOYENOLA, 2007)

DESCRIPCIÓN	ALCALINIDAD (mg/l) como CaCO ₃
Mínimo Aceptable	20
Pobrementemente Amortiguadas	<25
Moderadamente Amortiguadas	25-75
Muy Amortiguadas	>75

En las aguas naturales debido al rango de pH que presentan frecuentemente entre 6 y 8, el mayor componente de la alcalinidad es el bicarbonato HCO₃⁻.

1.3.7. Hierro

El hierro es uno de los metales más abundantes de la corteza terrestre. Está presente en aguas dulces naturales en concentraciones de 0,5 a 50 mg/l. También puede haber hierro en el agua de consumo debido a la utilización de coagulantes de hierro o a la corrosión de tuberías de acero o hierro colado durante la distribución del agua.

El hierro es un elemento esencial en la nutrición humana. Las necesidades diarias mínimas de este elemento varían en función de la edad, el sexo, el estado físico y la biodisponibilidad del hierro, y oscilan entre 10 y 50 mg/día. (S.A., 2012)

Valores máximos recomendados según OMS (Organización Mundial de la Salud) 1985 y CEE (Comunidad Económica Europea) son: 0.3 mg/l y 0.05 mg/l respectivamente. (ARBOLEDA, 2000)

La presencia de hierro en el agua es indeseable, ya que le trasmite color, y sabor, por lo que necesariamente debe ser removido en el tratamiento implementado. En la mayoría de las ocasiones está en un estado de oxidación de +3, puesto que ya está en contacto con el oxígeno del aire y puede precipitar.

1.3.8. Manganeso

El ión manganeso se comporta en la mayoría de los casos muy parecido al ión hierro; normalmente se presenta en estados de oxidación de +2 y +3; aunque en algunos compuestos como el MnO₂ puede tener valencia de +4 que es insoluble.

La forma más común para la eliminación del manganeso, es la aireación que le oxida y precipita en forma de MnO₂ de color oscuro. Se determina por oxidación a permanganato y colorimetría de la solución oxidada y espectrometría de absorción atómica. (S.A., 2012)



Valores máximos recomendados según OMS (Organización Mundial de la Salud) 1985 y CEE (Comunidad Económica Europea) son: 0.1 mg/l y 0.02 mg/l respectivamente. (ARBOLEDA, 2000)

1.4. Teoría de Coagulación

La coagulación es un proceso químico para incrementar la tendencia de las pequeñas partículas, en una suspensión acuosa, de desestabilizarse por neutralización de sus cargas, causado por la adición de un reactivo químico llamado coagulante. Es empleada para efectuar la remoción de ciertos materiales solubles por absorción o precipitación. Es un procedimiento esencial de los sistemas de tratamiento de agua convencionales que permite la clarificación y la remoción de contaminantes hidrobiológicos. (ROJAS & TORRADO, 2007)

1.4.1. Reacción del coagulante

Los coagulantes más ampliamente usados son las sales sulfato o cloruro que contienen los iones metálicos trivalentes de Al y Fe. En soluciones acuosas estos iones forman enlaces fuertes con los átomos de oxígeno de 6 moléculas circundantes de agua debido a que la asociación oxígeno-hidrógeno del agua se debilita y los átomos de hidrógeno tienden a ser desprendidos de la solución en un proceso conocido como hidrólisis en el que se generan una serie de nuevas especies conocidos como productos de hidrólisis, generalmente hidróxidos metálicos. (LETTERMAN, 2000)

En forma general la reacción química que ocurre cuando se adiciona el sulfato de aluminio al agua es la siguiente:



En esta reacción el hidróxido de aluminio precipita arrastrando consigo los fragmentos de los coloides desestabilizados. Para conseguir una respuesta favorable en la adición del coagulante es necesario que el agua posea una alcalinidad mínima para amortiguar el efecto ácido del coagulante, de tal manera que impida un descenso brusco del pH del agua, lo que significaría que se mejoran las características físicas, alterando las químicas, como el pH. Por lo manifestado la condición más difícil para la tratabilidad se presenta cuando el agua está muy coloreada, tiene poca turbiedad y además baja alcalinidad; en algunas ocasiones es necesaria la adición de alcalinidad artificial. (cal).



1.4.2. Desestabilización de los coloides.

Las partículas coloidales se caracterizan por tres propiedades importantes: su carga eléctrica que, en el caso de agua, son negativas; su gran área superficial y su tamaño (entre $1 - 10^{-3}$ μm).

Su desestabilización se lleva a cabo a través de 5 mecanismos descritos a continuación.

- Compresión de la doble capa: la carga superficial de los coloides que es negativa atrae iones de carga opuesta incluido el hidrogeno y otros cationes, formando una capa densa adyacente conocida como capa definida o Stern. Una segunda capa denominada capa difusa contiene iones positivos y negativos, en la cual predominan los iones de carga opuesta. La unión de estas dos capas se conoce como doble capa. La compresión de la doble capa se logra agregando iones de carga opuesta a la capa difusa hasta comprimirlos.
- Adsorción de iones y neutralización de capas: Los iones opuestos provenientes del coagulante pueden ser adsorbidos en la superficie de las partículas, neutralizando de esta forma sus cargas repulsivas. De esta manera las partículas desestabilizadas se adhieren unas a otras formando complejos coloidales debido a las fuerzas de Van der Waals; sin embargo, una excesiva adición de iones opuestos puede resultar en la reestabilización de las cargas. (ROJAS & TORRADO, 2007)
- Puente interpartículas: Ocurre cuando segmentos de un polímero de alto peso molecular se adsorbe sobre más de un coloide dando como resultado estructuras que crecen formando una partícula mucho más grande que sus constituyentes individuales. Según (QASIM, 2000) (como se cita en ROJAS & TORRADO, 2007, pag. 8)
- Coagulación de barrido: El potencial en la superficie de la nube iónica que rodea los coloides se conoce como potencial zeta, el cual corresponde teóricamente al valor medido en la superficie que encierra la capa definida de iones adheridas al coloide. (ROJAS & TORRADO, 2007)
- Heterocoagulación: Este mecanismo consiste en la interacción electrostática simple entre coloides cargados de forma opuesta. Los grandes coloides con elevada carga superficial pueden contactar y atraer a partículas más pequeñas con carga opuesta y más baja. (LETTERMAN, 2000)

1.4.3. Factores que afectan el proceso de coagulación

- Agitación de la mezcla rápida: para que la coagulación sea óptima, es necesario que la neutralización de los coloides sea total antes de que



comience la floculación, este factor es de suma importancia ya que el tiempo de coagulación generalmente es muy corto.

- Concentración de iones H o pH: este es un factor crítico, cada coagulante tiene por lo menos una zona de pH óptimo, que coincide con el mínimo de solubilidad de los iones metálicos del coagulante utilizado. La coagulación debe efectuarse dentro de esta zona óptima de pH, ya que de lo contrario se podría desperdiciar el producto químico y provoca deficiencias en la planta.
- Temperatura: mientras más fría el agua, más lenta la reacción.
- Valencia: mayor valencia del ion, mejor eficiencia, porque neutraliza más cargas negativas de los coloides.
- Capacidad de cambio: tendencia para remplazar cationes de baja valencia por otros de mayor valencia.

1.4.4. Unidades de Coagulación

La coagulación se realiza en unidades en las que se produce una mezcla con gran intensidad, pero con una corta duración; lo que se denomina como mezcla rápida. En las plantas de tratamiento esta mezcla se puede realizar de dos formas:

- Mezcladores de flujo a pistón. La adición del coagulante se produce en un punto determinado por el que pasa una masa de agua, generando una turbulencia producida por un sistema hidráulico. Los más comunes son:
 - Salto hidráulico. El salto hidráulico produce un diferencial de alturas el cual puede ser generado por la geometría de un canal o por la presencia de un vertedero. El coagulante aprovecha esta turbulencia para mezclarse.
 - Canaleta Parshall. El coagulante se mezcla aprovechando el incremento brusco de la pendiente en la garganta y la contracción del área transversal de flujo.
 - Dispensores. Este sistema se basa en el uso de múltiples puntos de aplicación del coagulante que favorece la mezcla uniforme en una distancia y tiempo corto. (ROJAS & TORRADO, 2007)
- Retro mezcladores. - El coagulante se aplica en una cámara con un tiempo de mezclado entre 10 y 60s, provista de un sistema de agitación o cualquier otro sistema para crear turbulencia. Esto produce una interacción entre los compuestos químicos iniciales que se forman en la masa de agua que llega y los previamente formados en la masa de agua del tanque. Pueden ser:
 - Mecánicos. La mezcla se realiza con el uso de una fuente de energía externa que suele ser provista por motores eléctricos



dotados de agitadores verticales o de bombas que imprimen energía al fluido, la cual se disipa mediante la instalación de serpentines u otros dispositivos. (ROJAS & TORRADO, 2007). Con la mezcla mecánica, la energía requerida para la agitación del agua es impartida mediante impulsores y propulsores o turbinas como mezcladores rápidos, mezcladores instantáneos y turbo mezcladores. Generalmente, los mezcladores rápidos mecánicos son menos adecuados para plantas pequeñas de tratamiento que los mezcladores hidráulicos, ya que requieren de un suministro confiable y continuo de energía

- Hidráulicos. Son empleados cuando se dispone de suficiente energía cinética en el flujo de entrada. La mezcla se realiza como resultado de la disipación de la energía hidráulica del fluido en canales provistos de tabiques de flujo vertical u horizontal. (ARBOLEDA, 2000). Para la mezcla rápida hidráulica se utilizan canales o cámaras con deflectores que producen condiciones turbulentas de flujo; vertederos con caída libre y saltos hidráulicos. También se puede lograr la mezcla rápida mediante alimentación de la sustancia química en la succión de la bomba.

1.4.5. Coagulantes.

Varias sustancias se pueden aplicar como coagulantes, su uso en cada caso depende del tipo de agua a tratar, del personal técnico disponible para la operación y de los costos de potabilización que implican.

- Sales de Aluminio. Forman un floc ligeramente pesado; las más usadas son: Sulfato de Aluminio, $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O$, que en la práctica se le denomina “Alumbre”; el Sulfato de Aluminio Amoniacal y el Aluminato Sódico. El primero es el que se usa con mayor frecuencia dado su bajo costo y manejo relativamente sencillo. (RESTREPO, 2009)
- Sales de Hierro. Se utiliza el cloruro férrico, y los sulfatos de hierro férrico y ferros; forman un floc más pesado y con mayor velocidad de asentamiento.
- Polímeros o Polielectrolitos. Compuestos más complejos de mayor peso molecular, son utilizados como ayudantes de coagulación. La dosificación de este polímero es muy baja, produce una menor cantidad de lodos y adicionalmente más fácil de tratar debido a que los flocs que se han formado tiene más peso y mayor velocidad de sedimentación lo que permite optimizar el diseño de sedimentadores.



La dosis óptima de coagulante a aplicar es aquella que produce la mayor desestabilización de los coloides existentes; su determinación implica ensayos previos a través del ensayo de jarras

1.5. Teoría de Floculación

La floculación consiste en la aglomeración, mediante la agitación moderada del agua, que permite una suave turbulencia de las partículas que se desestabilizaron durante la coagulación, formando otras de mayor tamaño y peso específico.

Los objetivos básicos de la floculación son reunir microflóculos para formar partículas con peso específico superior al del agua y compactar el flóculo disminuyendo su grado de hidratación para producir baja concentración volumétrica, lo cual produce una alta eficiencia en los procesos posteriores como sedimentación y filtración. (RESTREPO, 2009)

1.5.1. Gradiente de velocidad.

Se define como el grado de agitación en una unidad de mezclado, fue desarrollado por Camp y Stein en 1943 para un régimen turbulento, matemáticamente se expresa como:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu * V}} \quad \text{ó} \quad G = \sqrt{\frac{g * h}{v * t}} \quad \text{Ecuación 1}$$

En donde:

- G es el gradiente de velocidad, s⁻¹
- P es la potencia disipada en el fluido, W
- μ es la viscosidad dinámica del agua, N*s/m²
- V es el volumen del agua, m³
- g es la aceleración de la gravedad, m/s²
- h es la pérdida de energía, m
- v es la viscosidad cinemática del agua, m²/s
- t es el tiempo de detención, s

1.5.2. Modelo cinético de la floculación.

Según Argaman y Kaufman, el modelo teórico de la floculación, en su forma más general, que combina los efectos de aglomeración y ruptura de flóculos, puede ser representado por:



$$\frac{dN}{dt} = -(función\ de\ glomeración) + (función\ de\ ruptura)$$

La función de aglomeración o tasa de crecimiento de los flóculos es definida por Argaman y Kaufman como:

$$\frac{dN_a}{dt} = -K_a * N * G \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

N es concentración de partículas primarias (m^{-3})

G es gradiente de velocidad (s^{-1})

K_a es coeficiente de aglomeración

La función de ruptura puede ser escrita de la siguiente forma:

$$\frac{dN_o}{dt} = -K_b * N_b * G^2 \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

N_o = concentración inicial de partículas primarias al entrar en el floculador (m^{-3})

K_b = coeficiente de ruptura

Combinando las dos ecuaciones anteriores, e integrando se obtiene la ecuación general

$$\frac{N_o}{N_t} = \frac{-1 + K_a * G * T}{1 + K_b * G^2 * T} \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

N_o = concentración inicial de partículas primarias al entrar en el floculador (m^{-3})

N_t = concentración de partículas finales en el floculador (m^{-3})

K_a = es coeficiente de aglomeración

K_b = coeficiente de ruptura

G es gradiente de velocidad (s^{-1})

T = El tiempo total de floculación (Ritcher, 1987)



1.5.3. Factores que influyen en la floculación

Los principales factores que influyen en la eficiencia de este proceso son:

a) Características del agua

Las características fisicoquímicas del agua cruda, tales como alcalinidad, el pH y la turbiedad. Un agua que contiene poca turbiedad coloidal es, frecuentemente, de floculación más difícil, ya que las partículas sólidas en suspensión actúan como núcleos para la formación inicial de los flóculos.

La concentración y naturaleza de las partículas del agua cruda ya que la velocidad de formación del floc es proporcional a la concentración y tamaño inicial de las partículas.

b) Tiempo de retención

En todos los modelos propuestos para la floculación, la velocidad de aglomeración de las partículas es proporcional al tiempo. Bajo determinadas condiciones, existe un tiempo óptimo para la floculación. Mediante ensayos de prueba de jarras se puede determinar este tiempo.

c) Influencia del gradiente de velocidad

Es un factor proporcional a la velocidad de aglomeración de las partículas existe un límite máximo que evita el rompimiento de la partícula. A medida que los flóculos aumentan de tamaño, crecen también las fuerzas de cizallamiento hidrodinámico, inducidas por el gradiente de velocidad. Los flóculos crecerán hasta un tamaño máximo, por encima del cual las fuerzas de cizallamiento alcanzan una intensidad que los rompe en partículas menores.

La resistencia de los flóculos depende de una serie de factores:

- De su tamaño, forma y compactación
- Tamaño, forma y naturaleza de las micro partículas;
- Número y forma de los enlaces que unen a los coloides.

d) Influencia de la variación del caudal

Con la variación del caudal de operación de la planta, se modifican los tiempos de residencia y gradientes de velocidad en los reactores, el floculador hidráulico es algo flexible a estas variaciones (Canepa, 2004).

1.5.4. Unidades de floculación.

Según el tipo de energía para agitar una masa de agua, los floculadores se clasifican en mecánicos o hidráulicos. Una clasificación más amplia se muestra en la Figura 1.

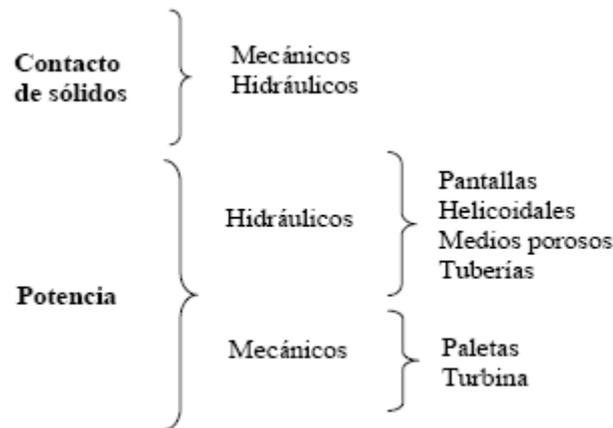


Figura 1. Tipos de Floculadores Fuente: (CANEPA, 2004)

1.5.4.1. Floculadores de contacto de sólidos

Generalmente son controlados por la concentración de sólidos C . El operador debe tener cuidado ya que ésta varía constantemente. Forman parte de los tanques de decantación de flujo vertical y constituyen unidades relativamente compactas.

1.5.4.2. Floculadores de potencia.

De acuerdo a la forma de disipación de energía se los clasifica en:

- **Floculadores Hidráulicos:** Utilizan energía hidráulica a través de una pérdida de carga general o específica. Pueden ser:
 - De pantallas: este tipo es el más utilizado; el flujo puede ser vertical u horizontal. En los primeros, el agua circula en forma de vaivén, y en los segundos, el agua sube y baja sucesivamente.
 - Alabama: el floculador Alabama está constituido por compartimentos ligados entre sí por la parte inferior a través de curvas de 90° volteadas hacia arriba. El flujo es ascendente y descendente en el interior del mismo compartimento. Estas unidades son muy vulnerables a las variaciones de caudal. Fácilmente se pueden generar espacios muertos y cortocircuitos. (Rojas, S. & Torrado, D, 2007)



Helicoidal: en estos floculadores, la energía hidráulica se usa para generar un movimiento helicoidal en el agua, inducido por su ingreso tangencial en la cámara de floculación. En la práctica, el helicoide que se forma no es de diámetro constante, sino que el diámetro disminuye al aproximarse al fondo. Se establece una distribución de velocidad de mayor a menor, inconveniente para la correcta formación del flóculo. (Rojas, S. &Torrado, D, 2007).

De medio poroso: es muy usado debido a su eficiencia y bajo costo. Existen dos tipos, una floculación fija con medios porosos y una floculación expandible que usa arena.

- **Floculadores Mecánicos:** utilizan energía externa, normalmente generada por un motor con variación de velocidades. Pueden ser:

De paletas: son los más utilizados y la paleta puede ser paralela o perpendicular al eje. El eje puede ser vertical u horizontal siendo el primero el más ventajoso, ya que evita cadenas de transmisión.

De turbinas: los floculadores del tipo turbina se dimensionan del mismo modo que los mezcladores rápidos. Como las velocidades periféricas máximas son superiores a 0,75 m/s, el agua tenderá a girar acompañando el movimiento de la turbina, a no ser que se prevea la instalación de deflectores o pantallas para estabilizar el movimiento. (CANEPA, 2004)

1.5.5. Tipos de mezcladores

Los mezcladores generalmente se clasifican de acuerdo al tipo de flujo que producen; aquellos que fuerzan el agua hacia ángulos perpendiculares al eje de rotación en una manera similar a una bomba de flujo radial, son llamados impulsores de flujo radial. De otra parte, los impulsores que fuerzan el agua paralelos al eje de rotación son llamados de flujo axial. (ROJAS & TORRADO, 2007)

Los mezcladores dependen de la geometría de las unidades y del tipo del flujo; en la Figura 2 se muestran algunos tipos de mezcladores.

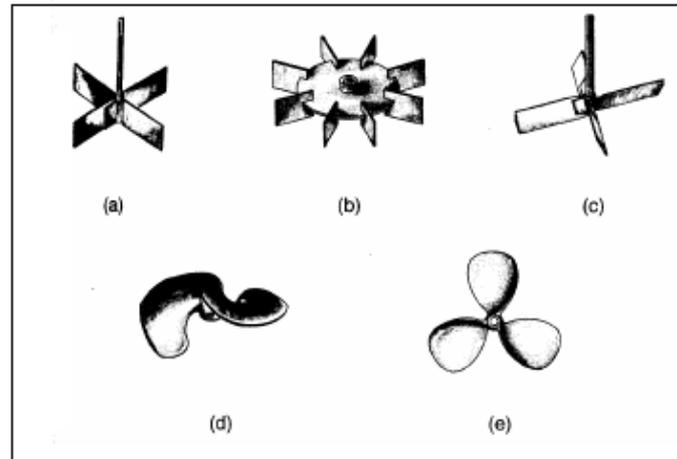


Figura 2. a) Impulsor de turbina de cuchillas planas (flujo radial); b) impulsor de disco de cuchillas planas (flujo radial); c) impulsor de cuchilla inclinada (flujo axial); d) impulsor de hélice inclinada (flujo axial); e) impulsor tipo marino (flujo axial). Fuente: Según (Qasim, 2000) (como se cita en Rojas, S. &Torrado, D, 2007, pag. 16).

1.6. Teoría de Floculación por Lechos Porosos

La floculación por lechos porosos consiste en el paso del agua previamente mezclada con el coagulante a través de un medio granular contenido en un tanque de flujo vertical u horizontal.

1.6.1. Fundamentos Teóricos

- Tiempo de retención

Para un reactor de piedras el tiempo de retención t , está dado por la siguiente ecuación:

$$Tr = \frac{L}{Vr} \quad \text{Ecuación 5}$$

$$Vr = \frac{V_A}{P} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

Tr = tiempo de retención (s)

L = longitud del lecho poroso (m)

G = gradiente (s⁻¹)

Vr = velocidad real del flujo a través del lecho poroso (cm/s)



V_A = velocidad del flujo a través del lecho de la sección transversal del floculador (sin tener en cuenta la grava)
 P = porosidad del lecho

La ecuación de Harris y Kaufman muestra la eficiencia de un tanque de floculación, la cual nos indica que es mayor cuanto mayor número de cámaras dispuestas en serie existan. (Harris, H. & Kufman, D, 1966)

$$\frac{N_o}{N_m} = \left(1 + K_A G \frac{T}{m}\right)^m \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

N_o = concentración de partículas primarias que entran al floculador: $\text{mg}\cdot\text{m}^{-3}$

N_m = concentración de partículas que salen de la última cámara de floculación: $\text{mg}\cdot\text{m}^{-3}$

K_A = coeficiente de agregación

G = gradiente de velocidad (s^{-1})

T = tiempo medio total de floculación (s)

m = número de unidades de floculación

Si de esta ecuación se despeja T , resulta:

$$T = \frac{m}{KG} \left[\left(\frac{N_o}{N_m}\right)^{1/m} - 1 \right] \quad \text{Ecuación 8}$$

Un floculador en medio poroso, en piedras, puede ser considerado como un floculador hidráulico con un número muy grande de cámaras y de tiempo de floculación necesario para obtener un resultado preestablecido es decir que podemos imponernos un valor de turbiedad permitido por la normativa para determinar el tiempo de floculación que requiero para obtener dicho resultado, N_o/N_m que tiende a un valor límite. (Rocha, 2014)

$$\lim_{m \rightarrow \infty} T = \frac{m}{KG} \left[\left(\frac{N_o}{N_m}\right)^{1/m} - 1 \right] \quad \text{Ecuación 9}$$



$$T = \frac{1}{KG} \ln \left(\frac{N_o}{N_m} \right)$$

Ecuación 10

Para el diseño de los floculadores, es importante el tiempo de floculación para obtener una eficiencia dada $(1 - N_m/N_o)$. Esto es posible a través de ensayos de jarras en idénticas condiciones, siendo T el tiempo mínimo teórico de floculación en el medio granular, y θ el tiempo de floculación en el ensayo de prueba de jarras necesario para alcanzar el mismo resultado. Entonces:

- Floculación en medio poroso

$$T = \frac{1}{KG} \ln \left(\frac{N_o}{N_m} \right)$$

Ecuación 11

- Ensayo de jarras

$$\theta = \frac{1}{KG} \left(\frac{N_o}{N_m} \right) - 1$$

Ecuación 12

Donde:

θ =Tiempo de Floculación en el ensayo de jarras, por el método convencional

Dividiendo la ecuación 1 y 2 se obtiene:

$$\frac{T}{\theta} = \frac{\ln \left(\frac{N_o}{N_m} \right)}{\left(\frac{N_o}{N_m} \right) - 1}$$

Ecuación 13

Se demuestra que el tiempo necesario para flocular en un medio granular, será una fracción del tiempo de floculación fijado en los ensayos convencionales, es decir para floculadores con deflectores, siendo $N_o/N_m > 1$ resulta siempre que $N_o/N_m < N_o/N_m - 1$.

Resulta un tiempo corto, y confirmado en algunas experiencias en América Latina en cooperación con el CEPIS (Cánepa & Pérez, 1992). Las ventajas



técnicas y económicas son evidentes para sistemas destinados a pequeñas comunidades. A pesar de toda la experiencia exitosa, todavía no se ha llegado a la optimización del proceso, por lo que se recomienda la realización de ensayos en instalaciones piloto antes de los proyectos definitivos. (Weltgesundheitsorganisation, 1985)

Los gradientes de velocidad en un floculador de medio granular, pueden ser calculados por la ecuación:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{V \cdot J}{\epsilon}}$$

Ecuación 14

Donde:

V= velocidad frontal ("face velocity" $V = \frac{Q}{A}$) (m/s)

J= pérdida de carga unitaria en medio poroso (m/m)

ϵ = porosidad del medio (adimensional)

La pérdida de carga unitaria J es función del número de Reynolds, definido para un flujo en medio poroso, como:

$$Re = \frac{V * K^{1/2}}{\nu}$$

Ecuación 15

Donde:

V= velocidad frontal ("face velocity" $V = \frac{Q}{A}$) (m/s)

K= permeabilidad (cm^2)

ν = coeficiente de viscosidad cinemática (cm^2/s)

El cálculo de la permeabilidad en flujo de lechos porosos, puede ser efectuado por la fórmula de Carman – Kozeny

$$K = \frac{\epsilon^3 d^2}{180 * \phi^2 * (1 - \epsilon)^2}$$

Ecuación 16



Donde:

ϕ = factor de forma

d_v = diámetro de tamaño de partículas, en cm

ϵ = porosidad del medio (adimensional)

Varios autores distinguen tres regiones de flujo a través del medio poroso:

1. A bajas velocidades, predominan las fuerzas de viscosidad y es válida la ley de Darcy
2. A medida que la velocidad aumenta, las fuerzas de inercia son más importantes, el flujo se torna turbulento.
3. El flujo se torna completamente turbulento

Se presentan las ecuaciones establecidas para un lecho poroso según Carlos Richter (RICHTER, 2009).

Si el flujo es laminar las pérdidas sigue la ley de Darcy:

$$J = \frac{5\mu V(1 - \epsilon)^2}{g * \epsilon^3} \left(\frac{6}{D}\right)^2 \quad \text{Ecuación 17}$$

$$G = 13,4 \cdot \frac{1-\epsilon}{\epsilon^2} \cdot \frac{V}{D} \quad \text{Ecuación 18}$$

En una zona de transición la pérdida de carga puede ser calculada con la fórmula de Forchheimer:

$$J = aV + bV^2 \quad \text{Ecuación 19}$$

Los coeficientes a y b pueden ser calculados en función de la granulometría del material a través de las siguientes ecuaciones:



$$a = \frac{0,162(1 - \varepsilon)^2}{\phi^2 D^2 \varepsilon^3}$$

Ecuación 20

$$b = \frac{0,081(1 - \varepsilon)}{\phi D \varepsilon^3}$$

Ecuación 21

Donde:

a= s/cm

b= s²/cm²

P= porosidad

γ= viscosidad cinemática mm²/s

D= diámetro nominal (mm)

ϕ= factor forma del material

Los valores característicos se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Factores de forma y porosidad de materiales granulares típicos. Fuente: (CANEPA, 2004)

Descripción	Factor de forma ϕ	Porosidad ε
Esférico	1,00	0,38
Redondeado	0,98	0,38
Desgastado	0,94	0,39
Agudo	0,81	0,40
Angular	0,78	0,43
Triturado	0,70	0,48

Richter (1988) considero que el valor que determina la eficiencia de un lecho poroso es la contante de Camp, Gt del orden de 14000 a 16000 y que valores bajos inferiores a 10000 son poco aceptables (RICHTER, 2009). Este valor se determina con la siguiente ecuación.

$$Gt = G * t$$

Ecuación 22

Donde:

G= gradiente de velocidad (s-1)

t= tiempo de retención (s)



CAPITULO II.

Metodología

2.1 Tipo de estudio y diseño

La investigación es aplicada por su orientación, porque basada en principios y teorías existentes, y en base a la experimentación realizada en el campo, habilitará un nuevo conocimiento destinado a procurar soluciones prácticas a problemas existentes. Por la técnica de contrastación es experimental, permite manipular variables como: dosis de coagulantes, dosis de polímero, granulometrías del lecho filtrante, velocidad de filtración, y se espera la respuesta de otras variables, como el color, la turbiedad del agua, es decir se espera efectos en los parámetros de calidad de agua.

Es una investigación cuantitativa, ya que se desarrollará a través de un diseño experimental en donde se cuantifican diferentes parámetros de diseño.

2.2. Recopilación Bibliográfica

Durante esta fase se recolectó la información necesaria para el desarrollo de esta investigación, consultando la literatura disponible respecto a los floculadores hidráulicos, teoría de coagulación y floculación, teoría de floculación por lechos porosos y los criterios de diseño. Además, se buscó información en publicaciones indexadas que consigan objetivos similares que persigue esta investigación con el fin de complementar, aportar y criticar sus resultados generando nuevo conocimiento.

2.3. Diseño y construcción de la unidad piloto

En esta fase se tomaron criterios de diseño encontrados durante la recopilación bibliográfica (CANEPA, 2004) y floculación en lecho poroso (RICHTER, 2009) para diseñar y construir una unidad piloto que permita evaluar distintas condiciones hidráulicas y de operación de un floculador por lechos porosos. Se estructuró un diseño conceptual, que posteriormente fue modificado en función de las condiciones físicas y operativas del lugar en donde se implementaría el piloto.

2.4. Arranque de la Unidad Pilotos

En esta fase se realizó pruebas mecánicas e hidráulicas de cada uno de los componentes de la unidad, se realizó diferentes ajustes para tener las condiciones hidráulicas y de operación más cercanas a las de diseño; se modificó diámetros de tubería, pruebas de fugas en el sistema, calibración de caudales de los dosificadores químicos, modificaciones para el resalto hidráulico, para todos estos ensayos se utilizó agua potable.

2.5. Pre experimentación

En esta fase se seleccionó como fuente de agua los ríos Tarqui, Yanuncay, Tomebamba y Machángara, debido a que las características físicas y químicas



son variables y cumplen con los requisitos estudiados en esta investigación; lo que se demostró mediante caracterización de los parámetros físicos y químicos; adicionalmente para la selección de agua se tuvieron en cuenta factores como su disponibilidad y facilidad de acceso al punto de muestreo.

Posteriormente se determinó la dosis óptima de coagulante y polímero en condiciones de un floculador convencional y en condiciones de un floculador por lechos porosos usando las gradientes y tiempos de mezcla sugeridos por CEPIS (2005), mediante ensayos de jarras. En la realización de los mismos se empleó Sulfato de Aluminio $Al_2(SO_4)_3$ como coagulante y el polímero Praestrol 640 ligeramente catiónico de alto peso molecular; para la preparación de las soluciones se usó la balanza Analítica Sartorius y agua potable. La dosis óptima es aquella que produce la mayor remoción de turbiedad y color.

Se realizaron ensayos de trazadores (salinos) para determinar los tiempos de retención para cada una de las velocidades; para este ensayo se tomaron 40 muestras en diferentes rangos de tiempo, en cada una se midió la conductividad hasta encontrar el valor más alto, que indica el tiempo de retención. Los resultados de estos ensayos se presentan en el ANEXO G.

Paralelamente, se realizaron pruebas de caracterización de los áridos: granulometrías, determinación de la densidad aparente y real, densidad neta y absorción de agua en áridos gruesos. Los ensayos se realizaron con una muestra de material lavado sobre el tamiz #4.

Adicionalmente, se tamizó el árido seleccionado en tres rangos de tamaño seleccionado de acuerdo con los estudios de caracterización.

Finalmente, se pone en marcha la operación de la unidad piloto con las dosis óptimas de coagulante y polímero, con las granulometrías seleccionadas.

2.6. Experimentación

La experimentación y funcionabilidad del sistema se evaluó en base a los siguientes parámetros: porcentaje de remoción de turbiedad y de color, tiempo de retención y gradiente de velocidad.

Para cada una de las muestras se evaluó la eficiencia de remoción de turbiedad y color.

2.7. Análisis de datos

En esta fase se tomó los datos obtenidos de la fase experimental y se realizó el análisis correspondiente.



CAPITULO III.

Diseño y construcción de la unidad piloto de floculación por lechos porosos

3.1. Caracterización física y química del agua cruda

Se ha seleccionado cuatro tipos de agua de los ríos: Tarqui, Yanuncay, Tomebamba y Machángara, las cuales se consideran representativas de diferentes calidades de agua, ya que, al provenir de distintas subcuencas, las características físicas (color y turbiedad) son disímiles. Los puntos de toma de muestras se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3. Coordenadas toma de muestras. Fuente: Google Earth.

Río	Coordenadas UTM		Sector
	Este	Norte	
Tarqui	718926.3	9676813.2	Circo Social
Yanuncay	721421.2	9677538.4	Tres Puentes
Machángara	724538.3	9683282.6	Feria de Ganado
Tomebamba	721333.2	9679284.2	Universidad de Cuenca

Se realizaron ensayos de caracterización física y química del agua cruda y se procede con el ensayo de jarras que permite obtener la dosis óptima de coagulante y polímero.

3.2 Esquema de planta piloto

La floculación en lechos porosos se ha ensayado en un floculador de flujo ascendente en capas con tres granulometrías diferentes.

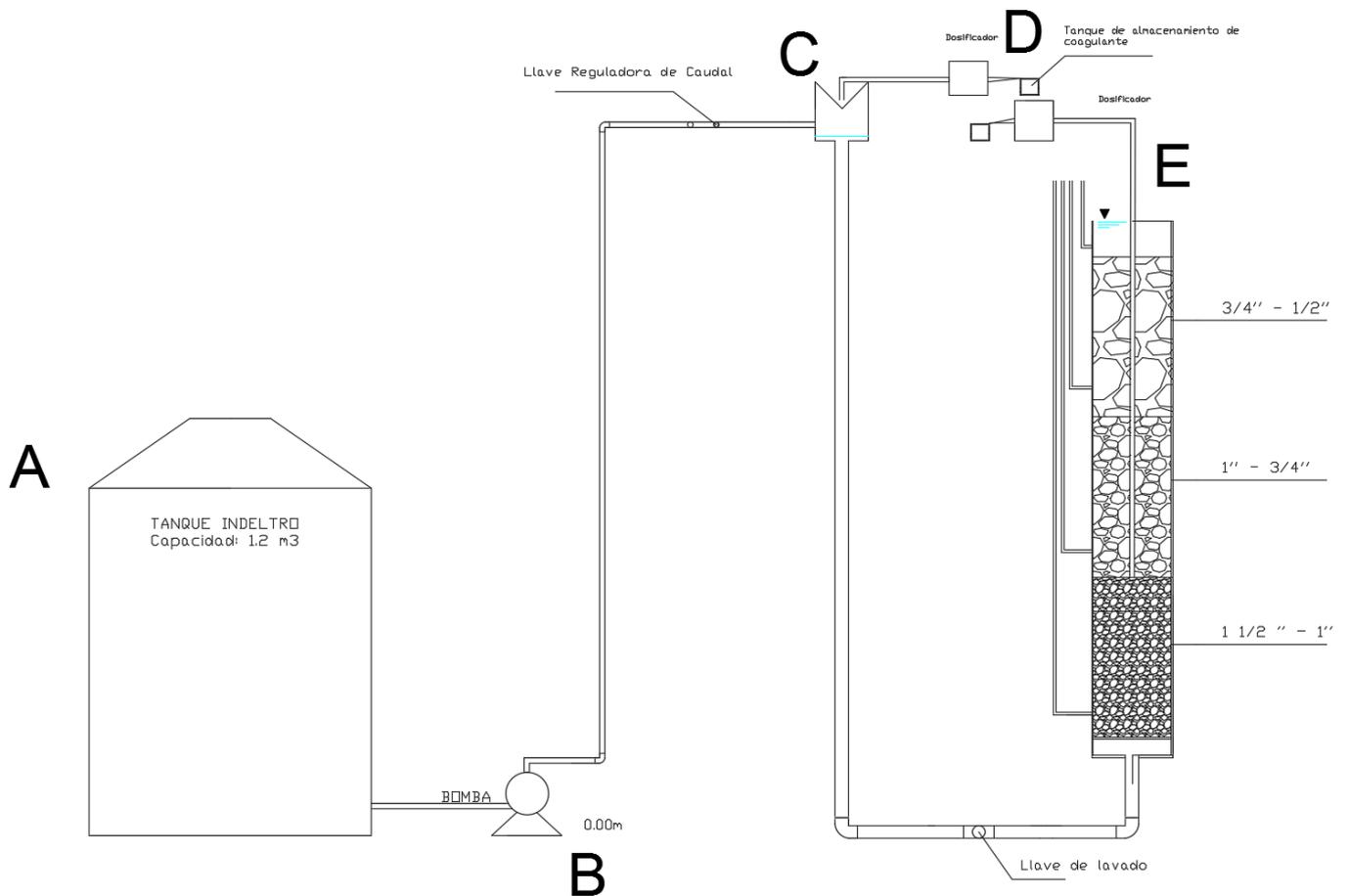


Figura 3. Esquema planta piloto.

3.3. Componentes de la unidad piloto

A. Tanque de almacenamiento de agua cruda.

Tanque cuya capacidad es de 1.2 m^3 , el cual sirvió para almacenar el agua cruda que se utilizara para los ensayos, el flujo de agua se realiza por bombeo desde este tanque.



Figura 4. Tanque de almacenamiento INDELTRO. Fuente: Los Autores (2019)

B. Bomba Hidráulica

La bomba permitió elevar el agua hasta el tanque de mezcla rápida, la bomba usada en la experimentación es una bomba SAER 42016 GUASTALLA (RE), con un caudal de 0.6-3 m³/h y potencia de 1 HP. ANEXO B.



Figura 5. Bomba SAER 42016. Fuente: Los Autores (2019)

C. Tanque de mezcla rápida.

Tanque construido de vidrio, con un vertedero triangular el cual ha sido seleccionado según la bibliografía recomendada para manejar pequeños caudales que permite generar un resalto hidráulico adecuado para adicionar el coagulante y garantizar una mezcla eficiente. El agua ingresa por una tubería



lateral inferior como se indica en el esquema. La memoria de cálculo se presenta en el ANEXO C.

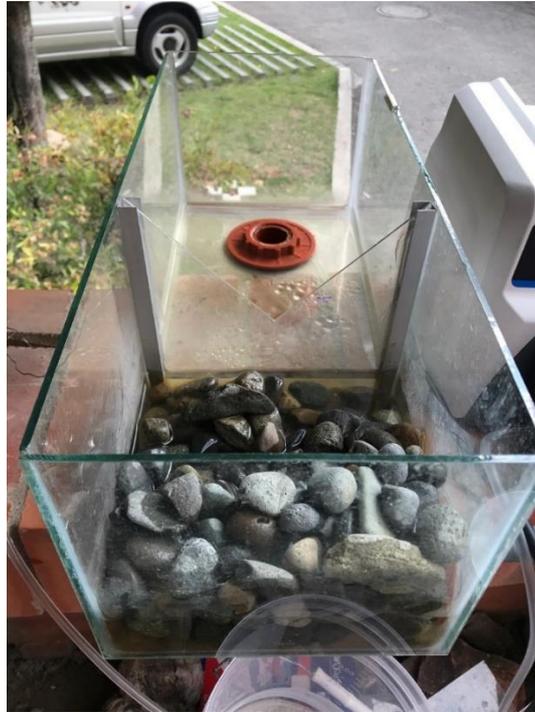


Figura 6. Tanque de mezcla rápida. Fuente: Los Autores (2019)

D. Almacenamiento y dosificación de coagulante y polímero

Desde este tanque se ha extraído el coagulante a un dosificador el cual se conecta al tanque de mezcla rápida en la zona del resalto hidráulico. Para este modelo se utilizó el dosificador MaterFlex L/S, que permite adicionar la dosis óptima de coagulante y polímero determinada en el laboratorio, como se muestra en la Figura 7.



Figura 7. Almacenamiento y dosificación de coagulante y polímero. Fuente: Los Autores (2019)

E. Columna de floculación

Tubo de metacrilato transparente de dos metros de alto de sección circular con un diámetro externo de 300 mm e interno de 292 mm. Contiene orificios en donde se conectaron los piezómetros que permiten medir la pérdida de carga y con ello el estado de colmatación del lecho, y permitió la toma de las muestras. En la parte inferior de la columna se separa un compartimento de 7.5 cm de alto que permite que el ingreso del agua al floculador sea uniforme. Para el compartimento se ha usado dos anillos de tubería de PVC de 24 cm y 20 cm con una altura de 7.1 cm y se colocó una base de acrílico de 5mm de espesor con agujeros alrededor.

Dentro de la columna de floculación se conformaron tres lechos con diferentes granulometrías de grava, cada una con una altura de 0.60 m de menor a mayor tamaño en forma ascendente, como se muestra en la Tabla 4; para la selección de estas granulometrías se realizan los siguientes ensayos de caracterización: granulometría y determinación de la densidad aparente suelta (ASTM E 30, ASTM C 29). Los ensayos de caracterización del árido se presentan en el ANEXO D.

Tabla 4. Tamaños de granulometría seleccionada. Fuente: Los Autores (2019)

Tamaños seleccionados		
# Fracción	Tamaño	Porosidad
1	1 1/2" - 1"	0.34
2	1" - 3/4 "	0.35
3	3/4 " - 1/2 "	0.36



No se ha considerado tamaños menores a $\frac{1}{2}$ " por cuanto se presenta pre filtración en el lecho y la colmatación del mismo no permite realizar carreras de mayor duración.

Para la separación de cada una de las granulometrías se colocó una placa de acrílico con agujeros que permita el paso del agua. Figura 8.



Figura 8. Placa de acrílico para separar las granulometrías. Fuente: Los Autores (2019)

La Figura 9, muestra la estructura construida.



Figura 9. Floculador por lecho poroso. Fuente: Los Autores (2019)



3.4. Criterios de diseño de la planta piloto

Una vez caracterizado el árido, se seleccionó los tamaños de granulometrías a usar que se muestran en la Tabla 4. Se calculó los criterios de dimensionamiento del lecho poroso que se presentan a continuación:

3.4.1. Tiempo de retención teórico

$$Tr = \frac{L}{Vr} \quad \text{Ecuación 23}$$

$$Vr = \frac{VA}{P} \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde:

Tr= tiempo de retención (s)

L= longitud del lecho poroso (m)

Vr= velocidad real del flujo a través del lecho poroso (cm/s)

VA= velocidad del flujo a través del lecho de la sección transversal del floculador (sin tener en cuenta la grava)

P= porosidad del lecho

Además, se realizaron los ensayos de trazadores para determinar el tiempo de retención real en el modelo.

3.4.2. Gradiente de velocidad.

En un floculador de medio granular se puede calculó usando la teoría desarrollada por Camp-Stein (Ecuación 2) en función de las características del lecho.

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu * V}} \quad \text{Ecuación 25}$$

$$G = \sqrt{\frac{g * v * J}{\gamma * P}} \quad \text{Ecuación 26}$$



Donde:

V= volumen de mezcla m³
G= gradiente s-1
v= velocidad cm/s
 γ = viscosidad cinemática cm²/s
J= pérdida de carga
P=porosidad

Para determinar la pérdida de carga se empleó la ecuación de Forchheimer, la cual tiene en cuenta los parámetros a y b que dependen de las características granulométricas del lecho.

$$J = a * v + b * v^2 \quad \text{Ecuación 27}$$

$$a = \frac{0.162 * (1 - P^3) * \gamma}{\emptyset^2 * D^2 * P^3} \quad \text{Ecuación 28}$$

$$b = \frac{0.018 * (1 - P)}{\emptyset * D * P^3} \quad \text{Ecuación 29}$$

Donde:

a=s/cm
b= s²/cm²
P= porosidad
 γ = viscosidad cinemática mm²/s
D= diámetro nominal (mm)
 \emptyset = factor forma del material

El diámetro nominal es el tamaño de nuestro material, escogido en la granulometría realizada anteriormente. ANEXO D.

Para el factor forma se consideró un material redondeado, obteniendo un valor de 0.98 según la bibliografía (CANEPA, 2004)

La porosidad se ha obtenido mediante la siguiente ecuación.



$$P = \frac{e}{1 + e}$$

Ecuación 30

Donde:

e= relación de vacíos obtenida en ensayos de caracterización de árido.

La relación de vacíos se determinó en base a las características obtenidas en los ensayos de densidad aparente y real del árido. ANEXO D.

3.4.3. Constante de Camp, Gt

$$Gt = G * t$$

Ecuación 31

Donde:

G= gradiente de velocidad (s⁻¹)

t= tiempo de retención (s)

En la Tabla 5 y en la Tabla 6 se presentan los cálculos de diseño del lecho poroso.

Tabla 5. Cálculos de diseño de lechos porosos. Fuente: Los Autores (2019)

Q=0.1 l/s V= 0.15 cm/s				Q=0.26 l/s V= 0.39 cm/s				Q=0.34 l/s V= 0.50 cm/s			
Gradiente de Velocidad G (s-1)				Gradiente de Velocidad G (s-1)				Gradiente de Velocidad G (s-1)			
Lecho	3/4 " - 1/2 "	1" - 3/4 "	3/4 " - 1/2 "	Lecho	3/4 " - 1/2 "	1" - 3/4 "	3/4 " - 1/2 "	Lecho	3/4 " - 1/2 "	1" - 3/4 "	3/4 " - 1/2 "
diámetro nominal	19.05	25.4	38.1	diámetro nominal	19.05	25.4	38.1	diámetro nominal	19.05	25.4	38.1
e (relación de vacíos)	0.51	0.54	0.537	e (relación de vacíos)	0.51	0.54	0.537	e (relación de vacíos)	0.51	0.54	0.537
P (porosidad)	0.34	0.35	0.36	P (porosidad)	0.34	0.35	0.36	P (porosidad)	0.34	0.35	0.36
a s/cm	0.0039	0.0019	0.0007	a s/cm	0.0039	0.0019	0.0007	a s/cm	0.0039	0.0019	0.0007
b s ² /cm ²	0.0164	0.0109	0.0066	b s ² /cm ²	0.0164	0.0109	0.0066	b s ² /cm ²	0.0164	0.0109	0.0066
J	0.0010	0.0005	0.0003	J	0.0040	0.0024	0.0013	J	0.0062	0.0038	0.0021
Perdidas(m)	0.0006	0.0003	0.0002	Perdidas(m)	0.0024	0.0014	0.0008	Perdidas(m)	0.0037	0.0023	0.0012
G (s-1)	6.02	4.39	3.04	G (s-1)	19.89	15.05	10.92	G (s-1)	28.37	21.67	15.90
Tiempo de Retención Tr (s)				Tiempo de Retención Tr (s)				Tiempo de Retención Tr (s)			
Vreal	0.44	0.43	0.41	Vreal	1.15	1.11	1.08	Vreal	1.50	1.45	1.41
Tr (s)	136.06	140.89	144.65	Tr (s)	52.33	54.19	55.63	Tr (s)	40.02	41.44	42.54



Tabla 6. Cálculos de diseño de lechos porosos. Fuente: Los Autores (2019)

Q=0.46 l/s V= 0.70 cm/s				Q=0.51 l/s V= 0.76 cm/s				Q=0.66 l/s V= 0.98 cm/s			
Gradiente de Velocidad G (s-1)				Gradiente de Velocidad G (s-1)				Gradiente de Velocidad G (s-1)			
Lecho	3/4 " - 1/2 "	1" - 3/4 "	3/4 " - 1/2 "	Lecho	3/4 " - 1/2 "	1" - 3/4 "	3/4 " - 1/2 "	Lecho	3/4 " - 1/2 "	1" - 3/4 "	3/4 " - 1/2 "
diámetro nominal	19.05	25.4	38.1	diámetro nominal	19.05	25.4	38.1	diámetro nominal	19.05	25.4	38.1
e (relación de vacíos)	0.51	0.54	0.537	e (relación de vacíos)	0.51	0.54	0.537	e (relación de vacíos)	0.51	0.54	0.537
P (porosidad)	0.34	0.35	0.36	P (porosidad)	0.34	0.35	0.36	P (porosidad)	0.34	0.35	0.36
a s/cm	0.0039	0.0019	0.0007	a s/cm	0.0039	0.0019	0.0007	a s/cm	0.0039	0.0019	0.0007
b s2/cm2	0.0164	0.0109	0.0066	b s2/cm2	0.0164	0.0109	0.0066	b s2/cm2	0.0164	0.0109	0.0066
J	0.0109	0.0067	0.0038	J	0.0125	0.0078	0.0044	J	0.0198	0.0124	0.0072
Perdidas(m)	0.0065	0.0040	0.0023	Perdidas(m)	0.0075	0.0047	0.0026	Perdidas(m)	0.0119	0.0075	0.0043
G (s-1)	44.01	33.95	25.18	G (s-1)	49.25	38.08	28.31	G (s-1)	70.50	54.86	41.06
Tiempo de Retención Tr (s)				Tiempo de Retención Tr (s)				Tiempo de Retención Tr (s)			
Vreal	2.07	2.0	1.95	Vreal	2.25	2.17	2.12	Vreal	2.91	2.81	2.74
Tr (s)	28.95	29.98	30.78	Tr (s)	26.68	27.63	28.36	Tr (s)	20.61	21.35	21.92

3.4.4. Dosis óptima de coagulante y polímero

La determinación de la dosis óptima del coagulante y del polímero se realizó mediante un ensayo de jarras.

Para una buena coagulación se debe alimentar al agua la dosis óptima de coagulante y promover una gran agitación para que se mezcle íntimamente con ella; la dosis óptima variará dependiendo de la naturaleza de agua cruda y de su composición en general. El ensayo en laboratorio denominado “la prueba de jarra” es usado generalmente para la determinación de la dosis óptima. Este ensayo consiste en colocar una serie de muestras en un agitador múltiple especial y ensayar un rango de dosis de coagulante que se selecciona dependiendo de las características del agua cruda; en la mayoría de los ensayos realizados en esta investigación se ha empleado un rango de dosis de 10, 20, 30, 40 y 50 mg/l; se agita la mezcla fuertemente por aproximadamente un minuto; luego viene una agitación suave para permitir la aglomeración de las partículas, por un tiempo que depende de la calidad de agua a tratar; en la mayoría de los casos el tiempo de floculación no es mayor a 30 minutos; luego viene la sedimentación de los flóculos formados los cuales se asentarán rápidamente si son pesados o lo harán en tiempos mayores si son muy livianos, pero normalmente a los 30 minutos se puede conseguir la sedimentación de la mayor parte de los flóculos formados; posteriormente se toman muestras del agua sedimentada y se mide el color y la turbiedad residual y se selecciona como dosis óptima aquella que deje el menor color y la menor turbiedad. Para la determinación de dosis óptima de polímero se realiza el mismo ensayo, pero adicionando un de rango de dosis de polímero a las muestras que contienen la misma dosis de coagulante (dosis óptima).

Luego de los ensayos de jarras en condiciones convencionales es decir una mezcla rápida a 300 rpm durante un minuto, mezcla lenta a 45 rpm durante 15 minutos y una sedimentación de 20 minutos correspondientes para cada calidad de agua, se obtienen las siguientes dosis de coagulantes presentados en la Tabla 7.

Tabla 7. Dosis optima de coagulante óptima. Fuente: Los Autores (2019)

Calidad de agua	Dosis óptima de coagulante (mg/l)
Rio Tarqui	40
Rio Yanuncay	50
Rio Machángara	15
Rio Tomebamba	40



Una vez determinadas las dosis óptimas en los ensayos de jarras en el laboratorio, se determinó el caudal q que debe dosificarse desde una bomba peristáltica (la cual debe calibrarse previamente), usando la siguiente ecuación.

$$q \text{ (cc/min)} = \frac{Q * D * 60}{10 * C} \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde:

Q =caudal del ensayo (l/s)

C =concentración (coagulante al 1% y polímero al 0.05%)

D =dosis óptima (mg/l)

Para el caso de la dosis óptima del polímero se realiza el ensayo de jarras correspondiente y se utiliza 0.75 mg/l para todas las calidades de agua.

3.4.5. Dimensionamiento de tuberías de conducción

Para este dimensionamiento se utilizó la ecuación de la energía:

$$z_1 + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{19.6} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v^2}{19.6} + h_l + h_f \quad \text{Ecuación 33}$$

El cálculo se ha realizado entre los puntos uno y dos indicados en la Figura 10.

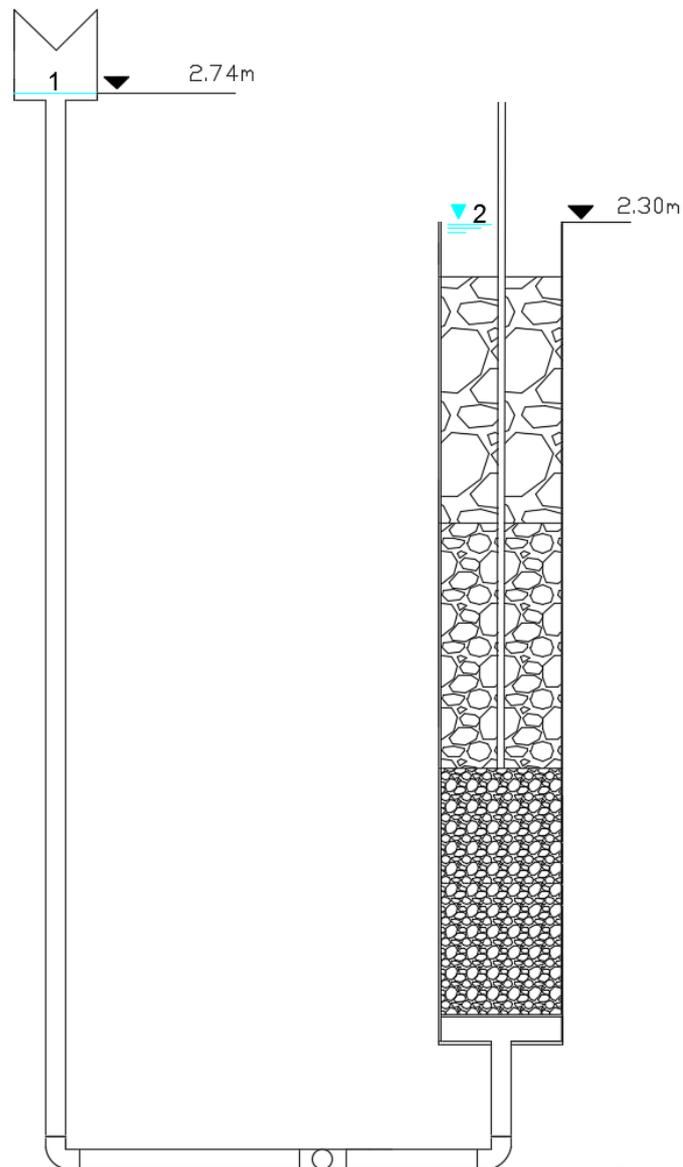


Figura 10. Dimensionamiento de tubería. Fuente: Los Autores (2019)

Se ha determinado pérdidas locales debidas a los accesorios y pérdidas por fricción considerando la ecuación de Hazen-Williams.

$$h_f = \frac{10.67 * Q^{1.852} * L}{C^{1.852} * D^{4.87}}$$

Ecuación 34

Donde:

$$C=140$$



$$L = 4.1 \text{ m}$$

Debido a que en este trabajo de experimentación se trabaja con diferentes caudales en un rango de 0.26 l/s a 0.66 l/s, se realizó el dimensionamiento para el mayor caudal que implica mayores pérdidas.

En el ANEXO F se presenta la memoria de cálculo de la tubería.

3.5. Calibración de la unidad piloto

Una vez que se ha ensamblado la planta piloto se procedió a realizar ensayos de calibración del modelo, usando agua de la red pública.

Se observó que cuando el agua llega al tanque de mezcla rápida lo hace a gran velocidad chocando contra la pared frontal por lo que se desborda del tanque; para solucionar este problema se colocó grava para que a manera de colchón amortigüe este impacto.

Se observó que, en la salida del tanque de mezcla rápida hacia la columna de floculación, ingresa aire al sistema por lo que se ha decidido colocar un aireador en la parte inferior como se indica en la Figura 11.

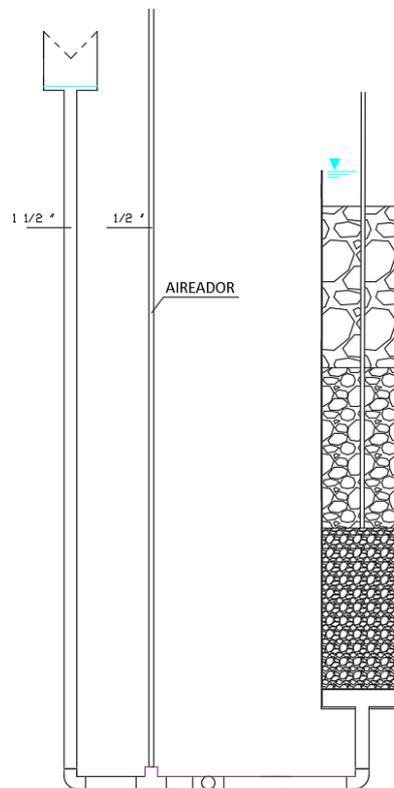


Figura 11. Esquema de aireador en la unidad piloto. Fuente: Los Autores (2019)



Una vez que se ha colocado el aireador se observó que para caudales menores a 0.34 l/s no es necesario, pero para caudales superiores a este valor se observó como el aire atrapado en la tubería del sistema expulsa un poco de agua.

Se procedió a la calibración de caudales con la columna de floculación vacía; para ello se marca la columna cada 15 cm y se toman los respectivos tiempos para cada marca. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8. Ensayos para la calibración de la unidad piloto. Fuente: Los Autores (2019)

Ensayo 1			Ensayo 2			Ensayo 3			Promedio				
Tiempos (s)	Q (m3/s)	V (cm/s)	Tiempos (s)	Q (m3/s)	V (cm/s)	Tiempos (s)	Q (m3/s)	V (cm/s)	Q promedio (m3/s)	V promedio (cm/s)			
15.21	14.85	0.00067	0.998	14.90	14.05	0.00069	1.036	13.13	15.30	0.00071	10.552	0.00069	4.196
15.23	15.50	0.00065	0.976	15.99	16.32	0.00062	0.929	15.61	15.87	0.00064	9.530	0.00064	3.812
15.66	13.86	0.00068	1.016	14.86	15.57	0.00066	0.986	15.47	14.90	0.00066	9.878	0.00067	3.960
14.90	16.70	0.00064	0.949	15.41	15.19	0.00066	0.980	14.17	14.97	0.00069	10.295	0.00066	4.075
16.00	15.77	0.00063	0.944	15.26	15.32	0.00066	0.981	16.33	16.01	0.00062	9.276	0.00064	3.734
17.00	17.07	0.00059	0.881	16.44	16.37	0.00061	0.914	15.69	15.38	0.00065	9.656	0.00062	3.817
15.00	15.64	0.00066	0.979	15.33	15.36	0.00065	0.978	16.26	16.37	0.00062	9.194	0.00064	3.717
19.00	18.09	0.00054	0.809	17.09	16.98	0.00059	0.881	16.12	16.63	0.00061	9.160	0.00058	3.617
16.81	16.93	0.00060	0.889	17.44	17.27	0.00058	0.864	17.71	16.77	0.00058	8.701	0.00059	3.485
14.21	14.02	0.00071	1.063	17.23	17.24	0.00058	0.870	16.40	15.60	0.00063	9.375	0.00064	3.769
	0.00064	0.950				0.00063	0.942			0.00064	9.562	0.00064	3.818

Luego, se seleccionó el agua del río Tarqui para calibrar el modelo por lo que se realizaron varios ensayos de jarras para determinar la dosis óptima de coagulante y polímero. Estas condiciones fueron replicadas en la unidad piloto.

3.6. Pre experimentación

En la fase de pre experimentación en el laboratorio y en la unidad piloto permitieron establecer las condiciones hidráulicas adecuadas para el lecho poroso, las dosis óptimas de coagulante y polímero que se colocan en la planta piloto. Se estableció la forma adecuada de la toma de muestra de agua luego del tiempo de sedimentación estableciendo una cámara de sedimentación la parte superior del tubo floculador que no contiene grava.

3.7. Fase experimental

Para la fase experimental se ha seleccionado un rango de velocidades entre 0.149 cm/s a 0.986 cm/s, es decir para cada calidad de agua se realizó 5 corridas en la planta piloto con diferentes velocidades dentro del rango indicado.



En la Tabla 9 se presentan los gradientes de velocidad, velocidades utilizadas y la constante de Camp para esta experimentación, entendiéndose que el gradiente de velocidad cambia en función del caudal y el lecho. Como se puede observar a mayor velocidad mayor gradiente de velocidad y a menor tamaño de árido mayor gradiente.

Tabla 9. Condiciones ensayadas de gradientes hidráulicos para diferentes velocidades. Fuente: Los Autores (2019)

Según la bibliografía revisada para floculadores hidráulicos se recomienda límites máximos de 75 s⁻¹ en la entrada y 10 s⁻¹ en la salida del floculador, por lo que no se considera el caudal de 0.1 l/s ya que los gradientes calculados son menores 10 s⁻¹.

Se procede a la caracterización física química del agua cruda y a la determinación de la dosis óptima de coagulante mediante el ensayo de jarras usando el equipo VELP SCIENTIFICA. Para la medición del color y la turbiedad se usó el Turbidímetro-Colorímetro HACH 2100AN; para la medición del pH, el Potenciómetro marca HORIBA, y las concentraciones de taninos, ligninas, hierro y manganeso por espectrofotometría.

Una vez determinada la dosis óptima para cada muestra de agua, ésta se reproduce en el modelo, pero incrementando unos 10 mg/l para optimizar el proceso; (esto se dedujo de los ensayos de la pre experimentación). Para los ensayos experimentales en el modelo se aplican las siguientes dosis: para el río Tarqui 50 mg/l, para el río Yanuncay 50 mg/l, para el río Machángara de 20 mg/l y para el río Tomebamba de 45 mg/l.

Para evaluar el proceso de floculación se toman muestras a la salida de cada lecho, considerando los períodos de retención respectivos y se mide instantáneamente la turbiedad. Se deja sedimentar una hora y nuevamente se hacen mediciones de color y turbiedad del agua sedimentada, y del agua filtrada (centrifugada en Megafuge 8).

En la Figura 12 se indica los puntos donde se toman las muestras de cada ensayo.

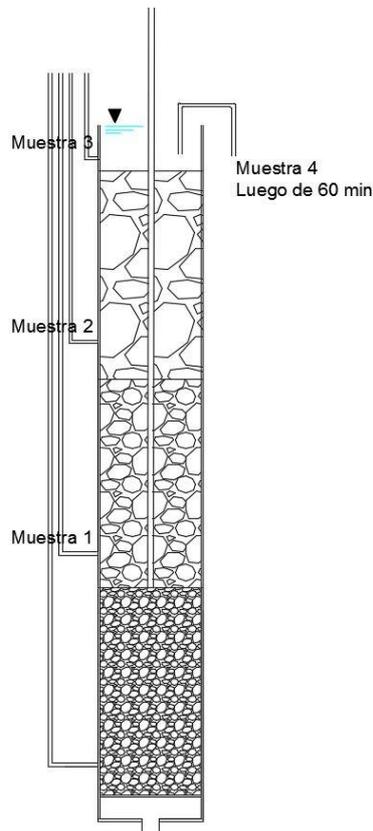


Figura 12. Punto de aforo de muestra. Fuente: Los Autores (2019)

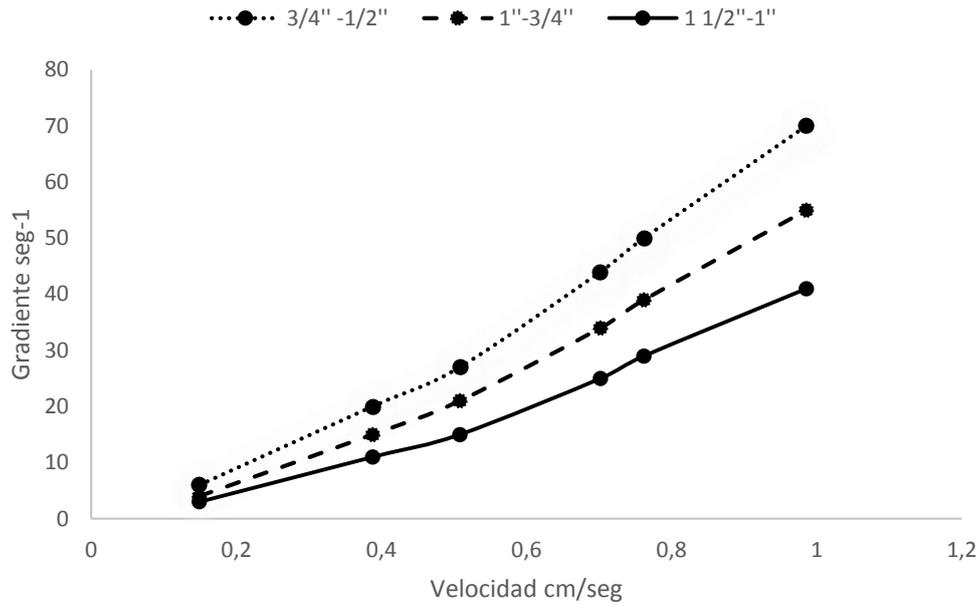
CAPITULO IV. DISCUSION Y RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en los ensayos experimentales en la unidad piloto.

4.1. Gradientes de velocidad

En la Gráfica 1 se observan las velocidades frontales de cada ensayo versus gradientes de velocidad para cada lecho; se deduce que a mayor velocidad mayor gradiente de velocidad y que a mayor diámetro de árido menor gradiente de velocidad.

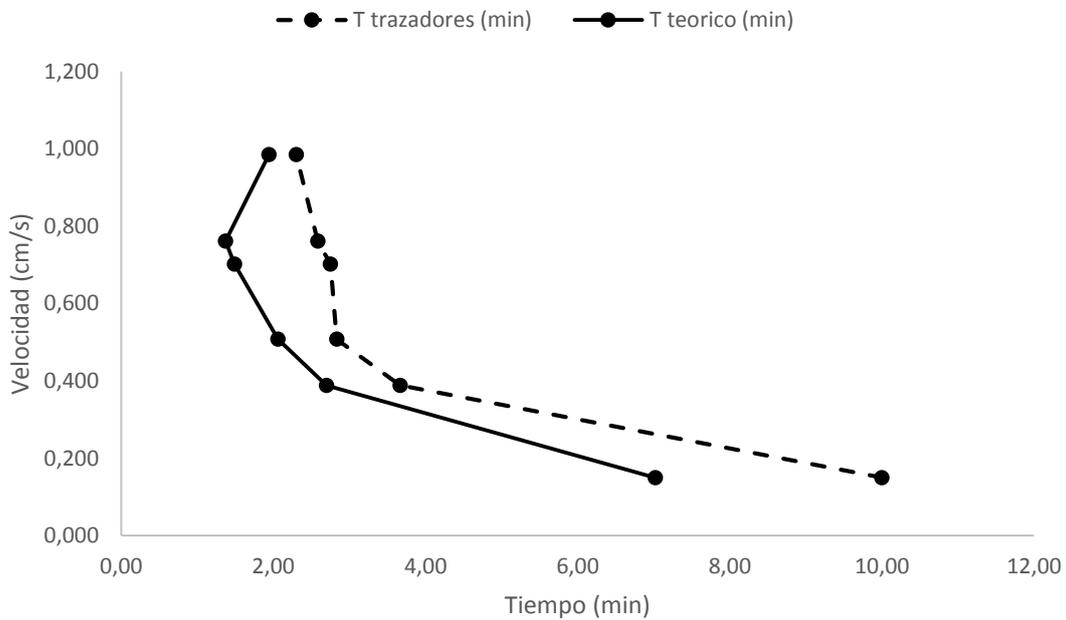
Gráfico 1. Relación entre velocidad (cm/s) y gradiente (s⁻¹) para cada lecho. Fuente: Los Autores (2019)



4.2. Tiempos de Retención

Los resultados de los ensayos de trazadores (salinos) y los tiempos teóricos calculados se presentan en la Gráfica 2. En la correlación entre velocidad y tiempos de retención, se observó que a menor velocidad frontal mayor el tiempo de retención en el lecho poroso.

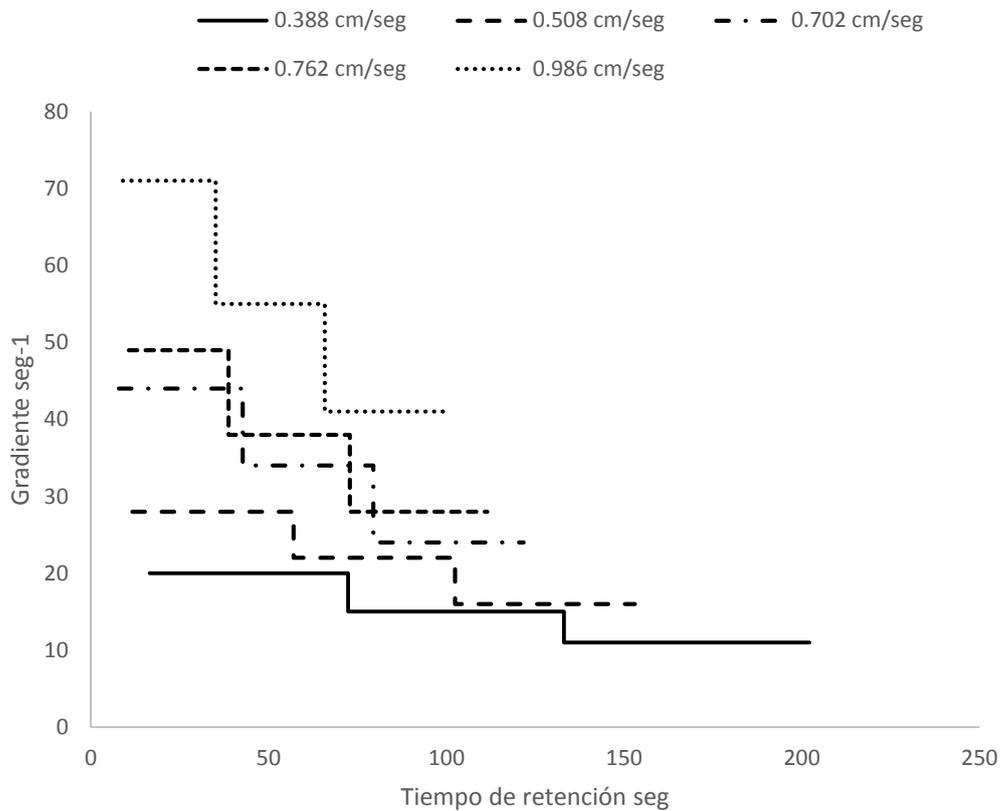
Gráfico 2. Correlación caudal –tiempos de retención. Fuente: Los Autores (2019)





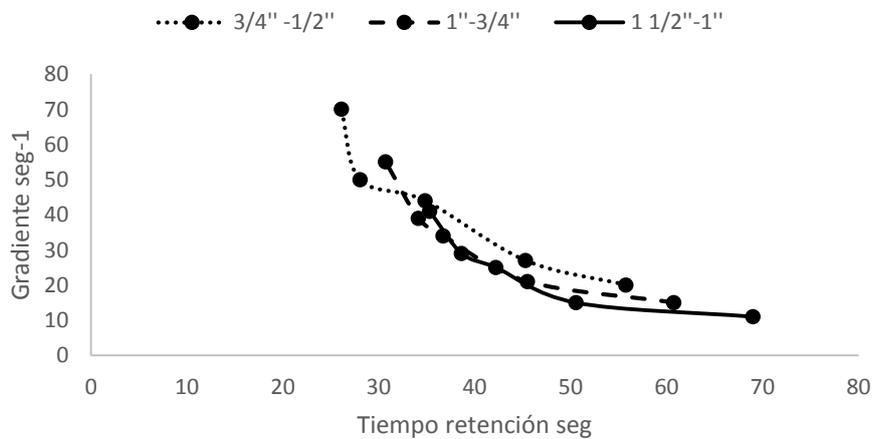
En el grafico 3, se presentan para cada velocidad ensayada, los tiempos de retención que corresponden a cada lecho poroso.

Gráfico 3. Gradiente de velocidad s-1 respecto al tiempo de retención. Fuente: Los Autores (2019)



En la grafica 4 se presentan los gradientes de velocidad que se han trabajado respecto a los tiempos de retención necesarios para garantizar dichos gradientes.

Gráfico 4. Relacion entre tiempo de retencion (s) y gradiente s-1





4.3. Remoción del Color y Turbiedad

4.3.1. Ensayo 1. Agua del Río Tarqui

La Tabla 10 muestra las condiciones iniciales del agua cruda, y en la Tabla 11 se presentan los resultados; se ensayaron 5 caudales.

Tabla 10. Condiciones iniciales ensayo 1. Río Tarqui. Fuente: Los Autores (2019)

Condiciones iniciales		
Turbiedad	7,97	NTU
Color Aparente	92	UC
Color Real	70	UC
Conductividad	111,8	uS/cm
Alcalinidad	45,8	mg/l (CaCO ₃)
pH	7,16	
Fe	0,30	ppm
Mn	0,1	ppm
Taninos y Ligninas	1.4	ppm

Tabla 11. Resultados ensayo 1. Río Tarqui. Fuente: Los Autores (2019)

Velocidad (cm/seg)	Características del agua sedimentada		Características del agua filtrada	
	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU
0,388	44	3,93	18	0,76
0,508	38	4,05	12	0,66
0,702	19	3,86	12	0,83
0,762	41	3,73	18	0,88
0,986	40	4,6	8	0,72

La Tabla 12 muestra las características del agua tratada.

Tabla 12. Resultados agua sedimentada y filtrada ensayo 1. Río Tarqui. Fuente: Los Autores (2019)

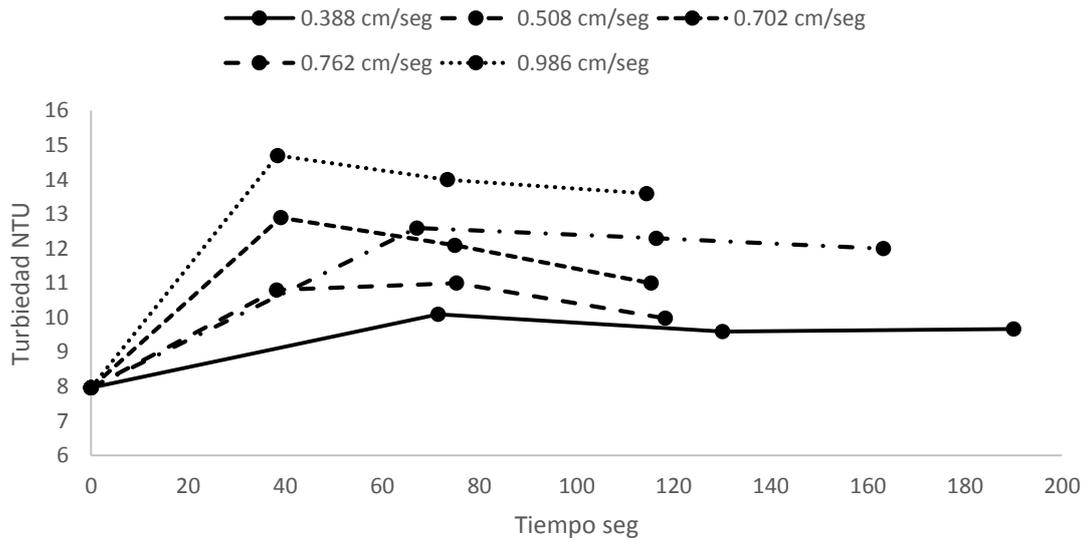
4.3.1.1. Análisis de los resultados en cada lecho durante el ensayo

En la Gráfica 5 se observa que en el primer lecho la turbiedad se incrementa respecto a la turbiedad inicial, en todo el rango de velocidades ensayadas, denotando la formación de flóculos.



Caudal (l/s)	Velocidad (cm/s)	Tiempo sedimentación (min)	# Lecho	Turbiedad (NTU)	Tiempo de Ensayo en cada lecho (seg)
0,26	0,388	0	1	10,1	14.38
			2	9,6	57.11
			3	9,67	58.55
0,34	0,508	0	1	12,6	12.8
			2	12,3	54.3
			3	12	49.3
0,47	0,702	0	1	12,9	8.04
			2	12,1	31.03
			3	11	35.85
0,51	0,762	0	1	10,8	8.2
			2	11	30.05
			3	9,98	37
0,66	0,986	0	1	14,7	8
			2	14	30.4
			3	13,6	35

Gráfico 5. Tiempo vs. turbiedad de cada lecho ensayo 1. Rio Tarqui. Fuente: Los Autores (2019)



4.3.1.2. Porcentaje de remoción final de color y turbiedad

En la Tabla 13 se presentan los valores y porcentajes de remoción de color y turbiedad del agua sedimentada y de color y turbiedad de la muestra filtrada.

Tabla 13. Porcentaje de remoción de color y turbiedad muestra sedimentada 60 min. Ensayo 1. Río Tarqui. Fuente: Los Autores (2019)

Velocidad (cm/seg)	Características del agua cruda		Características del agua sedimentada		Características del agua filtrada		% de remoción agua sedimentada		% de remoción agua filtrada	
	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU
0,388	70	7,97	44	3,93	18	0,76	37,14	50,69	74,29	90,46
0,508			38	4,05	12	0,66	45,71	49,18	82,86	91,72
0,702			19	3,86	12	0,83	72,86	51,57	82,86	89,59
0,762			41	3,73	18	0,88	41,43	53,20	74,29	88,96
0,986			40	4,6	8	0,72	42,86	42,28	88,57	90,97

En la Tabla 13 se observa que existe mayor porcentaje de remoción de color para la velocidad de 0.702 cm/s, de turbiedad para la velocidad de 0.762 cm/s para el agua sedimentada y mayor porcentaje de remoción de remoción de color para la velocidad de 0.986 cm/s y para la turbiedad de para la velocidad de 0.508 cm/s para el agua.

La Gráfica 6 indican los valores de color menores a 20 CU en el agua sedimentada por 60 minutos y filtrada; y en la Gráfica 7 se obtienen valores de turbiedad menores a 0.88 NTU por lo que se cumplen los requisitos de calidad establecidos en la normativa INEN 1108 (2014) para agua destinada a consumo humano.



Gráfico 6. Relación entre color de agua cruda, agua sedimentada y agua filtrada Ensayo 1. Río Tarqui. Fuente: Los Autores (2019)

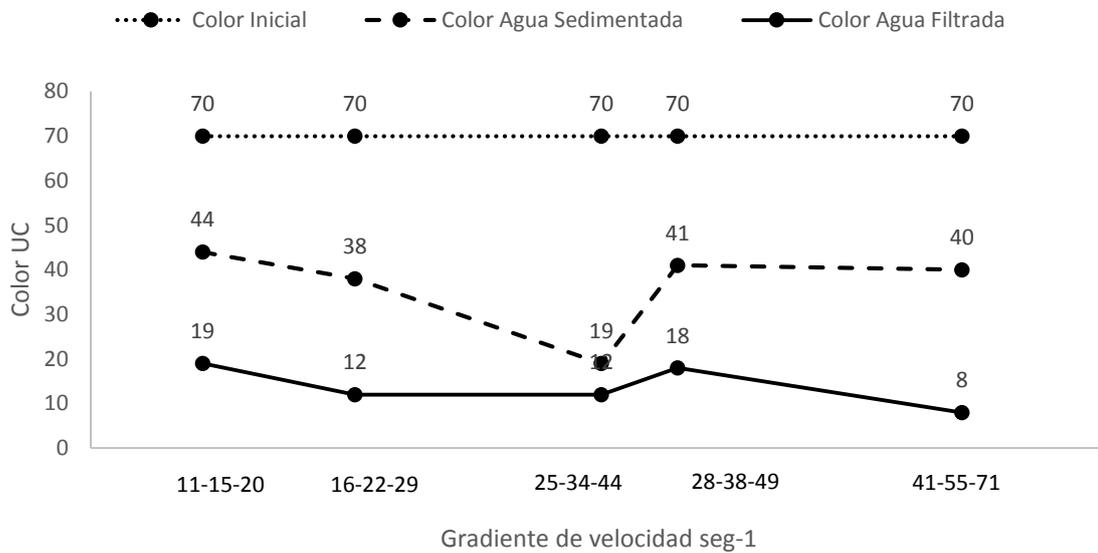
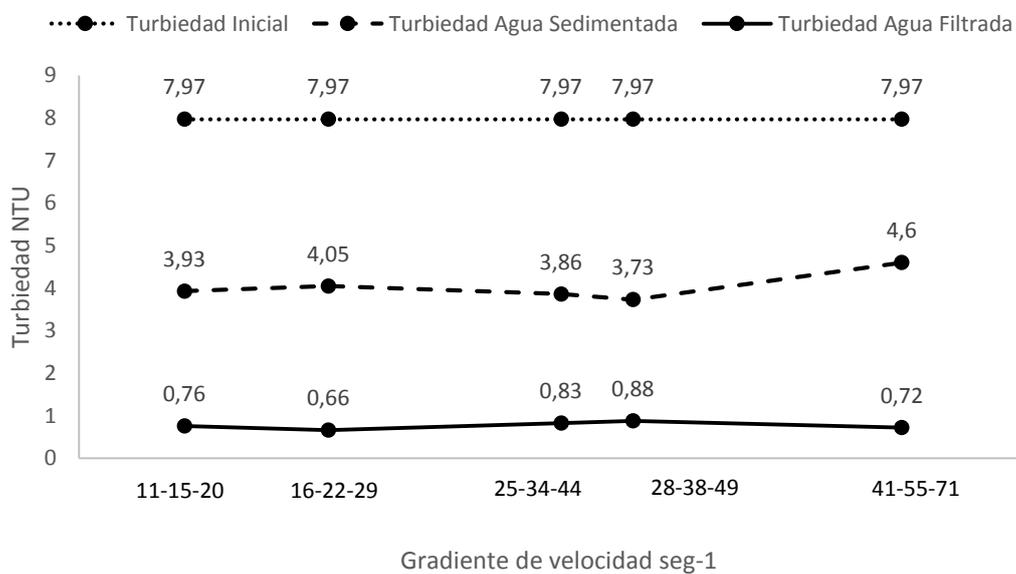


Gráfico 7. Relación entre turbiedad de agua cruda, agua sedimentada y agua filtrada Ensayo 1 Río Tarqui. Fuente: Los Autores (2019)



4.3.2. Ensayo 2. Agua del Río Yanuncay



La Tabla 14 muestra las condiciones del agua cruda y la Tabla 15 los resultados de los ensayos, con 5 caudales para esta muestra.

Tabla 14. Condiciones iniciales Ensayo 2. Río Yanuncay. Fuente: Los Autores (2019)

Condiciones iniciales		
Turbiedad	2,08	NTU
Color Aparente	43	UC
Color Real	35	UC
Conductividad	83.8	uS/cm
Alcalinidad	34,2	mg/l (CaCO ₃)
pH	7,5	
Fe	0,1	ppm
Mn	0,1	ppm
Taninos y Ligninas	2,3	ppm

Tabla 15. Resultados ensayo 2. Río Yanuncay. Fuente: Los Autores (2019)

Caudal (l/s)	Velocidad (cm/s)	Tiempo sedimentación (min)	# Lecho	Turbiedad (NTU)	Tiempo de Ensayo en cada lecho (seg)
0,26	0,388	0	1	5,11	12.09
			2	4,32	59.9
			3	4,44	65.7
0,34	0,508	0	1	4,62	10,23
			2	4,48	42,98
			3	4,56	46,48
0,47	0,702	0	1	4,99	11,25
			2	4,61	31,78
			3	4,74	38,76
0,51	0,762	0	1	4,58	8,58
			2	4,67	30,6
			3	4,29	34,34
0,66	0,986	0	1	8,2	10.66
			2	6,06	29.8
			3	6,46	31.5

La Tabla 16 muestra las características del agua tratada.

Tabla 16. Resultados agua sedimentada y filtrada ensayo 2. Río Yanuncay. Fuente: Los Autores (2019)

Velocidad (cm/seg)	Características del agua sedimentada		Características del agua filtrada	
	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU

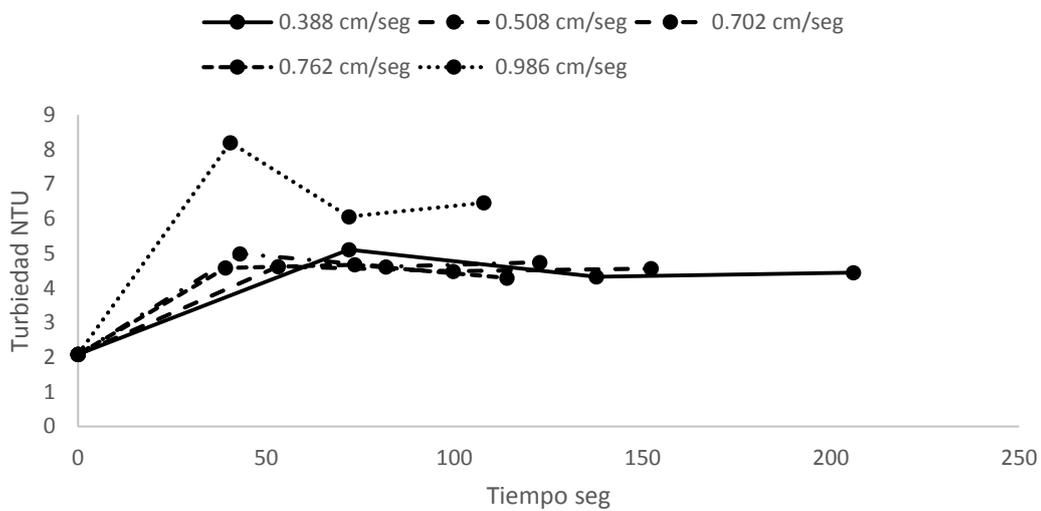


0,388	48	4,82	9	0,649
0,508	53	4,59	2	0,695
0,702	47	4,82	10	0,816
0,762	50	4,68	15	0,745
0,986	50	5,36	11	0,725

4.3.2.1. Análisis de los resultados en cada lecho durante el ensayo

En la Gráfica 8. la turbiedad aumenta en el transcurso del tiempo con respecto a la turbiedad inicial, lo que significa una respuesta favorable para la floculación

Gráfico 8. Tiempo de ensayo vs turbiedad de cada lecho ensayo 2. Río Yanuncay. Fuente: Los Autores (2019)



4.3.2.2. Porcentaje de remoción final de color y turbiedad

En la Tabla 17 se presentan los valores y porcentajes de remoción de color y turbiedad del agua sedimentada, y de turbiedad y color de la muestra filtrada.



Tabla 17. Porcentaje de remoción de color y turbiedad muestra sedimentada 60 min ensayo 2. Río Yanuncay. Fuente: Los Autores (2019)

Velocidad (cm/seg)	Características del agua cruda		Características del agua sedimentada		Características del agua filtrada		% de remoción agua sedimentada		% de remoción agua filtrada	
	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU
0,388			48	4,82	9	0,649	0	0	79,07	68,80
0,508			53	4,59	2	0,695	0	0	95,35	66,59
0,702	43	2,08	47	4,82	10	0,816	0	0	76,74	60,77
0,762			50	4,68	15	0,745	0	0	65,12	64,18
0,986			50	5,36	11	0,725	0	0	74,42	65,14

Se observa mayor remoción de color en la velocidad de 0.508 cm/s y de turbiedad en la velocidad de 0.388 cm/s para el agua filtrada.

Como se observa en la Gráfica 9 se obtienen valores de color menores a 15 CU en el agua después de una sedimentación de 60 minutos y centrifugada; y la Gráfica 10 muestra valores de turbiedad menores a 0.816 NTU. Los parámetros de color y turbiedad finales de este ensayo cumplen con la normativa INEN (2014) para agua destinada a consumo humano.

Gráfico 9. Relación entre color de agua cruda, agua sedimentada y agua filtrada ensayo 2. Río Yanuncay. Fuente: Los Autores (2019)

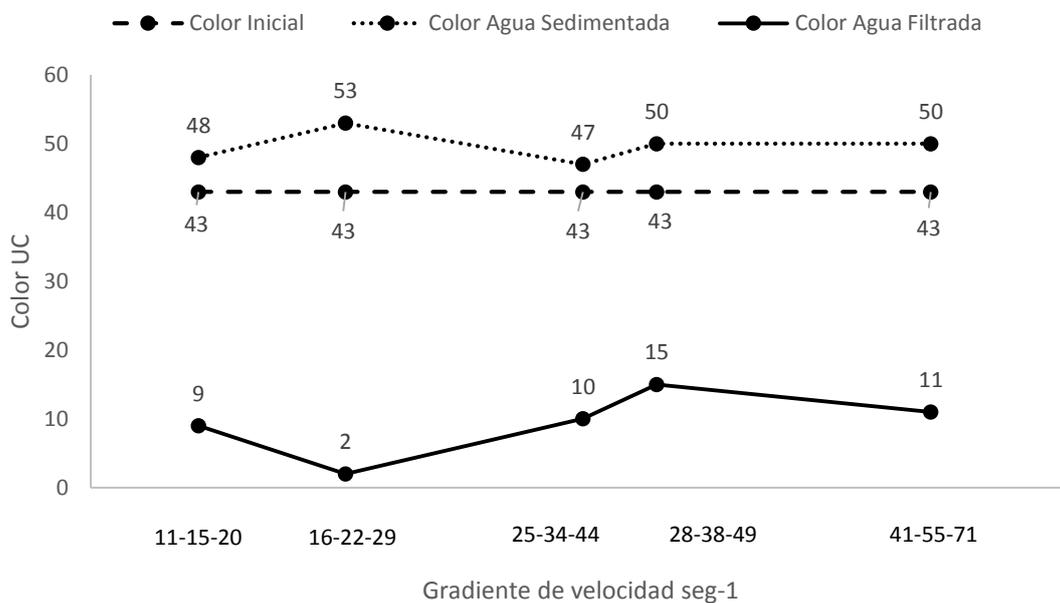
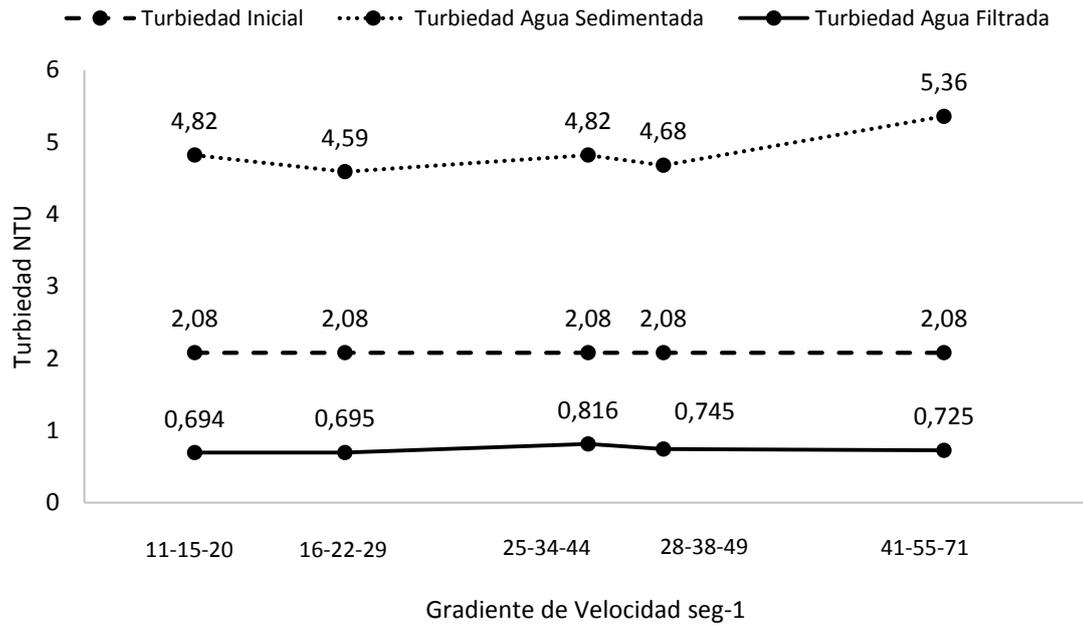


Gráfico 10. Relación entre turbiedad de agua cruda, agua sedimentada y agua filtrada ensayo 2. Río Yanuncay. Fuente: Los Autores (2019)



4.3.3. Ensayo 3. Agua del Río Machángara

La Tabla 18 muestra las condiciones del agua cruda, y la Tabla 19 los resultados de los ensayos con 5 caudales.

Este río presenta mayor turbiedad que los ríos Yanuncay y Tarqui.

Tabla 18. Condiciones iniciales ensayo 3. Río Machángara. Fuente: Los Autores (2019)

Condiciones iniciales		
Turbiedad	15,1	NTU
Color Aparente	85	CU
Color Real	37	CU
Conductividad	104,7	uS/cm
Alcalinidad	40,4	mg/l (CaCO ₃)
pH	6,892	
Fe	0,26	ppm
Mn	0,2	ppm
Taninos y Ligninas	1,7	ppm



Tabla 19. Resultados ensayo 3 Río Machángara. Fuente: Los Autores (2019)

Caudal (l/s)	Velocidad (cm/s)	Tiempo sedimentación (min)	# Lecho	Turbiedad (NTU)	Tiempo de Ensayo en cada lecho (seg)
0,26	0,388	0	1	8,71	12,42
			2	7,97	59,01
			3	8,43	60,11
0,34	0,508	0	1	9,43	11,31
			2	9,3	45,47
			3	9,37	42,79
0,47	0,702	0	1	10	11,29
			2	9,51	36,72
			3	9,43	37,61
0,51	0,762	0	1	8,89	10,57
			2	7,96	28,52
			3	8,5	32,19
0,66	0,986	0	1	7,97	2,69
			2	7,8	24,38
			3	7,48	28,54

La Tabla 20 muestra las características del agua tratada

Tabla 20. Resultados agua sedimentada y filtrada ensayo 3. Río Machángara. Fuente: Los Autores (2019)

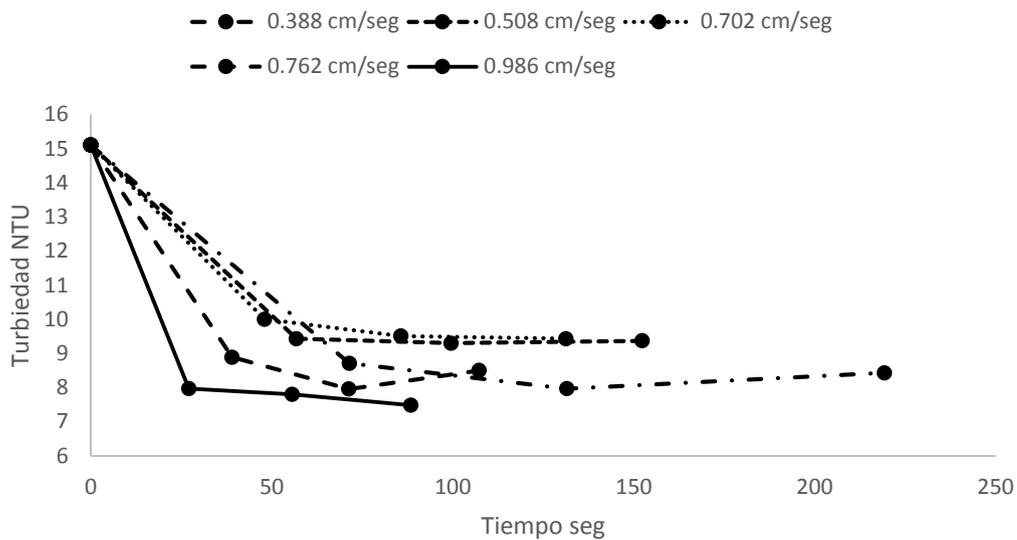
Velocidad (cm/seg)	Características del agua sedimentada		Características del agua filtrada	
	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU
0,388	63	8,75	10	0,895
0,508	77	9,87	15	0,597
0,702	72	8,82	20	1,16
0,762	51	7,161	18	0,91
0,986	36	4,48	13	0,7

4.3.3.1. Análisis de los resultados en cada lecho durante el ensayo

En la Gráfica 11 se observa que la turbiedad disminuye y en todos los rangos de velocidades ensayados lo hace con la misma tendencia. Este resultado inicial es contrario al presentado en el río Tarqui y Yanuncay en donde la turbiedad se incrementó en el transcurso del ensayo.



Gráfico 11. Tiempo de ensayo vs turbiedad de cada lecho ensayo 3. Río Machángara. Fuente: Los Autores (2019)



4.3.3.2. Porcentaje de remoción final de color y turbiedad

En la Tabla 21 se presentan los valores y porcentajes de remoción de color y turbiedad en el agua sedimentada y de color y turbiedad del agua filtrada.

Tabla 21. Porcentaje de remoción de color y turbiedad muestra sedimentada 60 min ensayo 2. Río Machángara. Fuente: Los Autores (2019)

Velocidad (cm/seg)	Características del agua cruda		Características del agua sedimentada		Características del agua filtrada		% de remoción agua sedimentada		% de remoción agua filtrada	
	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU
0,388			63	8,75	10	0,895	25,88	42,05	88,24	94,07
0,508			77	9,87	15	0,597	9,41	34,64	82,35	96,05
0,702	85	15,1	72	8,82	20	1,16	15,29	41,59	76,47	92,32
0,762			51	7,161	18	0,91	40,00	52,58	78,82	93,97
0,986			36	4,48	13	0,7	57,65	70,33	84,71	95,36

La Tabla 21 muestra mayor porcentaje de remoción de color y de turbiedad para la velocidad de 0.986 cm/s, y de 0.986 cm/s respectivamente para el agua sedimentada; y mayor porcentaje de remoción de color con una velocidad de 0.388 cm/s y para la turbiedad una velocidad de 0.508 cm/s para el agua filtrada.

La Gráfica 12 muestra valores de color menores a 20 UC luego de una sedimentación de 60 minutos y centrifugación de la muestra; y en la Gráfica 13 se obtuvo valores de turbiedad menores a 1.16 NTU. Los parámetros finales



cumplen con la normativa INEN (2014), como en las muestras de los ríos anteriores.

Gráfico 12. Relación entre color de agua cruda, agua sedimentada y agua filtrada ensayo 3. Río Machángara. Fuente: Los Autores (2019)

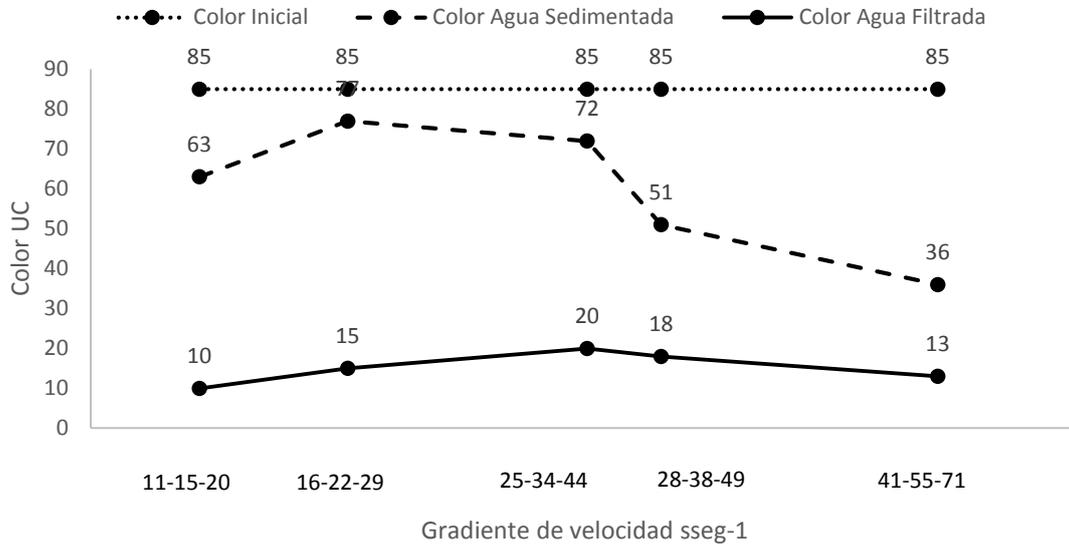
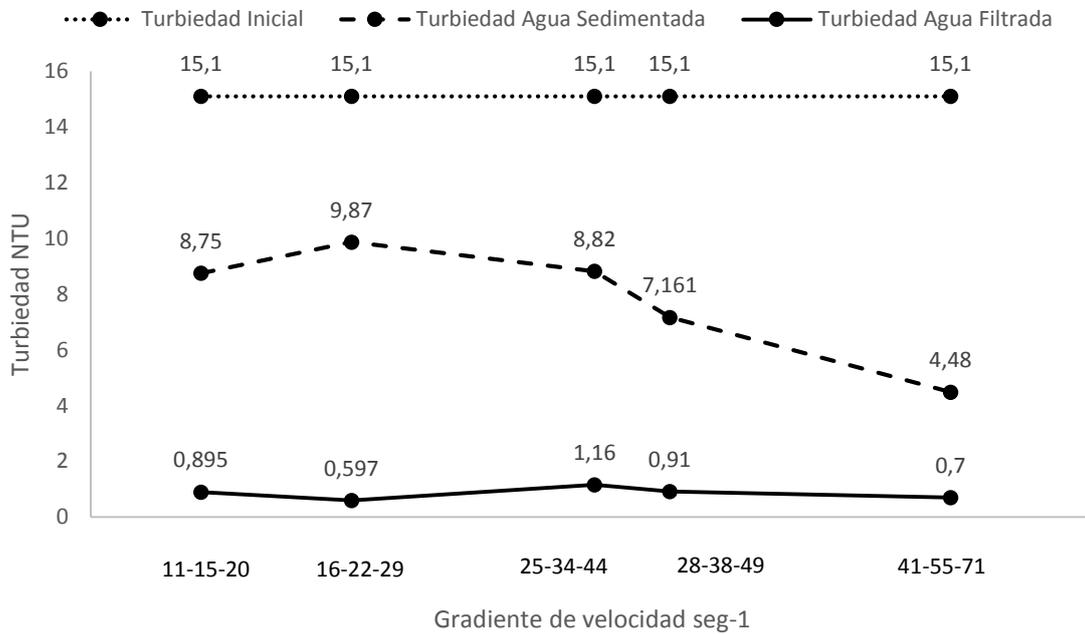


Gráfico 13. Relación entre turbiedad inicial, de agua sedimentada y de agua filtrada ensayo 3. Río Machángara. Fuente: Los Autores (2019)





4.3.4. Ensayo 4. Agua del Río Tomebamba

La Tabla 22 muestra las condiciones del agua cruda, y Tabla 23 presenta los resultados obtenidos, con 5 caudales.

Esta muestra presenta los mayores valores de color y turbiedad.

Tabla 22. Condiciones iniciales ensayo 4. Río Tomebamba. Fuente: Los Autores (2019)

Condiciones iniciales		
Turbiedad	51,6	NTU
Color Aparente	312	UC
Color Real	114	UC
Conductividad	32,8	uS/cm
Alcalinidad	22,4	mg/l (CaCO ₃)
pH	7,246	
Fe	0,07	ppm
Mn	0,1	ppm
Taninos y Ligninas	1,8	ppm

Tabla 23. Resultados ensayo 4. Río Tomebamba. Fuente: Los Autores (2019)

Caudal (l/s)	Velocidad (cm/s)	Tiempo sedimentación (min)	# Lecho	Turbiedad (NTU)	Tiempo de Ensayo en cada lecho (seg)
0,26	0,388	0	1	35,6	16,55
			2	30,5	57,87
			3	29,2	58,67
0,34	0,508	0	1	40,3	11,7
			2	31,2	39,17
			3	31,8	43,46
0,47	0,702	0	1	41	7,91
			2	36	33,04
			3	33,3	34,72
0,51	0,762	0	1	36,7	10,72
			2	36	27,87
			3	31,5	32,98
0,66	0,986	0	1	37,2	8,98
			2	37,3	25,44
			3	32	27,88

La Tabla 24 muestra los resultados del agua tratada



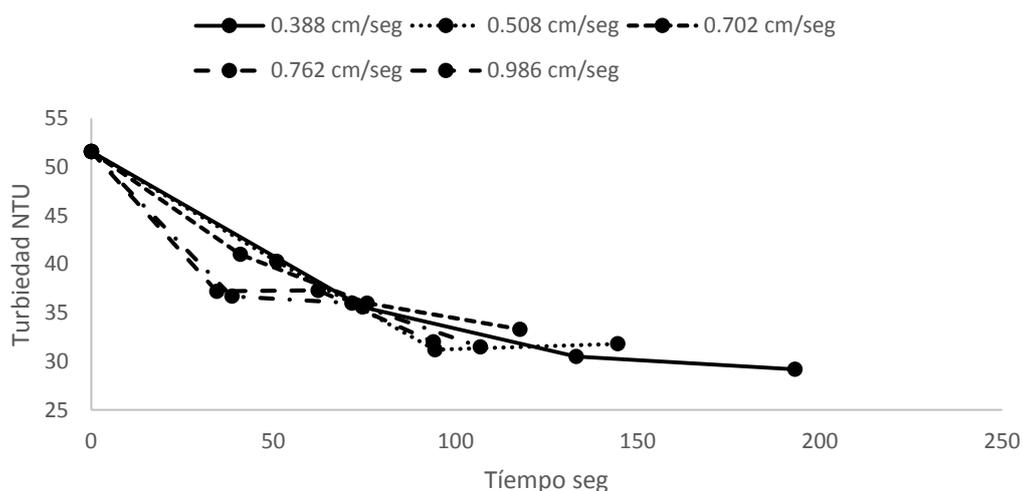
Tabla 24. Resultados agua sedimentada y filtrada ensayo 4. Río Tomebamba. Fuente: Los Autores (2019)

Velocidad (cm/seg)	Características del agua sedimentada		Características del agua filtrada	
	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU
0,388	103	12,6	35	2,44
0,508	94	11,8	40	3,86
0,702	131	16,4	31	2,57
0,762	118	14,8	48	3,37
0,986	130	18,8	30	2,6

4.3.4.1. Análisis de los resultados en cada lecho durante el ensayo

En la Gráfica 14 se observa que la turbiedad disminuye con respecto a la inicial, presentando un comportamiento similar al río Machángara y contrarios a los ríos Tarqui y Yanuncay.

Gráfico 14. Tiempo de ensayo vs turbiedad de cada lecho ensayo 4. Río Tomebamba Fuente: Los Autores (2019)



4.3.4.2. Porcentaje de remoción final de color y turbiedad

En la Tabla 25 se presentan los valores y porcentajes de remoción de color y turbiedad en el agua sedimentada; y de color y turbiedad de la muestra centrifugada.



Tabla 25. Porcentaje de remoción de color y turbiedad muestra sedimentada 60 min ensayo 4. Río Tomebamba. Fuente: Los Autores (2019)

Velocidad (cm/seg)	Características del agua cruda		Características del agua sedimentada		Características del agua filtrada		% de remoción agua sedimentada		% de remoción agua filtrada	
	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU	Color UC	Turbiedad NTU
0,388			103	12,6	35	2,44	66,99	75,58	88,78	95,27
0,508			94	11,8	40	3,86	69,87	77,13	87,18	92,52
0,702	312	51,6	131	16,4	31	2,57	58,01	68,22	90,06	95,02
0,762			118	14,8	48	3,37	62,18	71,32	84,62	93,47
0,986			130	18,8	30	2,6	58,33	63,57	90,38	94,96

En la misma Tabla 25 se observa que existe mayor porcentaje de remoción de color y turbiedad para la velocidad de 0.508 cm/s para el agua sedimentada; mayor porcentaje de remoción de color para la velocidad de 0.702 cm/s y turbiedad para la velocidad de 0.388 cm/s para el agua filtrada.

Como se observa en la Gráfica 15 se obtienen valores de colores mayores a 20 UC luego de una sedimentación de 60 minutos y centrifugación de la muestra; en la Gráfica 16 se obtienen valores de turbiedad menores a 1.16 NTU. Los parámetros de turbiedad finales de este ensayo cumplen con la normativa INEN (2014), en cuanto a turbiedad, pero no satisface los requisitos de color; esta muestra representa un pico de color y turbiedad, y la planta debe disponer en este caso de un filtro grueso dinámico que actúe como tampón para evitar el ingreso del agua.

Gráfico 15. Relación entre color de agua cruda, agua sedimentada y agua filtrada ensayo 4. Río Tomebamba. Fuente: Los Autores (2019)

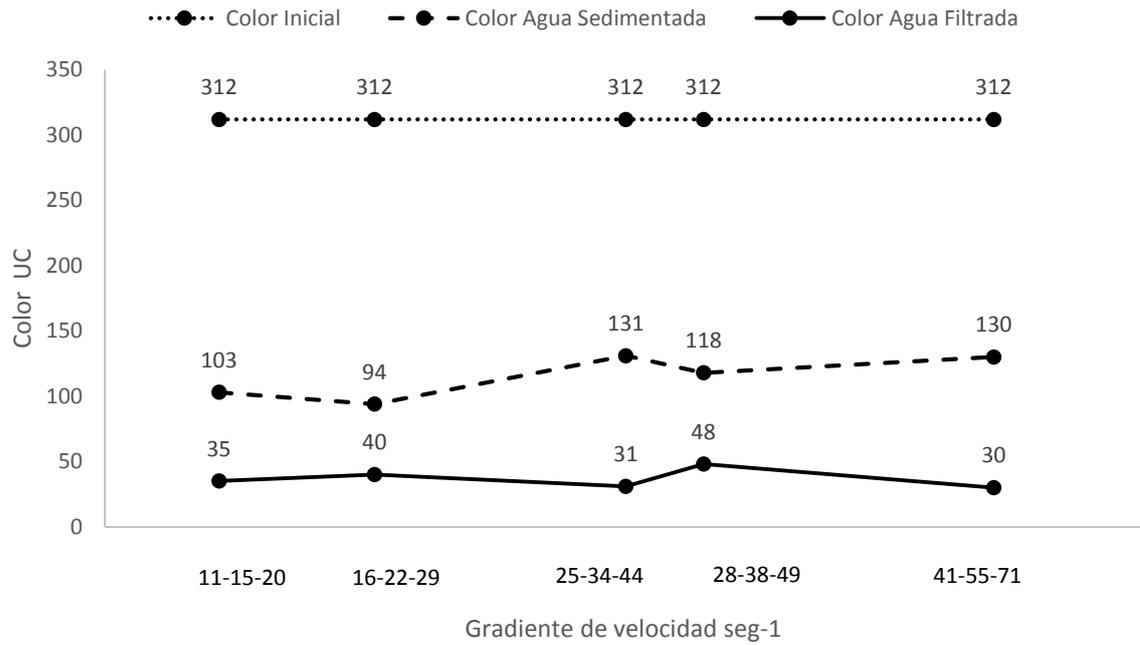
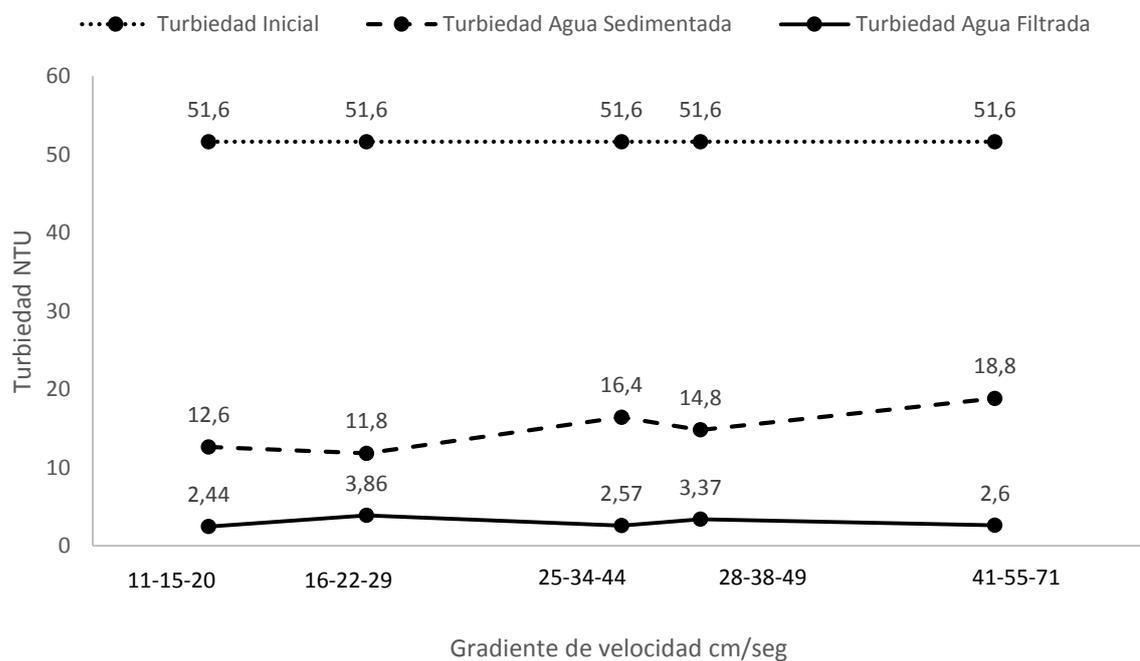


Gráfico 16. Relación entre turbiedad de agua cruda, agua sedimentada y agua filtrada ensayo 4. Río Tomebamba. Fuente: Los Autores (2019)





CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Cada río presenta características propias de color y turbiedad. Los ríos Tarqui, Machángara y Tomebamba, tienen turbiedades de 7,97; 15,1 y 51,6 NTU respectivamente, condiciones que favorece la floculación, a diferencia del río Yanuncay con una turbiedad de 2,02 NTU, con una remoción nula del color, en el agua sedimentada; pues los flóculos formados no tienen la densidad suficiente para sedimentar, dejando que todo el trabajo lo realice el filtro. Así este río presenta la condición más difícil para la tratabilidad, requiriéndose una modificación previa del pH para mejorar la eficiencia en la remoción del color; estas son las condiciones en las que opera la Planta de Tratamiento de Sustag que tiene como fuente de abastecimiento el agua de este río.

2. Todas las aguas proceden de fuentes superficiales, son poco mineralizadas, con muy baja capacidad de amortiguamiento (alcalinidad), condición que hace difícil la coagulación. Elementos indeseables como hierro y manganeso que también producen color en el agua, están presentes en concentraciones muy bajas, por lo que el color es debido fundamentalmente a la presencia de materia orgánica coloidal, como los taninos, ligninas y otros.

3. La dosis óptima de coagulante que se aplica en el río Yanuncay (50 mg/L), es relativamente alta y debido a la ausencia de turbiedad; en cambio la menor dosis requiere el río Machángara (20 mg/L) que presenta la mayor turbiedad, exceptuando el río Tomebamba que exhibe condiciones extremas de color y turbiedad, y en cuyo caso la unidad ya no podría procesar agua de estas características. En conclusión, la turbiedad actúa como núcleos favoreciendo la formación de flóculos.

4. Las bibliografías revisadas recomiendan tamaños de grava inferiores a $\frac{3}{4}$ " que permitan generar altos gradientes de velocidad; en esta investigación se ha demostrado la eficiencia de este sistema en un rango de tamaños de $\frac{1}{2}$ " hasta 1 $\frac{1}{2}$ " obteniendo porcentajes de remoción de color de 72.86% y de turbiedad de 53.20 % para para el río Tarqui, 57.65 % en color y 70.33% en turbiedad para el río Machángara, 69.87% de color y 77.13% de turbiedad para el río Tomebamba, el río Yanuncay no presenta remoción de color y turbiedad en las muestras con un tiempo de sedimentación de 60 minutos y sin centrifugación.

5. Para las muestras centrifugadas se obtuvo los siguientes porcentajes de remoción: 88.57% en color y 91.72% en turbiedad para el río Tarqui, 95.35% en color y 68.8% en turbiedad para el río Yanuncay, 88.25% en color y 96.05% en turbiedad para el río Machángara, 90.38% en color y 95.27% en turbiedad para el río Tomebamba.



- 6.** El análisis en el floculador piloto demuestra que para una misma altura de lecho en este caso de 0.60 m. se obtienen mayores eficiencias cuando el tamaño de la grava es menor debido a que se producen mayores gradientes de velocidad; es decir la mayor aglomeración de partículas ocurre en la primera fracción del floculador.
- 7.** Esta investigación ha experimentado rangos de velocidad entre 0.338 cm/s y 0.98 cm/s, es decir el modelo maneja caudales que van desde 0.26 l/s a 0.66 l/s; se observa que, para cada río, las mayores eficiencias de remoción de color y turbiedad en el agua sedimentada, ocurren a distintas velocidades, debido a la distinta naturaleza química.
- 8.** Los gradientes de velocidad que se pueden manejar en esta unidad piloto varían desde 19 a 70 s⁻¹ para el tamaño de 3/4 " - 1/2 "; de 15 a 55 s⁻¹ para el tamaño de 1" - 3/4 " y de 11 a 41 s⁻¹ para el tamaño de 1 1/2"-1".
- 9.** Se observa que los períodos de retención experimentales realizados con trazadores salinos, son mayores que los teóricos, lo que significa que probablemente en el floculador existen zonas muertas donde no se verifica la floculación disminuyendo la eficiencia en el proceso. No obstante, los ensayos realizados cumplen con el tiempo mínimo teórico.
- 10.** Los tiempos de retención para esta planta piloto oscilan entre 1.94 a 10 minutos, lo que representa una reducción significativa con respecto a los floculadores convencionales para los cuales los períodos recomendados según (HUMMER, 1975) no deben ser menores a 30 minutos.
- 11.** En esta experimentación el máximo número de Gamp (Gt) obtenido es de 9729 y el menor es de 1823 presentados en la tabla 22. Richter considera que valores inferiores a 10000 del número de Camp son poco aceptables. Sin embargo, en este estudio se demuestra que con valores Gt inferiores a esta referencia se han obtenido resultados aceptables para la remoción de color y turbiedad.
- 12.** El piloto demuestra eficiencia para la floculación, por lo que es posible su implementación a escala real sobre todo en el área rural. Para mayores caudales se deberá determinar el área necesaria que reproduzcan las velocidades evaluadas en esta experimentación.
- 13.** La calidad de agua es decir sus características físico químicas son determinantes para establecer criterios de diseño en este tipo de floculadores, ya que como se puede observar los resultados para cada calidad varían. Es un error generalizar el mecanismo de tratamiento, siendo necesario ensayos específicos en plantas piloto para cada agua.
- 14.** Los resultados demuestran que es posible la instalación de estas unidades en plantas de tratamiento pequeñas que operan con tecnologías FIME, (filtración



en múltiples etapas) en las cuales se consiguen una remoción de color no mayor al 40%.

15. Son necesarias las siguientes recomendaciones para futuros estudios:

-)} Diseñar una planta piloto que incluya una unidad de sedimentación, con las condiciones hidráulicas necesarias para garantizar la estabilidad del flóculo durante la sedimentación.
-)} Realizar ensayos que permitan determinar las carreras de filtración, aspecto muy importante en la operación y el mantenimiento del floculador.
-)} En el diseño del piloto se debe considerar el mecanismo de lavado de la unidad.



BIBLIOGRAFÍA

- ARBOLEDA, J. (2000). *TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA PURIFICACIÓN DEL AGUA*. BOGOTA: MAC GRAW HILL.
- CANEPA, L. (2004). *TRATAMIENTO DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO. MANUAL I: TEORÍA*. LIMA: CEPIS.
- GOYENOLA, G. (2007, JUNIO). *RED MAPSA*. Obtenido de http://imasd.fcien.edu.uy/difusion/educamb/propuestas/red/curso_2007/cartillas/tematicas/alcalinidad.pdf
- HUMMER, M. (1975). *WATER WASTE - WATER TECHNOLOGY*. NEW YORK: JOHN WILEY & SONS INC.
- INEN, I. E. (2014). *AGUA POTABLE*. QUITO.
- LETTERMAN, R. (2000). *COAGULACIÓN Y FLOCULACIÓN EN: CALIDAD Y TRATAMIENTO DEL AGUA*. MADRID: MAC GRAW HILL.
- PAUTA, G. (2014). *ESTUDIO INTEGRAL DE LA CALIDAD DE AGUA DEL RIO BURGAY Y EVALUACIÓN DEL RIESGO TOXICOLÓGICO POR LA PROBABLE PRESENCIA DE PLAGICIDAS*. CUENCA.
- RESTREPO, H. (2009). *EVALUACIÓN DEL PROCESO DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE*. MEDELLÍN: UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
- RICHTER, C. (2009). *AGUA: METODOS E TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO*. SAO PAULO: EDGARD BLUCHER.
- ROJAS, S., & TORRADO, D. (2007). *IMPLEMENTACIÓN DE UNA UNIDAD PILOTO DE FLOCULACIÓN LASTRADA*. BOGOTA.
- S.A., E. I. (2012). *ESTUDIO DE LA CALIDAD DE FUENTES UTILIZADAS PARA CONSUMO HUMANO Y PLAN DE MITIGACIÓN POR CONTAMINACIÓN POR USO DOMESTICO Y AGROQUIMICOS EN APURIMAC Y CUSCO*. LIMA.



ANEXOS

ANEXO A. Reporte Fotográfico

Equipos utilizados en el laboratorio de Sanitaria para realizar los ensayos de jarras, evaluación de color y turbiedad del agua cruda y tratada.

Foto 1. Turbidímetro-Colorímetro



Foto 2. Centrifuga



Foto 3. Peachímetro



Foto 4. Jarras test



Foto 5. Homogeneizador



Foto 6. Espectrofotómetro



- Proceso constructivo de la unidad piloto

En las siguientes fotografías se presenta el proceso de construcción que consistió en la instalación de las tuberías a la bomba y al tanque de almacenamiento.

Foto 7. Tubo floculador vacío



Foto 8. Llenado del tubo





Foto 9. Floculador con el primer lecho



Foto 10. Floculador completo



Foto 11. Flocs



- Gen las siguientes fotografías se presentan los tamaños de áridos utilizados.

Foto 12. Lecho 1 ½-3/4





Foto 13 Lecho 2 $\frac{3}{4}$ -1



Foto 14 Lecho 3 1-1 $\frac{1}{2}$



- Ensayos de Jarras

Foto 15. Ensayo de jaras



- Muestras después de la experimentación en la planta piloto

Foto 16. Rio tarqui

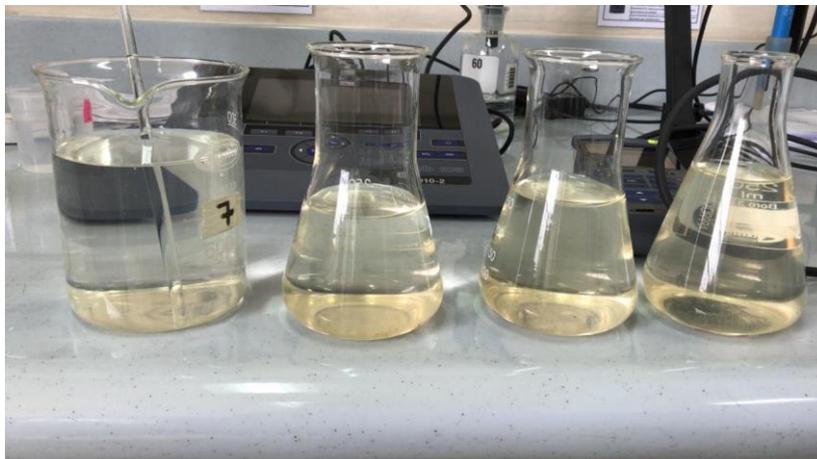


Foto 17 Rio Yanuncay



Foto 18 Río Machángara



Foto 19 Rio tomebamba





ANEXO B. Diseño de la Bomba

A continuación, se detalla el cálculo de la bomba:

Se realizó el diseño para el máximo caudal que se va ensayar

Q diseño = 0.00066 m³/s

- Determinación de altura estática

Tabla B.1. Altura estática de impulsión

Altura Estática		
Cota de captación de agua	0	msnm
Cota de descarga	2.65	msnm
Longitud de impulsión	1.7	m
Altura estática	2.65	m

- Pérdidas por accesorios

Tabla B.2. Pérdidas por accesorios

Perdidas en accesorios			
Accesorios	K	Cantidad	Total
codos	0.80	3.00	2.40
válvulas	0.19	1.00	0.19
Total:			2.59

Se determinó las pérdidas con tubería de 20 mm de diámetro exterior y de 17.6 de diámetro interior.

$$H = k * \frac{v^2}{2 * g}$$

Ecuación 35

Donde:

K= pérdidas por accesorios

V= velocidad m/s

g= aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

$$v = 2.67 \frac{m}{s}$$



$$H = 2.59 * \frac{2.67^2}{2 * 9.81} = 0.94 \text{ m}$$

Se utilizó la ecuación de Hazzen Williams para determinar la perdida por fricción:

$$J = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

Ecuación 36

$$J = 0.497 \text{ m/m}$$

$$H = L * J = 1.7 \text{ m} * 0.497 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 0.85 \text{ m}$$

Tabla B.3.Resultados

RESULTADOS DE TOTAL DINAMIC HIGH: TDH	
TDH	
Estática (m)	2.6500
Perdidas en tramo (m)	0.8457
Perdidas por accesorios H (m)	0.9423
Total (m) :	4.4380

- Cálculo de la potencia de la Bomba

$$P (kW) = \frac{\gamma * Q (m^3) * H(m)}{E (\%)}$$

Ecuación 37

$$P (kW) = \frac{\left(9.77 \frac{kN}{m^3}\right) * Q * H}{E}$$

$$P = \frac{\left(9.77 \frac{kN}{m^3}\right) * 0.00065 \frac{m^3}{s} * 4.438 \text{ m}}{0.75} = 0.0376 \text{ kW}$$

$$P = 0.0504 \text{ hp}$$



Adicionalmente se realizó ensayos preliminares en la bomba para asegurar que este bombeando un caudal constante, los resultados se presentan en la tabla

Tabla B.3. Ensayos de caudal en bomba

Ensayo 1			Ensayo 2			Ensayo 3		
t (s)	Volumen (l)	Q (l/s)	t (s)	Volumen (l)	Q (l/s)	t (s)	Volumen (l)	Q (l/s)
25	5	0.200	26	5	0.192	29	5	0.172
52	10	0.192	56	10	0.179	58	10	0.172
80	15	0.188	84	15	0.179	87	15	0.172
111	20	0.180	114	20	0.175	115	20	0.174
138	25	0.181	144	25	0.174	145	25	0.172
	Q (l/s)	0.188		Q (l/s)	0.180		Q (l/s)	0.170



ANEXO C. MEMORIA DE CALCULO VERTEDERO DE MEZCLA RÁPIDA.

Para la mezcla rápida se eligió un mezclador hidráulico, en este caso un vertedero triangular de 90 grados, el diseño de este vertedero se realizó para el máximo caudal de operación de la planta piloto que es 0.66 l/s.

Parámetros de diseño:

- Vertedero triangular de 90 grados.
- Caudal de diseño $Q = 0.00065 \text{ m}^3/\text{s}$
- Altura desde el vértice del vertedero al fondo del canal $P = 0.1 \text{ m}$

Cálculos para determinar el gradiente que genera este vertedero triangular.

- Altura del agua sobre el vertedero.

$$h = \left(\frac{Q}{1.4} \right)^{0.4} \quad \text{Ecuación 38}$$

$$h = \left(\frac{0.00065}{1.4} \right)^{0.4} = 0.046 \text{ m}$$

- Ancho de lámina vertiente

$$L = 2 * h \quad \text{Ecuación 39}$$

$$L = 2 * 0.046 = 0.092$$

- Caudal unitario promedio

$$q = Q/B \quad \text{Ecuación 40}$$

$$q = \frac{0.00065}{0.092} = 0.007 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} * \text{m}$$



- Altura critica

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{9.81}}$$

Ecuación 41

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{0.007^2}{9.81}} = 0.017m$$

- Altura al inicio del resalto

$$h_i = 1.41 * h_c / \sqrt{2.56 + \frac{P}{h_c}}$$

Ecuación 42

$$h_i = 1.41 * \frac{0.017}{\sqrt{2.56 + \frac{0.1}{0.017}}} = 0.008m$$

- Velocidad al inicio del resalto

$$v_i = \frac{q}{h_i}$$

Ecuación 43

$$v_i = \frac{0.007}{0.008} = 0.84 \frac{m}{seg}$$

- Numero de Froude

$$F = v_1 \sqrt{9.81 * h_i}$$

Ecuación 44

$$F = 0.84 \sqrt{9.81 * 0.008} = 2.94$$

- Altura de agua después del resalto

$$h_2 = \frac{h_1}{2} * (\sqrt{1 + 8 * F} - 1)$$

Ecuación 45

$$h_2 = \frac{0.0084}{2} * (\sqrt{1 + 8 * 2.94} - 1) = 0.016 m$$



- Velocidad al final del resalto

$$v_2 = \frac{q}{h_2}$$

Ecuación 46

$$v_2 = \frac{0.007}{0.016} = 0.425 \frac{m}{seg}$$

- Energía disipada en el resalto

- $$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 * h_2 * h_1}$$

Ecuación 47

- $$h_p = \frac{(0.016 - 0.008)^3}{4 * 0.016 * 0.008} = 0.00098 m$$

- Longitud del chorro

$$L_m = 6 * (h_2 - h_1)$$

Ecuación 48

$$L_m = 6 * (0.016 - 0.008) = 0.04 m$$

- Longitud del resalto

$$L' = 4.3 * P * \left(\frac{h_c}{P}\right)^{0.9}$$

Ecuación 49

$$L' = 4.3 * 0.1 * \left(\frac{0.017}{0.1}\right)^{0.9} = 0.087$$

- Velocidad promedio en el resalto

$$v_m = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

Ecuación 50

$$v_m = \frac{0.84 + 0.425}{2} = 0.63$$

- Tiempo de mezcla

$$T = \frac{L_m}{v_m}$$

Ecuación 51



$$T = \frac{0.048}{0.63} = 0.077 \text{ seg}$$

- Gradiente de velocidad

$$G = \sqrt{\frac{r}{\mu}} * \sqrt{\frac{h_p}{T}}$$

Ecuación 52

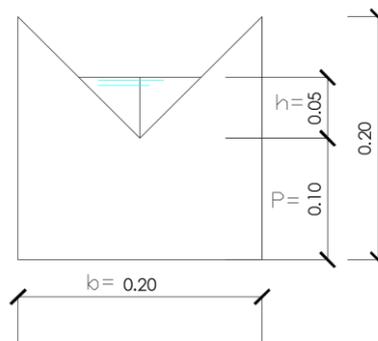
$$\sqrt{\frac{r}{\mu}} = 2920 \text{ para una temperatura de } 15^\circ\text{C}$$

$$G = 2920 * \sqrt{\frac{0.00098}{0.077}} = 330.42 \text{ seg}^{-1}$$

Ese gradiente garantizará una mezcla eficiente entre el agua y el coagulante.

De acuerdo a lo calculado la geometría del vertedero es la indicada en la Figura C.1.

Figura C.1. Dimensiones de vertedero



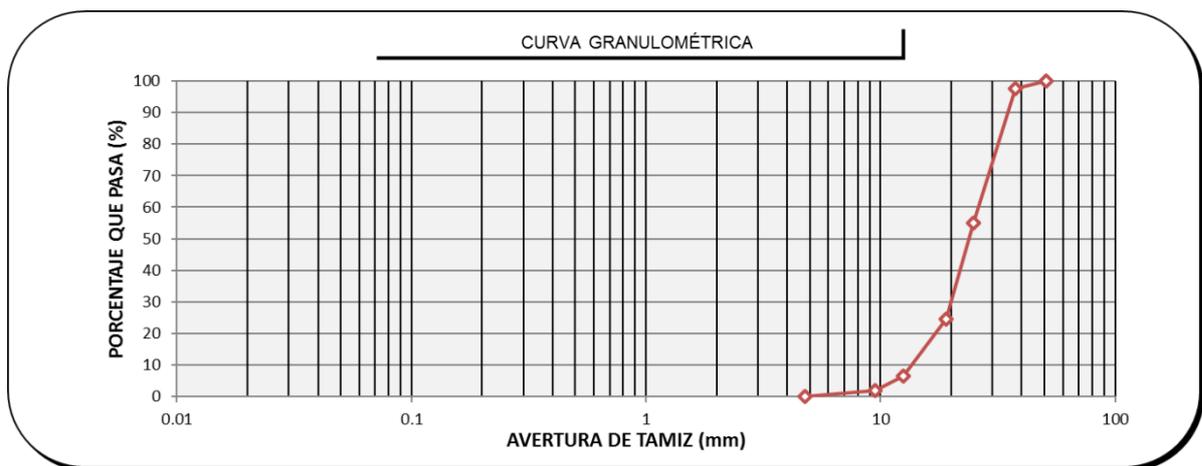


ANEXO D. CARACTERIZACIÓN DEL ARIDO

- Ensayo de granulometría (ASTM C 136 AASHTO T27)

A continuación, en la Gráfica D.1. se presenta la curva granulométrica del material utilizado el cual es del rio paute.

Gráfica D.1. Curva granulométrica



- DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD APARENTE SUELTA (ASTM E 30, ASTM C 29).

Para nuestro ensayo se utilizó el material que pasa el tamiz 1 ½(38mm), 1 (25.4mm), ¾(19mm).

Tabla D.1. Resultados densidad aparente suelta.

Tamaño Nominal (pulg)	ms (kg)	V (m3)	ρ (Kg/m3)
¾	3,83	0,0029	1301,98
1	14,57	0,0102	1433,54
1 ½	21,78	0,0149	1465,70

- DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD REAL, DENSIDAD NETA Y ABSORCION DE AGUA EN ARIDOS GRUESOS (ASTM C 127 AASHTO T85)



En base a estos ensayos se determinó la relación de vacíos con la siguiente ecuación:

$$e = \frac{\rho_{RT} - \rho}{\rho_{RT}}$$

Donde:

e = relación de vacíos

ρ_{RT} = densidad real del árido saturado superficialmente seco (Kg/m³)

ρ = densidad aparente suelta Kg/m³

Este ensayo se realizó para los grupos de granulometría seleccionados lo cuales se presentan en la Tabla 4.

Tabla D.2. Resultado de ensayos de caracterización de áridos

Tamaño Nominal (pulg)	Msss (Kg)	Msum (Kg)	Ms (Kg)	ρ_{RT} (Kg/m ³)	ρ_{RT} (Kg/m ³)	ρ_N (Kg/m ³)	Porosidad	e
3/4	4,58	2,87	4,56	2676,81	2667,67	2692,31	0,34	0,51
1	6,31	4,33	6,29	3187,08	3175,98	3211,66	0,35	0,55
1 1/2	6,39	4,35	6,47	3132,42	3172,50	3050,17	0,36	0,53

(PAUTA, 2014)



Anexo E



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA

DETERMINACION DE LA DOSIS OPTIMA DE COAGULANTE

Muestra procedencia: Rio Tarqui.- Sector Parque Inclusivo.- Cantón Cuenca
Provincia del Azuay
Fecha de Toma: 01 de octubre 2019
Fecha de Análisis: 01 de octubre 2019
Solicita: Maria Ojeda - Diego Avila

Características de la muestra:

Turbiedad	7,97	NTU (FTU)
Color Aparente	92	U.C. (Pt-Co)
Color Real	70	U.C. (Pt-Co)
Conductividad	111,8	uSiemens/cm
pH	7,16	
Alcalinidad	45,8	mg/l, CaCO3
Hierro total	0,3	mg/l
Manganeso	0,1	mg/l
Taninos y Ligninas	1,4	mg/l

Condiciones del ensayo:
Coagulante: Solución de sulfato de aluminio, al 1%
Mezla rápida: 300 rpm; 1 min
Mezcla lenta: 45 rpm; 15 min
Sedimentación: 20 min.

Jarra #:	1	2	3
Dosis de coagulante: mg/l	40	45	50
Agua sedimentada			
Color	17	33	27
Turbiedad	1,85	2,64	2,79
pH	7,05	7,00	6,96
Alcalinidad	34,8	29,4	27,6
Agua filtrada			
Color	13,0		
Turbiedad	1,39		

Dosis óptima de coagulante: 40 mg/l

Atentamente,


Dra. Guillermina Pauta C.
DIRECTOR DEL LABORATORIO

UNIVERSIDAD DE CUENCA
Facultad de Ingeniería
LABORATORIO DE
INGENIERIA SANITARIA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA

DETERMINACION DE LA DOSIS OPTIMA DE COAGULANTE

Muestra procedencia: Rio Yanuncay.- Sector Tres Puentes.- Cantón Cuenca
Provincia del Azuay
Fecha de Toma: 15 de octubre 2019
Fecha de Análisis: 15 de octubre 2019
Solicita: Maria Ojeda - Diego Avila

Características de la muestra:

Turbiedad	2,08	NTU (FTU)
Color Aparente	43	U.C. (Pt-Co)
Color Real	35	U.C. (Pt-Co)
Conductividad	83,8	uSiemens/cm
pH	7,50	
Alcalinidad	34,2	mg/l, CaCO3
Hierro total	0,1	mg/l
Manganeso	0,1	mg/l
Taninos y Ligninas	2,3	mg/l

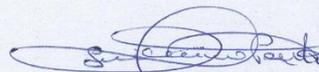
Condiciones del ensayo:

Coagulante: Solución de sulfato de aluminio, al 1%
Mezla rápida: 300 rpm; 1 min
Mezcla lenta: 45 rpm; 15 min
Sedimentación: 20 min.

Jarra #:	1	2	3	4	5	6
Dosis de coagulante: mg/l	10	20	30	40	50	60
Agua sedimentada						
Color	33	29	30	39	26	40
Turbiedad	1,83	2,32	2,6	2,53	2,63	4,39
pH	7,07	7,03	7,00	7,00	6,91	6,74
Agua filtrada						
Color					11	
Turbiedad					1,18	

Dosis óptima de coagulante: 50 mg/l

Atentamente,


Dra. Guillermina Pauta C.
DIRECTOR DEL LABORATORIO

UNIVERSIDAD DE CUENCA
Facultad de Ingeniería
LABORATORIO DE
INGENIERIA SANITARIA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA

DETERMINACION DE LA DOSIS OPTIMA DE COAGULANTE

Muestra procedencia: Río Machangara.- Sector Feria de Ganado.- Cantón Cuenca
 Provincia del Azuay
Fecha de Toma: 17 de octubre 2019
Fecha de Análisis: 17 de octubre 2019
Solicita: Maria Ojeda - Diego Avila

Características de la muestra:

Turbiedad	11,1	NTU (FTU)
Color Aparente	78	U.C. (Pt-Co)
Color Real	27	U.C. (Pt-Co)
Conductividad	101,5	uSiemens/cm
pH	7,10	
Alcalinidad	40,4	mg/l, CaCO3
Hierro total	0,26	mg/l
Manganeso	0,2	mg/l
Taninos y Ligninas	1,7	mg/l

Condiciones del ensayo:

Coagulante: Solución de sulfato de aluminio, al 1%
 Mezla rápida: 300 rpm; 1 min
 Mezcla lenta: 45 rpm; 15 min
 Sedimentación: 20 min.

Jarra #:	1	2	3	4	5	6
Dosis de coagulante: mg/l	15	20	25	30	35	40
Agua sedimentada						
Color	24	32	29	41	29	25
Turbiedad	3,09	3,91	4,1	4,19	4,16	3,32
pH	7,10	6,93	6,96	6,96	6,94	6,92
Agua filtrada						
Color	14,0					
Turbiedad	2,55					

Dosis óptima de coagulante: 15 mg/l

Atentamente,

Dra. Guillermina Pauta-C.
 DIRECTOR DEL LABORATORIO

UNIVERSIDAD DE CUENCA
 Facultad de Ingeniería
 LABORATORIO DE
 INGENIERIA SANITARIA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
LABORATORIO DE INGENIERIA SANITARIA

DETERMINACION DE LA DOSIS OPTIMA DE COAGULANTE

Muestra procedencia: Rio Tomebamba.- Sector Puente del Vado.- Cantón Cuenca
Provincia del Azuay
Fecha de Toma: 18 de octubre 2019
Fecha de Análisis: 18 de octubre 2019
Solicita: Maria Ojeda - Diego Avila

Características de la muestra:

Turbiedad	51,6	NTU (FTU)
Color Aparente	312	U.C. (Pt-Co)
Color Real	114	U.C. (Pt-Co)
Conductividad	52,8	uSiemens/cm
pH	7,24	
Alcalinidad	22,4	mg/l, CaCO3
Hierro total	0,07	mg/l
Manganeso	0,1	mg/l
Taninos y Ligninas	1,8	mg/l

Condiciones del ensayo:

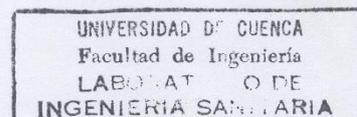
Coagulante: Solución de sulfato de aluminio, al 1%
Mezcla rápida: 300 rpm; 1 min
Mezcla lenta: 45 rpm; 15 min
Sedimentación: 20 min.

Jarra #:	1	2	3	4	5	6
Dosis de coagulante: mg/l	30	40	50	60	70	80
Agua sedimentada						
Color	72	21	22	34	36	31
Turbiedad	9,23	2,44	3,32	4,19	5,15	3,91
pH	6,50	6,27	5,99	5,65	5,20	4,99
Agua filtrada						
Color		12				
Turbiedad		1,4				

Dosis óptima de coagulante: 40 mg/l

Atentamente,

Dra. Guillermina Pauta C.
DIRECTOR DEL LABORATORIO





Anexo F. Memoria de Cálculo de tuberías de conducción

El cálculo se realizó con una tubería de 1 1/2" de PVC de plásticos rival con un diámetro externo de 48.26 mm y espesor de 5.08 mm.

En la Tabla F.1., se presenta el cálculo de las pérdidas locales.

Tabla F.1. Pérdidas locales.

PÉRDIDAS LOCALES			
$h_v = v^2/2g$ (m)			
Accesorio	#	k	h (m)
expansión	1	0.2	0.0034
contracción	1	0.35	0.0059
Codo 90	3	0.8	0.0409
tee	2	0.7	0.0239
h local			0.074

En la Tabla F.2, se presentó el cálculo de las perdidas por fricción en la tubería

Tabla F.2. Pérdidas por fricción.

PERDIDAS POR FRICCIÓN	
L (m)	4.1
C	140
Q (m ³ /s)	0.00066
V	0.579
D (m)	0.0381
h fricción (m)	0.048

Finalmente se adiciona las pérdidas que existen en la columna de floculación las cuales se calculará con la teoría de Forchheimer que se calculan en las tablas 5 y 6 del capitulo III. La pérdida total es la suma de las perdidas locales, perdidas por fricción y perdidas en la columna de floculador (J).



Tabla F.3. Pérdidas totales en la tubería

PERDIDAS TOTAL (m)		
h locales		0.074
h fricción		0.048
J (m)	3/4" -	0.579
	1/2"	
	1"-3/4"	0.0381
	1 1/2"-1"	0.048
H total		0.35

El desnivel entre el punto uno y dos es 0.45 m por lo tanto las pérdidas son menores a este valor es decir el diseño es adecuado.



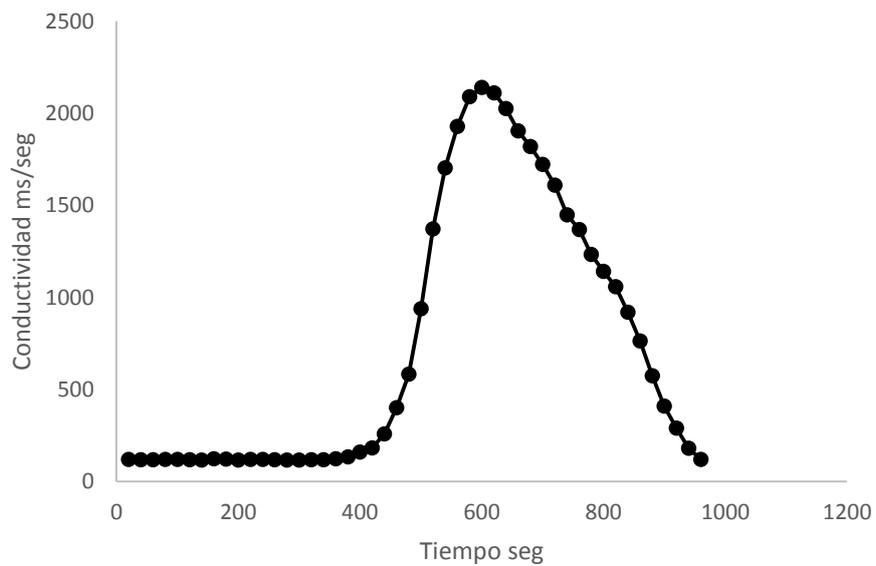
Anexo G. Ensayos de Trazadores

ENSAYO DE TRAZADORES			
Caudal (l/s)	0,1	Fecha:	2019-09-25
Conductividad inicial	117,1		

tiempo(s)	Conductividad
20	119,2
40	118,4
60	117,7
80	120,2
100	119,8
120	118
140	117,1
160	122,9
180	122
200	116,7
220	119,2
240	119,6
260	118,8
280	116,8
300	116,1
320	118,6
340	118,2
360	122,7
380	133,9
400	159,8
420	182,4
440	257,8
460	400,2
480	583,1
500	938
520	1371,1
540	1703
560	1928
580	2089
600	2140
620	2110
640	2026
660	1904
680	1819



700	1723
720	1610
740	1449
760	1368
780	1233
800	1142
820	1058
840	920
860	763
880	574
900	410
920	290
940	180
960	120
T retención	10,00



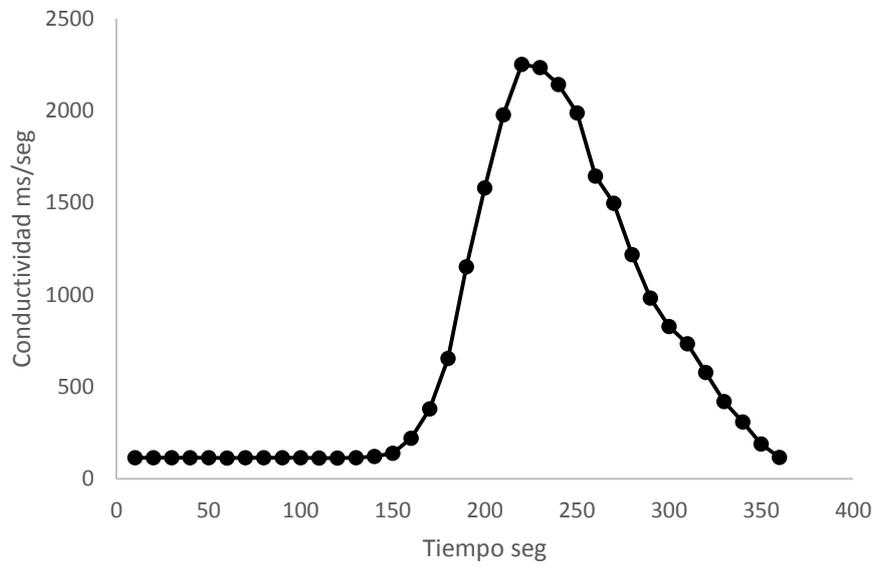


ENSAYO DE TRAZADORES			
Caudal (l/s)	0,26	Fecha:	2019-09-25
Conductividad inicial	114		

tiempo(s)	Conductividad
10	114,5
20	114,6
30	114,4
40	114,2
50	114,1
60	114
70	114,5
80	114,3
90	114,3
100	114,2
110	114
120	113,5
130	115,1
140	122,2
150	139,7
160	220,9
170	380,9
180	655
190	1152
200	1580
210	1978
220	2251
230	2234
240	2143
250	1988
260	1645
270	1497
280	1217
290	982
300	828
310	734
320	578
330	420



340	310
350	190
360	117
T retención	3,67



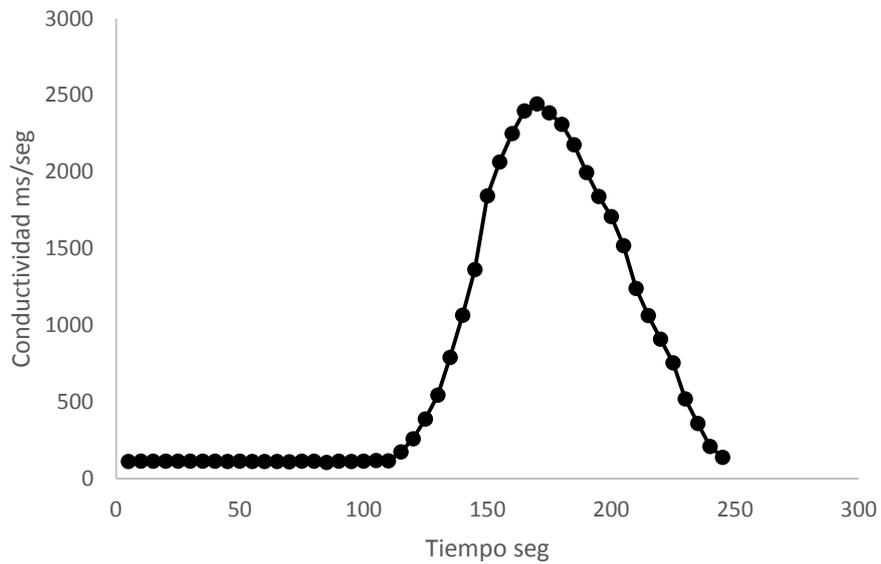


ENSAYO DE TRAZADORES			
Caudal (l/s)	0,35	Fecha:	2019-09-25
Conductividad inicial	134,4		

tiempo(s)	Conductividad
5	111,6
10	113,6
15	113,9
20	113,5
25	113,7
30	113,8
35	113,8
40	113,8
45	111,9
50	113,1
55	112,5
60	112,8
65	112,1
70	110,3
75	113,2
80	113,4
85	105,5
90	114
95	113
100	114,5
105	117,5
110	117,1
115	174,5
120	259,3
125	388,3
130	545
135	790
140	1066
145	1364
150	1845
155	2066
160	2251
165	2398
170	2445
175	2386
180	2310
185	2178
190	1997



195	1840
200	1710
205	1520
210	1240
215	1064
220	910
225	756
230	520
235	359
240	210
245	140
T retención	2,83

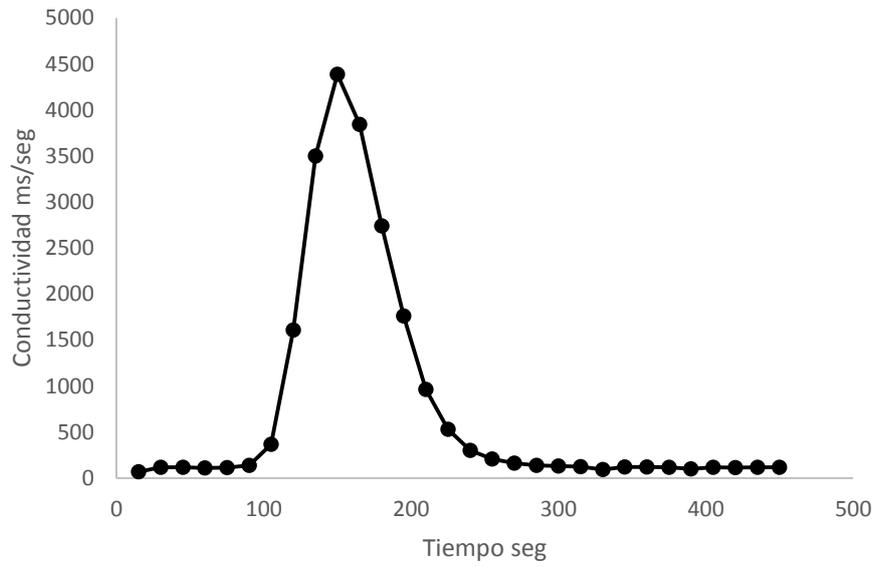




ENSAYO DE TRAZADORES

caudal (l/s)	0,476	Fecha:	2019-09-24
Conductividad inicial		118,5	

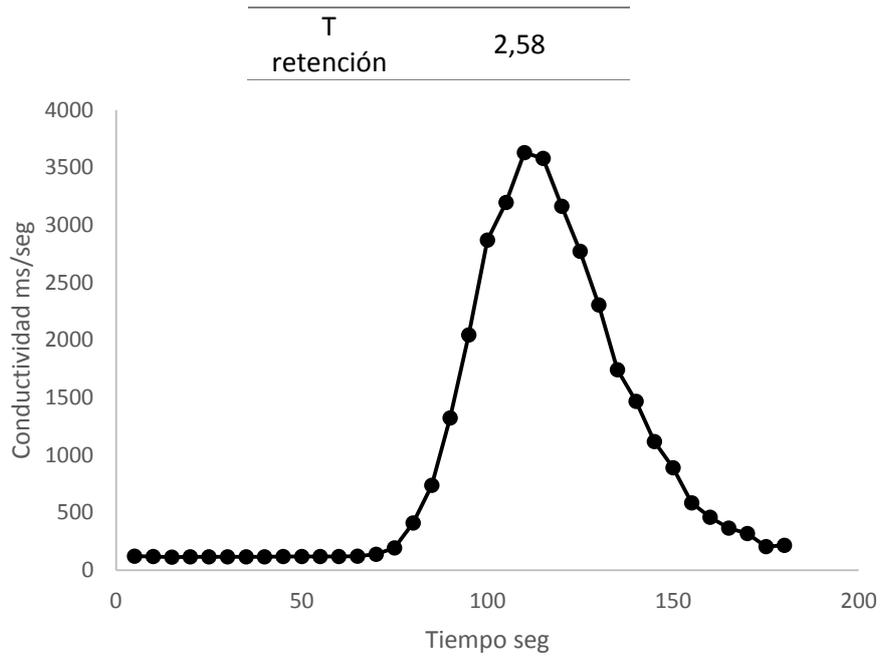
tiempo (s)	Conductividad
15	70
30	118,9
45	118,8
60	112,6
75	113,8
90	138,8
105	369,9
120	1610
135	3501
150	4388
165	3845
180	2739
195	1762
210	965
225	531
240	301,9
255	207,3
270	165
285	141,2
300	132
315	125,9
330	94,3
345	123,6
360	123,4
375	119,8
390	100,6
405	119,3
420	115,3
435	117,7
450	118,3
T retención	2,5





ENSAYO DE TRAZADORES			
Caudal (l/s)	0,52	Fecha:	2019-09-25
Conductividad inicial	134,4		

tiempo(s)	Conductividad
5	120,5
10	118,5
15	113,7
20	116,4
25	116,2
30	114,2
35	114,7
40	114
45	118,3
50	118,7
55	118,1
60	116,8
65	119,6
70	137
75	192,3
80	409,3
85	738
90	1324
95	2044
100	2870
105	3197
110	3629
115	3579
120	3164
125	2772
130	2305
135	1742
140	1468
145	1117
150	891
155	585
160	459,8
165	364,6
170	317,4
175	205,3
180	214





ENSAYO DE TRAZADORES			
Caudal (l/s)	0,66	Fecha:	2019-09-25
Conductividad inicial	134,4		

tiempo(s)	Conductividad
5	120,5
10	118,5
15	116,4
20	116,2
25	114,7
30	118,3
35	118,1
40	116,8
45	215
50	310
55	380,4
60	450
65	550
70	738
75	1324
80	2044
85	2870
90	3197
95	3710
100	3579
105	3164
110	2772
115	2305
120	1742
125	1520
130	980
135	524
140	385
145	275
150	150
T retención	1,58

