

011776
2ep



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

APLICACION DE UN TRATAMIENTO PRIMARIO CON QUIMICOS PARA MEJORAR LA OPERACION DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES EPCCA, EN LERMA ESTADO DE MEXICO, CUMPLIENDO CON LA NOM-001-ECOL-1996

T E S I S
PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(A M B I E N T A L)
P R E S E N T A :
MANUEL FUENTES DIAZ

272046



CAMPUS MORELOS

1999

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CONTENIDO

RESUMEN	1
PREMISAS	5
HIPÓTESIS	5
OBJETIVO	6
METAS	6
1. INTRODUCCIÓN	8
1.1. ESTADO DEL ARTE DEL TRATAMIENTO FÍSICOQUÍMICO	8
1.2. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	11
2. ANTECEDENTES	13
3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	16
3.1. SISTEMAS DISPERSOS	16
3.2. TEORÍA DE COAGULACIÓN - FLOCULACIÓN	19
3.2.1. COAGULACIÓN	21
3.2.1.1. MODELO FÍSICO DE LA DOBLE CAPA	21
3.2.1.2. MODELO QUÍMICO DE LA COAGULACION	23
3.2.1.3. FASES DE LA COAGULACION	25
3.2.1.4. FACTORES QUE AFECTAN EL PROCESO DE COAGULACION Y FLOCULACION	29
3.2.1.5. COAGULACION CON SALES DE ALUMINIO	31
3.2.1.6. COAGULACION CON SALES DE HIERRO	36
3.2.1.7. COAGULACION CON HIDROXIDO DE CALCIO	40
3.2.2. FLOCULACIÓN	40
3.2.2.1. POLIELECTROLITOS	42

3.2.3.	CONDICIONES DE OPERACIÓN Y EQUIPO	49
3.2.3.1	UNIDADES DE MEZCLA RÁPIDA	50
3.2.3.2	EQUIPOS DE MEZCLA LENTA (FLOCULADORES)	52
3.2.4.	TIEMPO DE RETENCIÓN	59
3.2.5.	PRETRATAMIENTO Y POSTRATAMIENTO	59
3.2.6.	PRUEBAS DE TRATABILIDAD	59
4.	DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA Y PROBLEMÁTICA DE RECICLAGUA	61
4.1.	DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA	61
4.2.	PROBLEMÁTICA DE RECICLAGUA	62
5.	METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	67
5.1.	TOMA DE MUESTRA	67
5.2.	SELECCIÓN DEL COAGULANTE	68
5.3.	GRADIENTE DE VELOCIDAD	68
5.4.	ANÁLISIS REALIZADOS	72
5.5.	SELECCIÓN DEL FLOCULANTE	72
5.6.	PREPARACIÓN DE COAGULANTES	75
5.6.1.	SULFATO DE ALUMINIO	75
5.6.2.	CLORURO FÉRRICO	78
5.6.3.	HIDRÓXIDO DE CALCIO (CAL)	79
5.7.	PREPARACIÓN DE LOS FLOCULANTES	80
6.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	82
6.1.	CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL	82
6.1.1.	ANÁLISIS DEL AGUA RESIDUAL	89
6.2.	METAS PARA EL TRATAMIENTO FÍSICOQUÍMICO Y BIOLÓGICO	92
6.3.	SELECCIÓN DEL COAGULANTE	95
6.3.1.	SULFATO DE ALUMINIO	96
6.3.2.	CLORURO FÉRRICO	105
6.3.3.	HIDROXIDO DE CALCIO	112
6.4.	EFECTO DE LOS FLOCULANTES	118
6.4.1.	CON SULFATO DE ALUMINIO	118
6.4.2.	CON CLORURO FÉRRICO	122
6.4.3.	CON HIDRXIDO DE CALCIO	126

6.5. MODIFICACIONES AL TREN DE TRATAMIENTO. 130

7. CONCLUSIONES 153

8. BIBLIOGRAFÍA 159

ANEXOS

INDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 Coagulación, floculación	20
Figura 3.2 Teoría de la doble capa de Stern y Gouy	22
Figura 3.3 Mecanismo de coagulación floculación sedimentación	27
Figura 3.4 Comportamiento del sulfato de aluminio a distintos pH	33
Figura 3.5 Comportamiento de la formación del flóculo en presencia de sulfatos	34
Figura 3.6 Posible mecanismo para depositar especies de hidróxido de aluminio en la superficie de la partícula suspendida	35
Figura 3.7 Especies presentes para el cloruro férrico a diferentes intervalos de pH	38
Figura 3.8 Interferencias en la coagulación por sulfatos y fosfatos	39
Figura 3.9. Estructura de polímeros	45
Figura 3.10 Mecanismo de acción de los polímeros	48
Figura 3.11 Mezcladores mecánicos	51
Figura. 3.12 Mezcladores en línea	51
Figura 3.13 Mezcla por salto hidráulico en un canal Parshall	52
Figura 3.14 Floculadores hidráulicos	53
Figura 3.15 Floculador de tipo oscilatorio (diseño de vigas)	55
Figura 3.16 Distintos tipos de paletas	56
Figura 3.17 Sección longitudinal y transversal de un floculador rotatorio de paleta	57
Figura 3.18 Floculador de turbina montado verticalmente.	58
Figura 3.19 Turbina horizontal.	58

Figura 4.1 Tren de tratamiento actual, planta RECICLAGUA	61
Figura 6.1 Comportamiento de los principales parámetros	84
Figura 6.2 Comportamiento promedio de los principales parámetros	85
Figura 6.3 Comportamiento del influente de RECICLAGUA	85
Figura 6.4 Comportamiento de los principales parámetros monitoreados	86
Figura 6.5 Aforos realizados a la planta de tratamiento	87
Figura 6.6 Histograma de frecuencias del influente para SST	90
Figura 6.7 Histograma de frecuencias del influente para la DBO₅	90
Figura 6.8 Balance de materia con un tratamiento fisicoquímico y un biológico	93
Figura 6.9 Eficiencia de remoción a distintas concentraciones de DQO con sulfato de aluminio	96
Figura 6.10 Eficiencias de remoción utilizando sulfato de aluminio, para una DQO menor de 2000 mg/l en el influente.	97
Figura 6.11 Eficiencias de remoción con sulfato de aluminio, para una DQO entre 2000 a 4000 mg/l en el influente.	98
Figura 6.12 Eficiencias de remoción con sulfato de aluminio, para DQO mayores a 4000 mg/l en el influente.	99
Figura 6.13 Remoción de la DQO soluble con sulfato de aluminio	101
Figura 6.14 Comportamiento del pH a distintas dosis de Sulfato de aluminio	102
Figura 6.15 Comportamiento del potencial Redox utilizando sulfato de aluminio y su relación con la remoción de los SST	102
Figura 6.16 Producción de lodos a distintas dosis de sulfato de aluminio	103
Figura 6.17 Eficiencia de remoción de los parámetros monitoreados a distintas dosis de cloruro férrico y concentraciones de DQO	105

Figura 6.18 Eficiencia de remoción de SST a distintas dosis de cloruro férrico y concentraciones de DQO	106
Figura 6.19 Remoción de la DQO soluble con cloruro férrico	107
Figura 6.20 Comportamiento del pH a distintas dosis de cloruro férrico	108
Figura 6.21 Potencial Redox utilizando el cloruro férrico y relacionado con la remoción de SST	109
Figura 6.22 Producción de lodos a distintas dosis de cloruro férrico	110
Figura 6.23. Producción de lodos para cargas menores a 86.4 ton/d de DQO y distintas dosis de cloruro férrico	111
Figura 6.24 Comportamiento de diversos parámetros a distintas dosis de hidróxido de calcio	112
Figura 6.25 Remoción de sólidos suspendidos totales a diferentes concentraciones de DQO	113
Figura 6.26 Efecto de la concentración de DQO en el proceso coagulación - floculación utilizando hidróxido de calcio	113
Figura 6.27 Comportamiento del pH, utilizando hidróxido de calcio como coagulante	115
Figura 6.28 Comportamiento del potencial Redox con el hidróxido de Calcio y su efecto en la remoción de SST	115
Figura 6.29 Generación de lodo utilizando hidróxido de calcio como coagulante	116
Figura 6.30 Producción de lodos para concentraciones de DQO menores a 2000 mg/L, utilizando cal como coagulante	117
Figura 6.31 Remoción de SST con sulfato de aluminio y polímeros	119
Figura 6.32 Comportamiento del potencial Redox utilizando el sulfato De aluminio y un polímero	119
Figura 6.33 Remoción de SST con cloruro férrico y polímeros	122
Figura 6.34 Comportamiento del potencial Redox con cloruro férrico más un polímero	123

Figura 6.35 Remoción de SST con hidróxido de calcio y polímeros	127
Figura 6.36 Dimensiones recomendadas para el canal Parshall	133
Figura 6.37 Recomendación para la dosificación del sulfato de aluminio	135
Figura 6.38 Arreglo en planta, floculador propuesto	140
Figura 6.39 Vista en corte del floculador propuesto	140
Figura 6.40 Arreglo en planta de las paletas del floculador	144
Figura 6.41 Radios de la paleta del floculador	145

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	Comparación entre el primario convencional y primario avanzado en el tratamiento de aguas residuales	9
Tabla 1.2	Eficiencias de remoción de un sistema avanzado y lodos activados en el tratamiento de aguas residuales	9
Tabla 2.1	Parámetros establecidos en la NOM-001-ECOL-1996 a cumplir por RECICLAGUA	14
Tabla 3.1	Diferentes tipos de sistemas dispersos	16
Tabla 3.2	Intervalos de tamaño de partícula	17
Tabla 3.3	Tiempo de sedimentación en función del tamaño de las partículas.	18
Tabla 3.4	Tiempos aproximados para varias reacciones involucradas en la destabilización de las partículas	31
Tabla 3.5	Reacciones de hidrólisis del Fe^{+3} y sus K_{eq}	37
Tabla 3.6	Gradientes de velocidad usados para diferentes tipos de flóculos	41
Tabla 4.1	Características del agua residual de entrada y del efluente tratado	63
Tabla 5.1	Muestras puntuales tomadas para determinación de la mejor dosis de coagulante y caracterización del agua residual	68
Tabla 5.2	Volumen de solución madre de sulfato de aluminio, para jarras de un litro	78
Tabla 6.1	Caracterización del influente de RECICLAGUA	82
Tabla 6.2	Características del agua residual a la entrada a la planta	83
Tabla 6.3	Análisis de la DQO en el influente de RECICLAGUA	87
Tabla 6.4	Análisis de los SST en el influente	88

Tabla 6.5	Análisis de la DBO en el influente	88
Tabla 6.6	Concentraciones estimadas del influente	90
Tabla 6.7	Límites de cumplimiento para descargas a cuerpos receptores	94
Tabla 6.8	Metas a alcanzar con tratamiento fisicoquímico y el biológico	95
Tabla 6.9	Balance de materia utilizando la mejor dosis de sulfato De aluminio, a una concentración máxima de SST y DBO	92
Tabla 6.10	Balance de materia utilizando la mejor dosis de cloruro Férrico	97
Tabla 6.11	Balance de materia utilizando la mejor dosis de hidróxido de calcio	113
Tabla 6.12	Remoción de DQO utilizando sulfato de aluminio con y sin polímero a dosis de 20 mg/L	120
Tabla 6.13	Remoción de SST utilizando sulfato de aluminio con y sin polímero a dosis de 20 mg/L	120
Tabla 6.14	Volumen de lodo generado con y sin polielectrolitos	121
Tabla 6.15	Comparación de costos, entre la dosis de sulfato de Aluminio empleada contra la dosis propuesta	121
Tabla 6.16	Remoción de DQO utilizando cloruro férrico con y sin polímero a dosis de 190 mg/L	124
Tabla 6.17	Remoción de SST utilizando cloruro férrico con y sin polímero a dosis de 190 mg/L	124
Tabla 6.18	Producción de lodo utilizando 190 mg/L de cloruro férrico	125
Tabla 6.19	Comparación de costos entre la dosis del sulfato de aluminio empleada contra la dosis propuesta de cloruro férrico	126
Tabla 6.20	Comparación de costos de los 3 coagulantes ensayados contra el costo actual	127

Tabla 6.21.	Resumen de dosis óptimas de coagulante y selección del floculante	129
Tabla 6.22	Características del efluente del tanque homogenizador	130
Tabla 6.23	Dosificación máxima y mínima de coagulante	136
Tabla 6.24	Comparación del tratamiento utilizando un tratamiento fisicoquímico	149
Tabla 6.25	Eficiencia de remoción de los principales parámetros	149
Tabla 6.26	Condiciones esperadas del influente para la DBO, de acuerdo a la aplicación gradual de la NOM-001-ECOL-1996	150
Tabla 6.27	Condiciones esperadas del influente para los SST, de acuerdo a la aplicación gradual de la NOM-001-ECOL-1996	150

Resumen

El tratamiento fisicoquímico de las aguas residuales ha sido cuestionado debido a la utilización de reactivos y lodos generados en comparación con los sistemas biológicos de tratamiento. El desarrollo de nuevas tecnologías para sintetizar polímeros, ha abierto la posibilidad de utilizar el tratamiento fisicoquímico para remoción de sólidos suspendidos totales (SST) y demanda bioquímica de oxígeno (DBO), en un mayor porcentaje que el tratamiento primario convencional.

El corredor industrial Lerma en el Estado de México, cuenta con 150 industrias de distintos giros industriales. Las empresas descargan sus aguas residuales en un colector industrial y este las conduce a una planta de tratamiento general llamada EPCCA. En 1999 EPCCA fue vendida a los industriales del corredor Lerma y cambio su nombre a RECICLAGUA. Actualmente, la planta no cumple con las condiciones de descarga establecidas por la NOM-001-ECOL-1996, debido a la calidad del influente y se plantea la construcción de una tercera etapa.

El influente que llega a RECICLAGUA varía de 350 a 500 L/s. La planta cuenta con un pretratamiento químico improvisado; se agrega sulfato de aluminio sin control de flujo en un canal abierto. El floc formado en el canal es destruido por la deficiente ubicación y diseño del mezclador, así como por la falta de un polímero, por consiguiente la calidad del floc que llega al clarificador primario no es adecuado, se obtienen remociones de SST del 52% en promedio. Para la DBO el pretratamiento remueve en promedio el 35%. El volumen de lodo generado en los sedimentadores primarios es de 461.5 m³/d en promedio.

Acorde con la NOM-001-ECOL-1996 en sólidos suspendidos totales y DBO, el efluente de la planta de tratamiento excede un 25 % y 200 % respectivamente acorde a lo estipulado como promedio diario (150 mg/L para ambos parámetros).

El presente trabajo tuvo por objetivo mejorar la eficiencia del pretratamiento primario, mediante la dosificación adecuada de coagulantes y floculantes, así como determinar un régimen de mezclado. Con base en lo anterior, se evaluó el impacto de un buen pretratamiento fisicoquímico, sobre la carga del tratamiento biológico, para que con sus instalaciones actuales, logren cumplir con la NOM-001-ECOL-1996, por lo menos hasta el año 2004.

Se ensayaron 3 coagulantes; sulfato de aluminio, cloruro férrico e hidróxido de calcio en prueba de jarras, se obtuvieron remociones para la demanda química de oxígeno (DQO) y sólidos suspendidos totales (SST) del 35% y 90% respectivamente. Con estos resultados se procedió a mejorar la dosis para obtener un valor preciso de la demanda del coagulante.

Posteriormente, se realizaron pruebas de jarras agregando la dosis óptima de coagulante más un floculante. Se ensayaron 12 floculantes catiónicos, 14 aniónicos y 4 Zwitteriónicos obteniéndose eficiencias de remoción para los SST y DQO del 96 % y 55 % respectivamente.

Los mejores resultados se obtuvieron para concentraciones menores de 2000 mg/L de DQO, equivalente a 86.4 ton/d de DQO a flujo máximo (500 L/s) en el influente, respecto a concentraciones mayores. La DBO no deberá exceder las 33 ton/d equivalente a 770 mg/L a flujo máximo. Lo anterior indica que la planta de tratamiento no deberá exceder ésta carga para que funcione adecuadamente un tratamiento fisicoquímico, por lo que RECICLAGUA deberá exigir condiciones particulares de descarga (CPD's) a cada industria.

El mejor coagulante fue el sulfato de aluminio a dosis de 30 mg/L, al agregar un polielectrolito Zwitteriónico a dosis de 0.2 mg/L, la dosis del sulfato de aluminio disminuyó a 20 mg/L y aumento la eficiencia de remoción del 90 al 96 % para los SST, esto significa un ahorro del 33 % del coagulante. Al agregar sulfato de aluminio a dosis

de 20 mg/L y un polielectrolito Zwitteriónico tipo II a concentraciones de DQO, menores a 2000 mg/L, es posible cumplir con la normatividad.

Utilizando el sulfato de aluminio como coagulante a dosis de 20 mg/L, más un polímero Zwitteriónico como floculante a dosis de 0.2 mg/L, se obtiene un ahorro promedio de 450 dólares diarios en el consumo de reactivos. Lo anterior representa un ahorro anual de 164,250 dólares.

Para que se lleve a cabo una buena coagulación – floculación del agua residual, utilizando el sulfato de aluminio a dosis de 20 mg/L y un polímero Zwitteriónico a dosis de 0.2 mg/L, el potencial redox de la mezcla no deberá exceder los 27 mV. De lo contrario, disminuye considerablemente la eficiencia de remoción de los SST: A mayor dosis de sulfato, aumenta el potencial redox.

Para el caso del cloruro férrico a dosis de 190 mg/L, más un polímero catiónico a dosis de 0.2 mg/L, el potencial redox fue de 15 mV. Utilizando polímeros Zwitteriónicos, el potencial del proceso de coagulación – floculación aumentó de 48 a 58 mV. Lo anterior, significa, que el proceso de coagulación-floculación no se da en este caso por reducción de la doble capa, sino por la teoría de los puentes químicos.

El pretratamiento fisicoquímico remueve el 38 % de la DQO, que equivale a la parte removida de la DBO, para alcanzar el límite estipulado de 150 mg/L como promedio mensual, es necesario un pulimento biológico, el cual aumentará su eficiencia de 54 % a un 86 % al instalar el pretratamiento. La DBO representará el cuello de botella para cumplir con la normatividad, la cual será más estricta gradualmente, para alcanzar los límites será necesario disminuir la CPD's a las empresas de lo contrario el sistema presentara problemas.

Para obtener una calidad homogénea de agua residual en cuanto a cargas orgánicas y caudal se recomienda instalar un tanque de homogenización a la

entrada de la planta. Las unidades del tratamiento fisicoquímico serán: un canal Parshall, un floculador de cuatro cámaras de ejes verticales y por último los clarificadores primarios donde se removerá la mayor parte de los SST y mejorará por tanto la eficiencia del tratamiento biológico.

El volumen de lodo se incrementará alrededor de 10 veces respecto al actual, utilizando un pretratamiento fisicoquímico, por lo que es necesario determinar si la planta de tratamiento de lodos tiene la capacidad para su manejo.

Realizando las modificaciones y llevando a cabo las recomendaciones realizadas al tren de tratamiento actual, *RECICLAGUA* cumplirá los SST sin ningún problema en los tres niveles que se aplicará la NOM-001-ECOL-1996 (para los años 2000, 2005 y 2010). La DBO cumplirá hasta el año 2004, al menos que se modifique el sistema de aeración actual.

Premisas



La coagulación - floculación reduce la carga orgánica cuando es empleado como pretratamiento, en la mayor parte de los diferentes tipos de aguas residuales.



La adición de polielectrolitos Zwitteriónicos incrementa la eficiencia de los procesos fisicoquímicos en el tratamiento de aguas residuales industriales.



La combinación óptima de coagulante – floculante suele encontrarse a partir de pruebas experimentales.

Hipótesis

Es posible encontrar una combinación de coagulante - floculante que disminuya la carga de contaminante al reactor biológico de la empresa para la prevención y control de la contaminación EPCCA ahora RECICLAGUA, de manera que se evite la necesidad de modificar en forma importante, la infraestructura actual.

Premisas

-  La coagulación - floculación reduce la carga orgánica cuando es empleado como pretratamiento, en la mayor parte de los diferentes tipos de aguas residuales.
-  La adición de polielectrolitos Zwitteriónicos incrementa la eficiencia de los procesos fisicoquímicos en el tratamiento de aguas residuales industriales.
-  La combinación óptima de coagulante – floculante suele encontrarse a partir de pruebas experimentales.

Hipótesis

Es posible encontrar una combinación de coagulante - floculante que disminuya la carga de contaminante al reactor biológico de la empresa para la prevención y control de la contaminación EPCCA ahora RECICLAGUA, de manera que se evite la necesidad de modificar en forma importante, la infraestructura actual.

Objetivo

Mejorar la eficiencia del tratamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales industriales (RECICLAGUA), mediante la incorporación de un pretratamiento adecuado al tren de tratamiento para cumplir con la NOM-001-ECOL-1996.

Metas

- Encontrar el tipo y dosis de coagulante (sulfato de aluminio, cloruro férrico o hidróxido de calcio), el tipo de floculante (catiónicos, aniónicos o Zwitteriónicos), necesarios para cumplir con la NOM-001-ECOL-1996 sin ampliar la planta de tratamiento, mediante la implantación de un proceso de pretratamiento fisicoquímico.
- Evaluar la alternativa de utilizar floculantes Zwitteriónicos en el tratamiento de aguas residuales industriales.
- Determinar las variaciones en concentración de los principales parámetros (sólidos suspendidos, demanda química de oxígeno y pH) en el agua residual a la entrada a la planta, para conocer las posibles interferencias que sufre el proceso de coagulación – floculación
- Establecer el tren de tratamiento adecuado para cumplir con la NOM-001-ECOL-1996 y proponer políticas y estrategias de pretratamiento.

Objetivo

Mejorar la eficiencia del tratamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales industriales (RECICLAGUA), mediante la incorporación de un pretratamiento adecuado al tren de tratamiento para cumplir con la NOM-001-ECOL-1996.

Metas

- Encontrar el tipo y dosis de coagulante (sulfato de aluminio, cloruro férrico o hidróxido de calcio), el tipo de floculante (catiónicos, aniónicos o Zwitteriónicos), necesarios para cumplir con la NOM-001-ECOL-1996 sin ampliar la planta de tratamiento, mediante la implantación de un proceso de pretratamiento fisicoquímico.
- Evaluar la alternativa de utilizar floculantes Zwitteriónicos en el tratamiento de aguas residuales industriales.
- Determinar las variaciones en concentración de los principales parámetros (sólidos suspendidos, demanda química de oxígeno y pH) en el agua residual a la entrada a la planta, para conocer las posibles interferencias que sufre el proceso de coagulación – floculación
- Establecer el tren de tratamiento adecuado para cumplir con la NOM-001-ECOL-1996 y proponer políticas y estrategias de pretratamiento.

CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN

1. Introducción

1.1. Estado del arte del tratamiento fisicoquímico

El tratamiento fisicoquímico de aguas residuales se utiliza desde hace más de 100 años. En la década de los 1930 fue severamente cuestionado, debido a la cantidad de reactivos que utilizaba y de los lodos que generaba en comparación con un sistema biológico de tratamiento (Gulp, 1967). Actualmente, en Estados Unidos y algunas ciudades de Europa, el tratamiento con químicos es utilizado para remover fósforo antes de un sistema biológico (Kressi *et al.* 1972, Bowker 1990, Farooq & Bari 1972, Weber Jr. 1972). Altas concentraciones de sales metálicas (>200 mg/L) son necesarias para ello (EPA, 1976). Las ciudades de origen escandinavo, así como algunas europeas, han desarrollado el tratamiento con químicos después del tratamiento biológico para remover fósforo.

Algunos autores sugieren que el tratamiento fisicoquímico debe dirigirse a la remoción parcial de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y los sólidos suspendidos totales (SST).

Esto significa que las dosis de los coagulantes para llevar a cabo la coagulación–floculación, disminuyen considerablemente respecto a la remoción de fósforo, además el lodo generado en esta etapa es más fácil de manejar (Shao *et al.* 1993).

Con el desarrollo de nueva tecnología para sintetizar polímeros, se puede remover sólidos suspendidos totales (SST) y demanda bioquímica de oxígeno (DBO) en el tratamiento de las aguas residuales, utilizando bajas dosis y en mayor porcentaje que el tratamiento primario convencional (Tabla 1.1). (Fetting *et al.* 1990, Halerman *et al.* 1991).

Tabla 1.1 Comparación entre el primario convencional y primario avanzado en el tratamiento de aguas residuales

Parámetro	% Remoción primario convencional	% Remoción primario avanzado
SST	40-60	80-90
DBO ₅	20-30	55-60
Grasas y aceites	20	45
Fósforo total	25	75

La ciudad de Los Ángeles California en Estados Unidos, cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales (Hyperion), donde se utiliza el tratamiento primario avanzado (TPA) como pretratamiento, el efluente va a un sistema biológico de lodos activados. La planta Hyperion es el mejor ejemplo de las altas eficiencias de remoción para sólidos y DBO con esta combinación de sistemas (Metcalf & Eddy, 1991). Esta planta es del tipo municipal y trata un caudal de 16 m³/s. El tratamiento primario avanzado trata la totalidad del volumen con cloruro férrico más un floculante aniónico y la mitad del efluente (8 m³/s) de éste último pasa al proceso biológico. (Tabla 1.2.).

Tabla 1.2 Eficiencias de remoción de un sistema avanzado y lodos activados en el tratamiento de aguas residuales

Parámetro	% Remoción lodo activado convencional	% Remoción primario avanzado	% Remoción primario avanzado + lodo activado
SST	87	84	98
DBO ₅	88	52	96

En México, poco se conoce sobre el tratamiento primario con químicos, pues es considerado muy costoso y generador de grandes volúmenes de lodos. Sin embargo, estudios realizados en Estados Unidos con aguas municipales,

demuestran que el aumento en la generación de lodo al combinar un primario avanzado con un lodo activado es menor de un 10 %, respecto a un lodo activado convencional. Además, los costos globales incluyendo construcción, operación y mantenimiento son ligeramente menores y el lodo obtenido es más fácil de manejar (Shao, 1993).

En cuanto a las aguas industriales, poco se ha desarrollado sobre tratamiento primario con químicos en el ámbito nacional y mundial; casi todas las referencias bibliográficas están referidas a aguas de tipo municipal. Las aguas residuales de tipo industrial son muy complejas, por lo que el sistema de tratamiento depende en mucho de la naturaleza y de la variabilidad del agua.

En México pocas industrias cuentan con plantas de tratamiento de aguas residuales, por lo que la mayoría de ellas arrojan sus efluentes al drenaje o a los cuerpos receptores sin tratamiento alguno. En efecto, de acuerdo con la CNA (1995) sólo el 6 % de las industrias y el 20 % de las descargas municipales a cuerpos receptores, cumplen con la Norma Oficial Mexicana.

Para establecer las condiciones de descarga, tanto la Comisión Nacional del Agua (CNA) como la Procuraduría Federal para el Medio Ambiente (PROFEPA) se rigen por las normas oficiales mexicanas vigentes, la primera toma como base la NOM-001-ECOL-1996 y la segunda la NOM-002-ECOL-1997. La NOM-001-ECOL-1996 establece, los límites máximos permisibles de descarga en ríos, embalses naturales y artificiales, aguas costeras, suelo para riego agrícola y humedales naturales. La NOM-002-ECOL-1996 establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales al alcantarillado.

1.2. Justificación del proyecto

El corredor industrial Lerma en el Estado de México, contiene 150 industrias de distintos giros. Las empresas descargan sus aguas residuales a una planta de tratamiento, que fue construida por los industriales y el gobierno estatal, para limpiar sus aguas. Esta se denomina Empresa para la Prevención y Control de la Contaminación o EPCCA. Durante 1999, EPCCA se desincorporó del Gobierno estatal, por lo que el control y el manejo de la misma lo realizan los industriales y éstos modificaron su nombre a RECICLAGUA. Actualmente, la planta, no cumple con las condiciones de descarga establecidas por la NOM-001-ECOL-1996, debido a la calidad del influente y al nulo control en la dosificación y mezclado del coagulante. Por lo que actualmente, se planteó la construcción de una tercera etapa, *ampliando el sistema de lodos activados.*

El presente trabajo tiene por objeto mejorar la eficiencia del pretratamiento primario, agregando químicos a las aguas industriales de RECICLAGUA, para que **con sus instalaciones actuales**, logren cumplir con la NOM-001-ECOL-1996. Para ello, se realizaron pruebas de jarras ensayando distintas dosis de coagulantes y floculantes, comparando la eficiencia actual contra la que se obtiene a nivel laboratorio.

Adicionalmente se efectuó un diagnóstico de las condiciones de mezcla de la planta y se evaluó el impacto de un buen pretratamiento fisicoquímico, sobre la carga del tratamiento biológico.

CAPITULO 2 ANTECEDENTES

2. Antecedentes

La cuenca Lerma-Chapala-Santiago es considerada como la de más alta prioridad para su saneamiento en el ámbito nacional, por su alto grado de contaminación y gran número de aprovechamientos. Para regular las acciones a emprender al respecto, se creó el programa de ordenación y saneamiento de la cuenca Lerma-Chapala-Santiago, que abarca a 5 estados de la República: Edo. de México, Querétaro, Guanajuato, Michoacán y Jalisco. Como su nombre lo indica además, de sanear la cuenca y restaurar la calidad del agua del Lago de Chapala, principal fuente de abastecimiento de agua potable de la ciudad de Guadalajara, se persigue con el programa ordenar el uso del recurso Hidráulico en las distintas actividades a la que se destina (industria, fines recreativos, etc.). Este programa deberá aplicarse en dos etapas con una inversión total de 661 mil millones de pesos (Flores y Robles, 1992)

El corredor industrial Lerma-Toluca se ubica en la cuenca Lerma-Chapala y agrupa a 150 empresas de diversos giros (alimenticia, metal-mecánica, química, textil, calzado, plásticos, muebles, construcción y farmacéutica). Estas industrias descargan sus aguas residuales al río Lerma provocando problemas de contaminación en el mismo. Las industrias junto con el Gobierno del Estado de México construyeron una planta de tratamiento biológico con un pretratamiento fisicoquímico (RECICLAGUA), para depurar un caudal de 400 L/s. En 1991, la Comisión Nacional del Agua (CNA), le estableció a ésta, condiciones particulares de descarga de 40 mg/L en demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) y de sólidos suspendidos totales (SST). Estos valores nunca se cumplieron debido a las variaciones de carga (hidráulica y másica), así como por el tipo de influente.

Durante 1997 entró en vigor la nueva norma para descargas de aguas residuales a cuerpos receptores **NOM-001-ECOL-1996**, que sustituyó a las normas oficiales anteriores y a las condiciones particulares de descarga (CPD's). De acuerdo con ella, RECICLAGUA debe sujetarse a los parámetros descritos en la Tabla 2.1

Tabla 2.1 Parámetros establecidos en la NOM-001-ECOL-1996 que deberá cumplir RECICLAGUA*(NOM, 1997)

<i>Parámetro</i>	<i>Promedio diario</i>	<i>Promedio mensual</i>
DBO ₅ mg/L	200	150
SST mg/L	200	150
Temperatura °C	N.A.	N.A.
Grasas y aceites	25	15
Sólidos sedimentables mg/L	2.0	1.0
Nitrógeno Kjeldahl mg/L	60	40
Fósforo mg/L	30	20
Arsénico mg/L	0.4	0.2
Cadmio mg/L	0.4	0.2
Cianuro mg/L	3.0	2.0
Cobre mg/L	6.0	4.0
Cromo mg/L	1.5	1.0
Mercurio mg/L	0.02	0.01
Níquel mg/L	4.0	2.0
Plomo mg/L	1.0	0.5
Zinc mg/L	20	10

* Los límites máximos permisibles para descarga en un río, de uso en riego agrícola tipo A

RECICLAGUA se encuentra en consecuencia en el momento de tomar una decisión sobre si ampliar su planta de tratamiento biológico para cumplir con la NOM, o bien, emplear un pretratamiento para que con las instalaciones actuales cumplan ese objetivo.

CAPITULO 3 *FUNDAMENTOS TEÓRICOS*

3. Fundamentos Teóricos

3.1. Sistemas dispersos

En teoría toda clase de materia que esté finamente dividida puede estar en estado coloidal. Los coloides quedan dispersos en el medio que los rodea. Los coloides forman la *fase dispersa* y el medio toma el nombre de *medio dispersante*.

Una sustancia puede estar dentro de otra de varios modos diferentes:

- La molécula de una sustancia A puede estar disgregada dentro de una sustancia B. En este caso se dice que la sustancia A está disuelta en B.
- Partículas o gotas muy pequeñas de la sustancia A están dispersas en B. Aquí se dice que la sustancia A está en estado coloidal dentro de B.
- Partículas relativamente grandes de A están flotando dentro de B. En este caso se dice que A está en suspensión en B.

La Tabla 3.1 muestra los diferentes tipos de sistemas dispersos

Tabla 3.1 Diferentes tipos de sistemas dispersos

Medio de Dispersión	Fase Dispersa	Sistema (ejemplo)
Gas	Líquido	Niebla
Gas	Sólido	Humo
Líquido	Gas	Espuma
Líquido	Líquido	Emulsión
Líquido	Sólido	Suspensión
Sólido	Gas	Espuma sólida
Sólido	Líquido	Emulsión sólida
Sólido	Sólido	Ciertas aleaciones

La Tabla 3.2 muestra los sistemas dispersos por tamaño de partícula

Tabla 3.2 Intervalos de tamaño de partícula

Longitud (cm)	Área/unidad de volumen (cm ² /cm ³)	
1	6	} Suspensiones gruesas
10 ⁻¹	60	
10 ⁻²	600	
10 ⁻³	6 x 10 ⁻³	Suspensiones ordinarias
10 ⁻⁴	6 x 10 ⁻⁴	Suspensiones ordinarias
	Límite de resolución del microscopio óptico	
10 ⁻⁵	6 x 10 ⁻⁵	} Suspensiones coloidales típicas
10 ⁻⁶	6 x 10 ⁻⁶	
10 ⁻⁷	6 x 10 ⁻⁷	
10 ⁻⁸	Soluciones verdaderas	

Para la coagulación el sistema que se aplica es la dispersión de sólido en líquido, que es la que forma gran parte de la turbiedad y el color ordinario del agua.

Los sólidos coloidales suspendidos en el agua presentan una carga electrostática sobre su superficie, que provoca la repulsión entre las partículas y les impide agruparse para formar sólidos conglomerados de mayor tamaño. La coagulación consiste en añadir compuestos químicos al agua para reducir las fuerzas de tensión que apartan a los sólidos suspendidos entre sí. Es el tratamiento esencial para la eliminación de sólidos suspendidos (orgánicos, inorgánicos o biológicos), finamente divididos, los cuales, debido a su tamaño (<10 μm), no sedimentan por acción de la gravedad, lo hacen en forma muy lenta, o no pueden ser retenidos por filtros de arena.

La Tabla 3.3 muestra algunas velocidades de sedimentación de partículas.

Tabla 3.3 Tiempo de sedimentación en función del tamaño y volumen hidráulico de las partículas. (NALCO,1989)

Descripción	Dimensiones mm	Volumen hidráulico mm/s	Tiempo de sedimentación (1m)
Coloidal	$2 \cdot 10^{-4}$ - $2 \cdot 10^{-6}$	$7 \cdot 10^{-6}$	4 años
Arcilla fina	$5 \cdot 10^{-4}$ - $1 \cdot 10^{-3}$	$1.7 \cdot 10^{-4}$ - $7 \cdot 10^{-4}$	0.5 a 2 meses
Arcilla	$2.7 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-3}$	2 días
Limo fino	$5 \cdot 10^{-3}$ - $1 \cdot 10^{-2}$	$1.7 \cdot 10^{-2}$ - $7 \cdot 10^{-2}$	4 a 18 horas
Limo grueso	$2.7 \cdot 10^{-2}$ - $5 \cdot 10^{-2}$	0.5 - 1.7	10 a 30 min.
Fino	0.1	7	2.5 min.
Arena media	0.5	50	20 s
Gruesa	1.0	100	10 s

Los coloides presentes en el agua residual pueden ser hidrofóbicos o hidrofílicos. Los coloides hidrofóbicos (arcillas, etc.) no poseen afinidad por el medio acuoso y carecen de estabilidad en presencia de electrolitos. Estos son susceptibles a la coagulación. Los coloides hidrofílicos como las proteínas, muestran una marcada afinidad por el agua. La absorción provocada por el agua retarda la floculación y generalmente se requiere de un tratamiento especial para obtener una buena coagulación (Mysels, 1959).

La forma de los coloides tiene relación directa con sus propiedades. No se ha hecho sin embargo, una clasificación adecuada de los coloides. Algunos los clasifican en isométricas y anisométricas. Las primeras son las que tienen una *dimensión igual en todas las direcciones* (poliedros, esferas); las segundas son las que se extienden preferentemente en una o dos dimensiones tales como los cilindros, láminas, cintas etc.

3.2. Teoría de coagulación - floculación

Mediante la coagulación-floculación se remueve del 80 al 90% del total de la materia suspendida, del 40 al 70% de la DBO₅, del 30 al 60% de DQO y del 80 al 90% de bacterias, con respecto a la cantidad de sólidos coloidales presentes en el agua residual.

La coagulación-floculación se aplica en situaciones específicas, por ejemplo:

- Como pretratamiento o como ayuda del tratamiento primario con el fin de aumentar la eficiencia de los procesos subsecuentes mediante la eliminación de la materia coloidal.
- Cuando los componentes del agua residual no son biodegradables.
- Si se desea garantizar la sedimentación de los sólidos suspendidos y coloidales.
- Cuando el agua residual contiene gran cantidad de compuestos tóxicos.
- Si los reactivos para el tratamiento están disponibles a bajo costo.

La coagulación-floculación se realiza en dos etapas. En la primera (coagulación), las fuerzas interpartículas son reducidas o anuladas por la adición de reactivos como sales de aluminio, de hierro, de calcio, o algunos polielectrolitos; en la segunda etapa (floculación), las colisiones entre las partículas favorecen la formación de flóculos grandes (Figura 3.1).

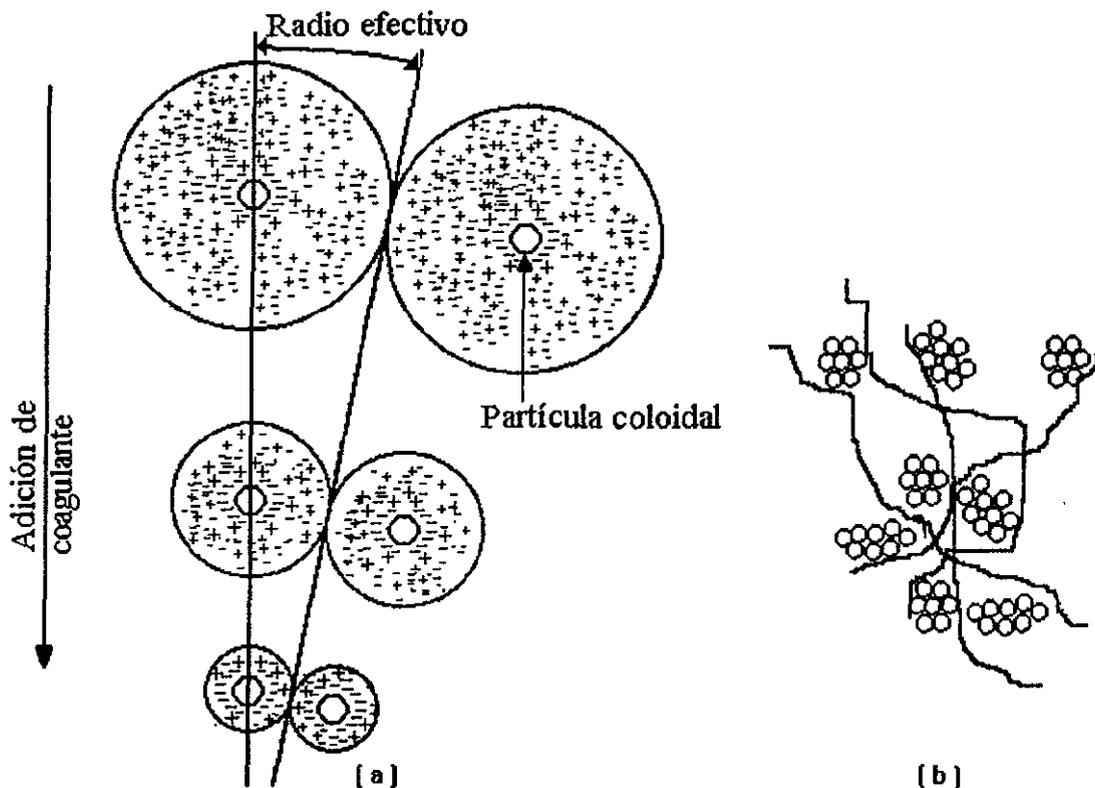


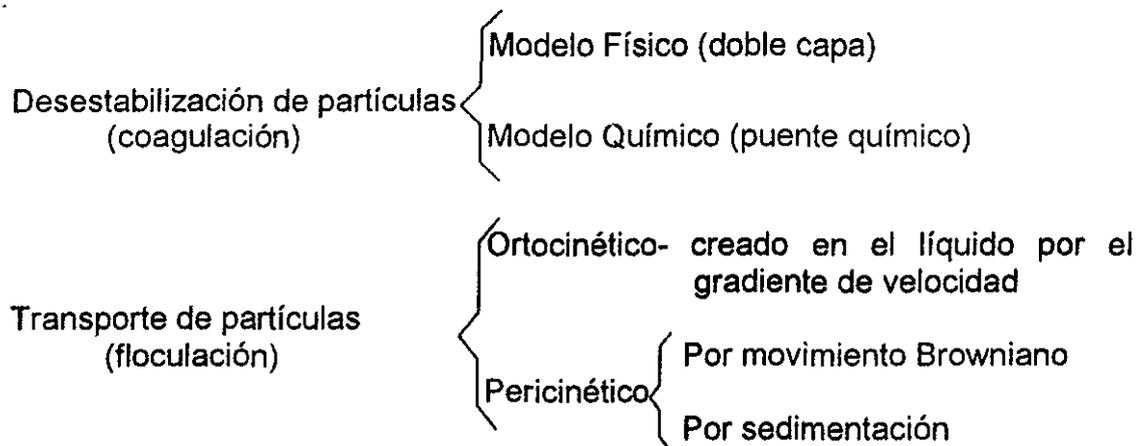
Figura 3.1 (a) Coagulación: la adición de coagulante neutraliza las cargas de las partículas y comprime la "nube" que rodea a los coloides de tal forma que se pueden aglomerar. (b) Floculación: los puentes interpartículas que se forman entre los coloides aglomerados forman flóculos de mayor tamaño susceptibles de sedimentar.

La mayoría de las observaciones indican que los contaminantes eliminados por coagulación son aquéllos que poseen un alto peso molecular y son hidrófobos. Por ello se prefiere la coagulación-floculación para remover el color, sólidos suspendidos, material coloidal, microorganismos, THM (trihalometanos), precursores de XOT (halogenuros orgánicos totales) y moléculas grandes que se adsorben poco en carbón activado. No sirve para la eliminación de compuestos orgánicos solubles

La coagulación es el proceso por medio del cual los componentes en una suspensión estable o solución son desestabilizados energéticamente venciendo las fuerzas que mantienen su estabilidad

La floculación es el proceso por medio del cual partículas desestabilizadas se unen para formar largas partículas estables o aglomerados.

La coagulación es explicada por dos modelos. El modelo físico (Doble capa) y modelo químico (Puente químico). Por otra parte, la floculación se lleva a cabo por dos métodos; La floculación ortocinética y la pericinética. Resumiendo lo anterior:



3.2.1. Coagulación

3.2.1.1. Modelo físico de la doble capa

Los coloides poseen propiedades eléctricas que crean fuerzas de repulsión, evitando la aglomeración y sedimentación. Los iones estables son fuertemente absorbidos a una capa fija al interior del coloide, la cual provee la carga de la partícula, que varía con la valencia y con el número de iones absorbidos. Los iones de carga opuesta forman la capa externa difusa la cual se mantiene cerca de la superficie por fuerzas electrostáticas. El potencial ψ (ψ) está definido como la caída de potencial entre la interfase del coloide y el cuerpo de la solución. El potencial zeta (ζ) es la caída de potencial entre el plano deslizado (plano imaginario donde termina la interfase del coloide) y el cuerpo de la solución. Este potencial se describe

como la carga de la partícula y el grosor de la doble capa. El grosor de la doble capa (χ) es inversamente proporcional a la concentración y a la valencia de electrolitos no específicos; como se muestra en la Figura 3.2. El potencial zeta se ve afectado por el pH debido a la concentración de iones hidrógeno (carga) que presenta la solución.

El potencial zeta puede disminuir por:

- Carga en la concentración del potencial en determinados iones
- Incorporación de iones con carga opuesta
- Reducción de la doble capa por incremento en la concentración del ion en la solución.

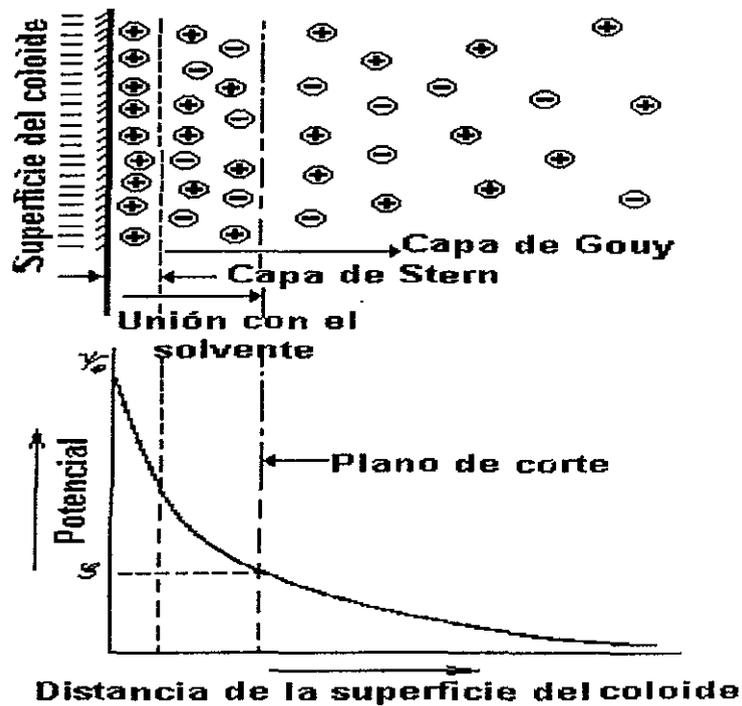


Figura 3.2 Teoría de la doble capa de Stern y Gouy (Ekenfelder Jr. 1989)

La mayoría de los coloides provenientes de desechos industriales poseen carga negativa, por lo que el potencial zeta disminuye y la coagulación es inducida por la adición de cationes de valencia alta. La coagulación óptima se lleva a cabo cuando el potencial zeta es cero, definida como el punto isoeléctrico. La buena coagulación ocurre cuando el potencial zeta oscila entre - 0.5 a + 0.5 m V (Eckenfelder, 1989). Sin embargo, en la práctica el potencial se mide como REDOX y los intervalos entre -20 a 20 mV, son aceptables para la buena coagulación.

La estabilidad del coloide hidrofóbico está dada por la repulsión de las cargas electrostáticas y en el caso de los coloides hidrofílicos la solubilidad en agua que retarda la coagulación.

La adición de cationes con alta valencia provoca una disminución de la carga de la partícula y de la distancia efectiva de la doble capa. En consecuencia, hay reducción del potencial zeta. Los cationes presentes en los coagulantes sirven para neutralizar la carga de los coloides. Esto ocurre antes de la formación del flóculo y de la mezcla rápida la cual "abriga" al coloide haciendo más eficiente al proceso. Se forman "microflocs" los cuales retienen la carga positiva (del coagulante) en intervalos ácidos debido a la absorción de H^+ . Estos microflocs sirven para neutralizar y cubrir la partícula coloidal. La floculación aglomera los coloides con un floc oxido acuoso. En esta fase, la superficie de absorción aún se encuentra activa. Los coloides que no fueron absorbidos inicialmente son removidos al ser atrapados por el floc.

3.2.1.2. Modelo químico de la coagulación

Supone que los coloides son agregados de estructuras químicas definidas cuya carga de partículas coloidales proviene de la ionización de grupos

inorgánicos complejos presentes en la superficie de las partículas dispersadas y que la desestabilización de coloides es debida a la interacción química, la cual es la formación de complejos y existe una transferencia de protones.

Según esto, el efecto desestabilizante de ciertos iones se interpreta más en términos de interacción química que en términos de adsorción de contraiones en la doble capa como en el modelo físico.

Por otra parte, la desestabilización de los coloides, producida por los compuestos poliméricos que se forman en la coagulación o por polímeros como los polielectrolitos, no puede explicarse con el modelo de la doble capa.

La Mer (1963) propuso la teoría del puente químico que supone la molécula del polímero adherida a la superficie del coloide en uno o más sitios de adsorción, dejando libre, extendida en el agua, el resto de la cadena del polímero, la cual puede pegarse de nuevo a otros coloides en los sitios de adsorción vacantes. Se forma así un puente químico entre las partículas que permite el incremento de tamaño de éstas y que promueve su eventual precipitación.

El modelo explica la relación estequiométrica que existe entre la superficie disponible o cantidad de coloides y la cantidad de coloides agregados. Además se puede comprender el hecho de que en muchos casos se obtenga la coagulación óptima con polímeros que tienen una carga similar a la de los coloides.

O Melia (1969) concluye que "Aunque el modelo del puente químico ignora el efecto de las cargas eléctricas, explica la estequiometría y la sobredosis.

Es probable que la desestabilización de las partículas coloidales por sales de fierro y aluminio, no se puede describir en forma completa por ninguno de los dos modelos. Sin embargo, la comprensión del proceso empieza por entender ambos procesos.

3.2.1.1. Fases de la coagulación

La coagulación resulta de dos mecanismos básicos. La coagulación ortocinética, en la cual el potencial zeta es reducido por iones o coloides de carga opuesta inducida por medios mecánicos y la coagulación pericéntrica o electrocinética, ésta se da en un grado menor que la anterior y es provocada por las fuerzas de atracción van der Waals que forman los aglomerados de los coloides.

Debe tenerse en cuenta que cuando se habla de carga electrostática de las partículas de una suspensión, lo que se considera es la carga promedio de las partículas, ya que cada una posee una carga distinta.

Así mismo existen dos tipos de coloides:

Los que existen en la suspensión y se quieren desestabilizar

Los que se forman al agregar los coagulantes

Con estas distinciones, existen 5 fases consecutivas o simultáneas que implicarían reacciones químicas y físicas.

Primera fase: Hidrólisis de los coagulantes y desestabilización de las partículas existentes en la suspensión

Segunda fase: Precipitación y formación de compuestos químicos que se polimerizan

Tercera fase: Adsorción de las cadenas poliméricas en la superficie de los coloides

Cuarta fase : Adsorción mutua entre los coloides

Quinta fase: Acción de barrido

Al agregar un coagulante al agua, este se hidroliza y puede producir la desestabilización de las partículas, por simple adsorción específica de los productos de la hidrólisis (generalmente de carga positiva), en la doble capa que rodea a los coloides negativamente cargados (compresión de la doble capa o neutralización de cargas), o por interacción química con los grupos ionizables de su superficie (primera fase).

Por otro lado como los productos de la hidrólisis de los coagulantes sufren reacciones de polimerización, se transforman en grandes cadenas tridimensionales con extremos activos (segunda fase).

Estas cadenas pueden ser fácilmente adsorbidas en los sitios vacantes de adsorción por los coloides existentes en la suspensión, dejando los extremos extendidos en el agua (tercera fase).

En dichos extremos pueden adherirse a otros coloides que tengan sitios vacantes, formando así, masas esponjosas de partículas de la suspensión ligadas por cadenas poliméricas (cuarta fase). Este proceso deberá ser ayudado agitando lentamente el agua.

Al sedimentar estos coágulos hacen un efecto de barrido (quinta fase), atrapando en su caída nuevas partículas que se incorporan a los microfloculos en formación. La aparición de hidróxidos metálicos insolubles en agua, que se precipitan, contribuyen en el efecto de barrido.

Se ha descrito la secuencia de operación para una coagulación eficiente (Riddick, 1964). Si se requiere, hay que agregar alcalinidad al agua (el bicarbonato tiene la ventaja de proveer alcalinidad sin elevar el pH). Se agregan sales de fierro o aluminio. El coloide es cubierto con moléculas de Al^{+3} o Fe^{+3} y se forman microflocs cargados positivamente. Son agregados ayudantes de la coagulación como sílica activada y/o polielectrolitos al final para formar el floc y controlar el potencial zeta. Después de la adición del álcali y del coagulante, se recomienda una mezcla rápida de 1 a 3 minutos, seguida de una floculación, con la adición del ayudante de la coagulación de 20 a 30 minutos. Los polímeros (polielectrolitos) son de 10 a 15 veces tan efectivos, como el alumbre como coagulante, con la desventaja de que éstos son muy costosos. El mecanismo de la coagulación se muestra en la Figura 3.3.

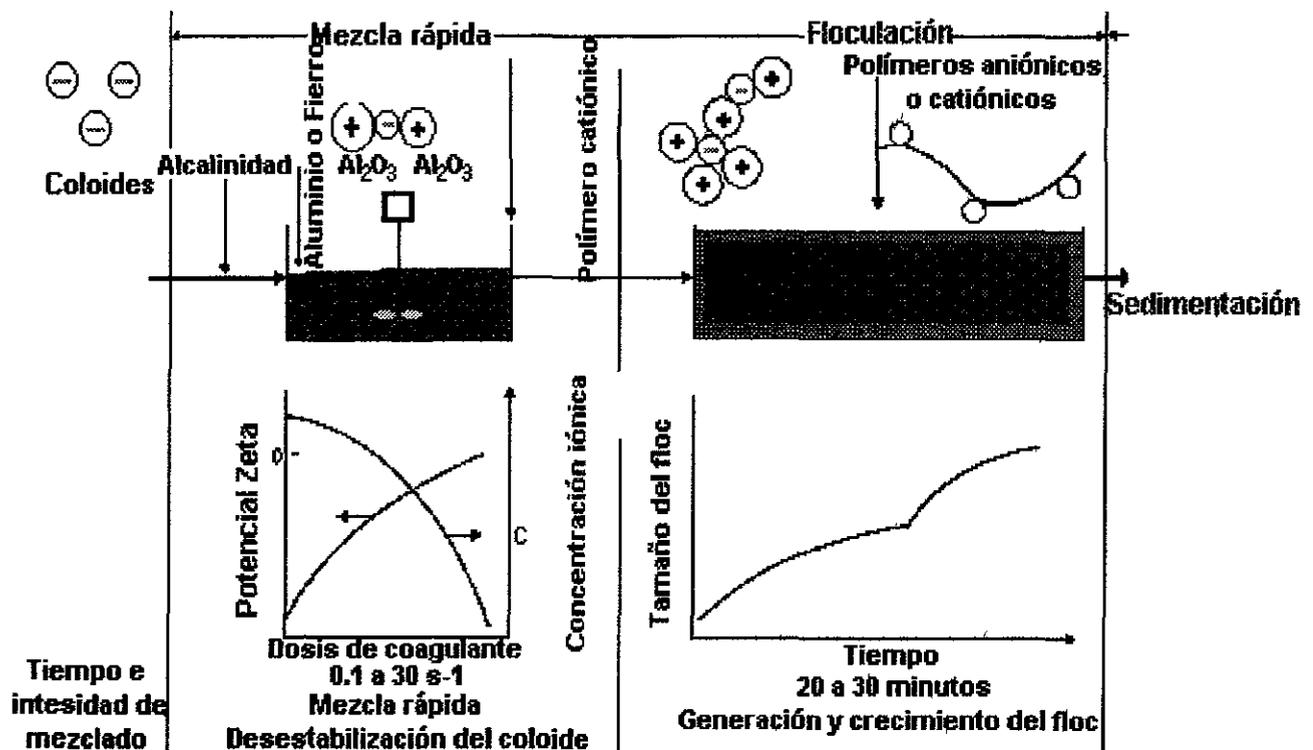


Figura 3.3 Mecanismo de coagulación floculación sedimentación

El empleo de la coagulación ha adquirido recientemente mucha importancia como pretratamiento para la adsorción en carbón activado de compuestos organoclorados. Para la eliminación de la materia orgánica se emplea tanto la hidróxido de calcio como el sulfato de aluminio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$) con rendimientos comparables.

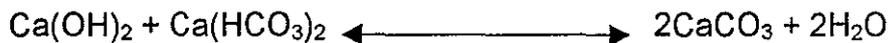
Grandes volúmenes de lodos son generados con el uso de sales de aluminio y fierro en el tratamiento de aguas residuales, estos son gelatinosos y de difícil manejo y disposición, por su dificultad en el desaguado.

A continuación se ilustran algunas de las reacciones químicas que tienen lugar:

Sulfato de Aluminio: (3.1)



Hidróxido de calcio: (3.2)



Cloruro Férrico: (3.3)



Para favorecer la coagulación se utilizan materiales en concentraciones relativamente pequeñas que aceleran el fenómeno. Éstos se clasifican en: a) oxidantes (cloro y el ozono); b) agentes ponderados (arcilla); c) sílice activada y d) polielectrolitos (Culp, 1967).

3.2.1.2. Factores que afectan el proceso de coagulación y floculación

Se ha determinado que existen factores que son importantes durante la coagulación como el pH, dosis aplicada de agente coagulante, agitación y temperatura. Los dos primeros se explicarán a detalle en los siguientes dos incisos cuando se toque el tema de coagulación con sales de aluminio y hierro. Por lo que la explicación estará enfocada a los efectos de la temperatura y agitación.

3.2.1.4.1. Efecto de la temperatura

Los efectos por la temperatura fueron estudiados por Morris y Knocke (1984), y encontraron lo siguiente:

- En condiciones de temperatura extremadamente baja, la eficiencia de remoción de la turbiedad por medio de agentes coagulantes con ión metálico disminuye. Esto puede ser debido a cambios fundamentales en las características de los flóculos, ya que a estas condiciones resultan ser más pequeños, que los formados a temperatura controlada.
- La temperatura tiene gran impacto en el proceso de coagulación, cuando se usa el sulfato de aluminio. Debido a que la velocidad de reacción de la hidrólisis, es dependiente de la temperatura y aumenta cuando se incrementa ésta.
- Condiciones de baja temperatura no pueden inhibir la velocidad de precipitación del hidróxido de aluminio o hierro.

3.2.1.4.2. Efectos causados por la agitación

La importancia de la agitación ha ido cambiando conforme han pasado los años. El objetivo principal de la agitación es el facilitar el contacto entre los iones metálicos y las partículas coloidales que se encuentran en

solución, en un tiempo menor. Anteriormente se recomendaba aplicar una agitación rápida durante cinco minutos y una agitación lenta en una hora.

Las recomendaciones anteriores se daban de forma empírica. Pero en los años 70's se comenzó a investigar los efectos de la agitación. Amirtharajah y Mills (1982), mencionan que el mezclado rápido sólo tiene importancia en uno de los mecanismos que intervienen la coagulación – floculación, adsorción – desestabilización, y que debido a que este mecanismo se realiza en forma muy rápida (microsegundos o en un segundo con las sales de aluminio), la agitación rápida debe realizarse en unos cuantos segundos, ya que si se agitara más tiempo, los flóculos pueden dañarse y las partículas coloidales se reestabilizarían.

El propósito fundamental del mezclado lento es promover colisiones entre partículas para que se formen los flóculos. Esta colisión de partículas se da por el movimiento Browniano, movimiento del fluido y por sedimentación diferencial.

Las colisiones entre dos partículas menores a 1 micrómetro de diámetro, se dan primeramente por movimiento Browniano. Las colisiones entre partículas pequeñas y grandes son en su mayoría generadas por sedimentación diferencial. Ambos procesos no se ven afectados por la intensidad del mezclado.

Las colisiones por movimiento del fluido se dan entre partículas de todos tamaños y ocurre principalmente en las regiones de tamaño donde no son influenciadas de forma significativa por el movimiento Browniano y la sedimentación diferencial.

La Tabla 3.4 muestra los tiempos aproximados para las reacciones involucradas en el proceso de desestabilización.

Tabla 3.4 Tiempos aproximados para varias reacciones involucradas en los procesos de desestabilización de las partículas

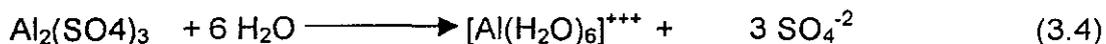
Reacciones	Tiempo (segundos)
Formación de complejos mononucleares ($AlOH^{2+}$, $FeOH^{2+}$)	0.1
Formación de complejos polinucleares	0.01 a 1
Adsorción de especies superiores en partículas coloidales	10^{-10}
Cambios de la estructura de la doble capa	10^{-8}
Colisión Browniana	0.01 a 100
Cambios de carga en la superficie de las partículas	10^{-6} a 10000

3.2.1.3. Coagulación con sales de aluminio

Las sales de aluminio forman un floc ligeramente pesado. Las más conocidas de éstas son el sulfato de aluminio, sulfato de aluminio amoniacal y el aluminato de sodio. El primero es un coagulante que por su bajo costo y su manejo relativamente sencillo, se utiliza con mayor frecuencia en plantas de tratamiento de agua potable y aguas residuales, respecto a los otros dos.

Theriaul y Clark en 1923 reconocieron que un precipitado de alumbre no se forma cuando la solución final es muy ácida o muy alcalina. Lo anterior significa que la concentración de iones hidrógeno de la mezcla final agua y sulfato de aluminio es de fundamental importancia en la formación del floc.

El coagulante más utilizado en el tratamiento de aguas residuales es el sulfato de aluminio o alumbre $[Al_2(SO_4)_3 \cdot 18 H_2O]$, el cual se puede emplear en forma sólida o líquida. Cuando esta en solución se encuentra hidrolizado, esto es asociado al agua.



Una propiedad de los cationes metálicos es que no pueden permanecer puros cuando están rodeados de moléculas de agua. Por tanto los iones Al^{+++} no existen en solución acuosa.

Los iones de aluminio hidratados $[\text{Al}(\text{H}_2\text{O})_6]^{+++}$ actúan como un ácido de Bronsted y reacciona con las bases que encuentra en el agua. Por tanto reacciona con la alcalinidad del agua y con las moléculas de agua. Como las bases que constituyen la alcalinidad son más fuertes que el agua, los iones hidratados reaccionarán siempre antes con las bases. Por lo que habrá un consumo de alcalinidad y descenso en el pH.

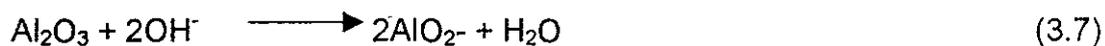
Cuando el alumbre es agregado al agua en presencia de alcalinidad, la reacción es la siguiente:



El hidróxido de aluminio esta en forma $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot x\text{H}_2\text{O}$ y puede actuar como ácido o como base, bajo condiciones ácidas.

$$[\text{Al}^{+3}] [\text{OH}^-]^3 = 1.9 \cdot 10^{-33} \quad (3.6)$$

A pH 4.0, 51.3 mg/L de Al^{+3} puede estar en solución. Bajo condiciones alcalinas, la solución acuosa de óxido de aluminio se disocia:



$$[\text{AlO}_2^-] [\text{H}^+] = 4 \cdot 10^{-13} \quad (3.8)$$

A pH 9.0, 10.8 mg/L de aluminio puede estar en solución. El floc de aluminio es menos soluble a pH de 7.0. La carga del floc es positiva abajo de pH de 7.6 y negativa arriba de 8.2. Entre los límites, la carga del floc es variable (mezclada). Altas dosis de alumbre en el tratamiento de algunas aguas residuales industriales pueden provocar una postprecipitación del floculo de aluminio, dependiendo del pH en la floculación.

La Figura 3.4 muestra las especies presentes del sulfato de aluminio a pH distintos. Se pueden identificar 3 zonas:

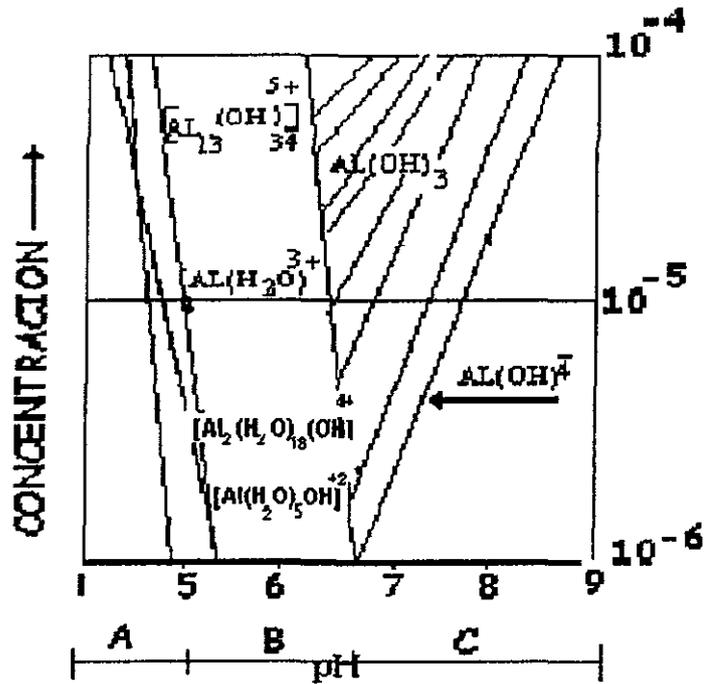


Figura 3.4 Comportamiento del sulfato de aluminio a distintos pH

A pH de 5 o menor, la especie predominante la constituyen iones hidratados de aluminio ($[Al(H_2O)_6]^{3+}$, $[Al(H_2O)_5(OH)]^{+2}$, $[Al_2(H_2O)_8(OH)]^{+4}$). La zona A representa la forma en que se encuentra el sulfato de aluminio en solución, a pH 4 el 90 % del Al (III) esta como iones hidratados de aluminio.

Entre 5 y 6.5 predominan los compuestos poliméricos $[Al_{13}(OH)_{34}]^{+5}$, $Al_8(OH)_{20}$. El mecanismo de coagulación se debe a la adsorción de estas especies en la superficie de los coloides, con la siguiente reducción e inversión del potencial zeta, esta representada por la zona B. En esta forma se lleva a cabo la mejor remoción de coloides.

La zona C esta representa los valores de pH mayores a 6.5, donde predomina el hidróxido de aluminio $Al(OH)_3$ que al precipitar atrapa las partículas suspendidas (floc de barrido).

La Figura 3.5 muestra como los sulfatos presentes en el agua residual, provocan un cambio del pH óptimo en el proceso de coagulación – floculación y en el tiempo de inicio de formación del flóculo.

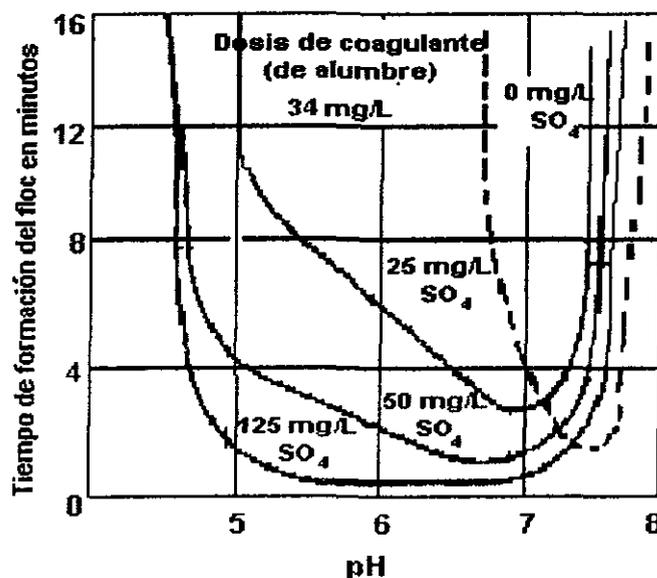


Figura 3.5 Comportamiento de la formación del flóculo en presencia de sulfatos

Para una concentración de sulfatos en el agua residual de cero, el pH ideal para el proceso de coagulación - floculación es de 7.5. A 25 mg/L de sulfatos, el intervalo de pH óptimo para la coagulación es de 7.3 a 7.8. A

concentraciones de 50 mg/L, el pH recomendado es de 6 a 7.5. Finalmente, para 125 mg/L el intervalo de pH, se amplía de 5 a 7.8. El ión sulfato incrementa el intervalo ácido, pero reduce el alcalino.

Johnson y Amirtharajah, (1983), proponen un posible mecanismo para depositar las especies de hidróxido de aluminio en la superficie de la partícula suspendida. La Figura 3.6 muestra este mecanismo

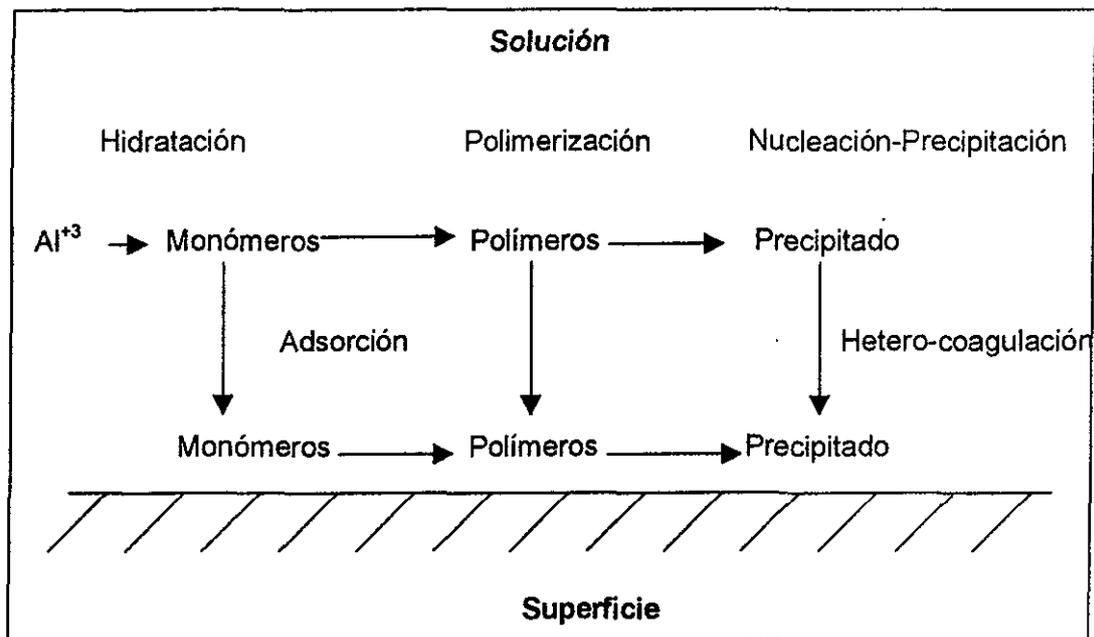


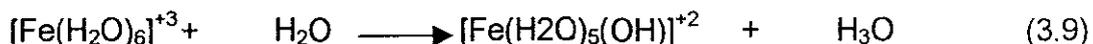
Figura 3.6 Posible mecanismo para depositar especies de hidróxido de aluminio en la superficie de una partícula suspendida

3.2.1.4. Coagulación con sales de Hierro

Las sales de hierro tienen ventaja sobre las sales de aluminio en algunos casos, porque forman un floc más pesado con mayor velocidad de asentamiento y porque pueden trabajar en un intervalo de pH más amplio, pero con la desventaja de que más difícil su manejo. Por tanto se utilizan cuando las

sales de aluminio no producen una coagulación adecuada o cuando los sedimentadores están demasiados recargados y resulta más económico aumentar el peso del floc, para incrementar el peso de ellos. Las sales de hierro más conocidas son: el cloruro férrico, el sulfato férrico y el ferroso.

Las sales de hierro al entrar en contacto con la solución primeramente son hidratadas. Posteriormente se forma un equilibrio ácido – base como se muestra a continuación.

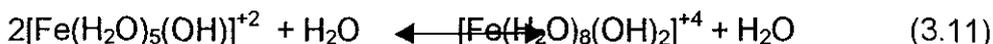


La transferencia de un protón a una molécula de agua, una molécula de agua es transformada a un hidróxido. La base conjugada de la reacción anterior puede transferir de nuevo un protón.



La adición de sales de hierro Fe^{+3} el descenso de pH, esto se justifica debido a que su constante de acidez es similar a la del ácido fosfórico.

Los complejos de hidróxido de hierro tienen una fuerte tendencia a polimerizarse. La reacción simple dirige a una especie dimérica.



El dímero formado puede tener una secuencia de reacciones hidrolíticas, probablemente por reacciones de deshidratación, dirigidas a una coordinación progresiva de iones Fe^{+3} con los iones hidróxido. Como la carga de Fe^{+3} disminuye debido a la coordinación con grupos hidroxilo, la repulsión entre los iones decrece y la tendencia a polimerizar se incrementa.

La Tabla 3.5 muestra algunas reacciones de hidrólisis para el Fe^{+3}

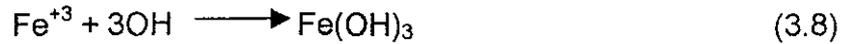
Tabla 3.5 Reacciones de hidrólisis del Fe^{+3} y sus constantes de equilibrio

Especies	Reacciones	Log K (25°C)
Fe^{+3}	$\text{Fe}(\text{OOH}) + 3\text{H}^+ \rightleftharpoons \text{Fe}^{+3} + \text{H}_2\text{O}$	-38
$\text{Fe}(\text{OH})^{+2}$	$\text{Fe}^{+3} + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{Fe}(\text{OH})^{+2} + \text{H}^+$	-2.6
$\text{Fe}(\text{OH})_2^+$	$\text{Fe}^{+3} + 2\text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{Fe}(\text{OH})_2^+ + 2\text{H}^+$	-6.74
$\text{Fe}(\text{OH})_3$	$\text{Fe}^{+3} + 3\text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{Fe}(\text{OH})_3 + 3\text{H}^+$	-6
$\text{Fe}(\text{OH})_4^-$	$\text{Fe}^{+3} + 4\text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{Fe}(\text{OH})_4^- + 4\text{H}^+$	-23
$\text{Fe}(\text{OH})_2^{+4}$	$2\text{Fe}^{+3} + 2\text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{Fe}(\text{OH})_2^{+4} + 2\text{H}^+$	-2.85

Stumm y O'Melia (1968), enfatizan que los efectos de las sales de Fe^{+3} y Al^{+3} sobre la coagulación no son causados por los iones metálicos simples ($\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_6^{+3}$ y $\text{Al}(\text{H}_2\text{O})_6^{+3}$), sino por productos de la hidrólisis, las cuales son complejos hidroximetálicos multinucleares que pueden ser altamente cargados. La formación de complejos de estos iones ocurre no sólo con los OH^- sino con otras bases y con grupos ionizados en muchos coloides.

Se cree que la adsorción es uno de los pasos más importantes en la desestabilización de las partículas coloidales. Stumm y O'Melia (1968) proponen que cationes metálicos tales como el de Fe^{+3} y Al^{+3} son hidratados en agua y están presentes como acuacomplejos. Los complejos hidroximetálicos se forman en agua y son rápidamente adsorbidos en la interfase de partículas dispersas, mientras que los iones acuometálicos simples no son adsorbidos. A causa de la adsorción de especies con cargas opuestas, las partículas dispersas se desestabilizan permitiendo que la coagulación – floculación ocurra.

El óxido de hierro insoluble en solución acuosa se forma a pH de 3 a 13:



La carga del floc es positiva a pH ácido y negativa en pH alcalinos, la mezcla de cargas está en pH entre 6.5 a 8.0.

El intervalo de pH que maneja el cloruro férrico va de 3 a 13 y se aplica a concentraciones del 2 al 20 %. La Figura 3 muestra las especies presentes para el cloruro férrico a diferentes intervalos de pH, identificándose dos zonas:

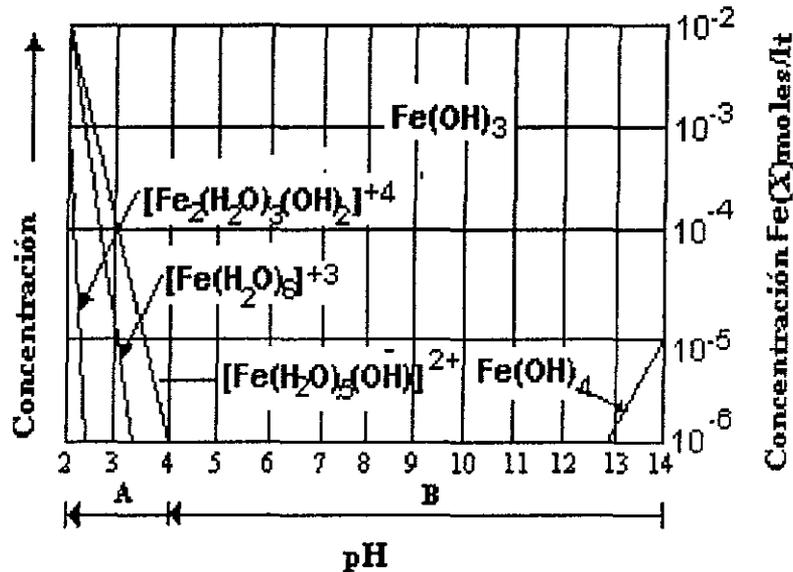


Figura 3.7 Especies presentes para el cloruro férrico a diferentes intervalos de pH

A pH inferior a 4 las especies presentes están constituidas por iones de hierro hidratados $(\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_6)^{+3}$, monohidróxidos simples $([\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_5(\text{OH})]^{+2})$ o compuestos poliméricos.

A pH mayor a 4 las especies que dominan son los hidróxidos de hierro insolubles, observando que el campo de insolubilidad del hidróxido férrico es mayor que la del hidróxido de aluminio.

Como en el caso del Al (III), son los iones trivalentes hidratados los responsables de la compresión o neutralización de la doble capa. Los compuestos polinucleares poliméricos cargados positivamente, son rápidamente absorbidos por la superficie del coloide, estableciendo puentes químicos. La agitación lenta estimula este proceso (floculación ortocinética).

Los sulfatos y fosfatos también cambian el ámbito de acción de la coagulación, ampliando el intervalo del pH óptimo, como se observa en la Figura 3.8.

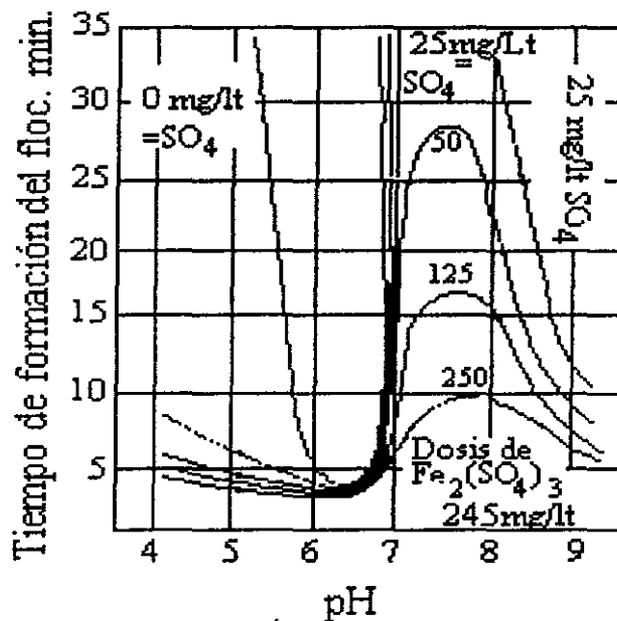


Figura 3.8 Interferencias en la coagulación por sulfatos y fosfatos

3.2.1.5. Coagulación con hidróxido de calcio

El hidróxido de calcio no es exactamente un coagulante, pero reacciona con la alcalinidad de bicarbonatos y ortofosfatos presentes en el agua residual, precipitando bicarbonato de calcio e hidroxiapatita respectivamente. A pH's elevados precipitan los hidróxidos de magnesio. Para que se lleve a cabo una buena clarificación es necesaria la presencia de $Mg(OH)_2$ gelatinoso, pero esto trae como consecuencia un lodo residual difícil de desaguar. Los lodos generados con el hidróxido de calcio generalmente son espesados, desaguidos y calcinados para convertir el carbonato de calcio a hidróxido de calcio para reuso.

3.2.2. Floculación

El proceso de floculación consiste en la aglomeración de partículas coloidales suspendidas, por medio de un mezclado físico o con un ayudante químico, para formar flóculos de mayor tamaño capaces de ser separados por procesos subsecuentes como sedimentación o filtración.

Dentro del proceso de floculación, podemos distinguir aquél donde sólo se involucra el mezclado de partículas coalescentes que no requieren reactivos coagulantes, de aquél que consiste en la adición de reactivos seguida de un mezclado.

La floculación se basa en la colisión y aglomeración de las partículas presentes en el líquido, sean éstas de origen natural o producto de la precipitación química o de la coagulación. Las colisiones entre partículas coloidales, condición necesaria y previa a la aglomeración, pueden ocurrir por el movimiento Browniano, o bien, al inducir el movimiento por medios

mecánicos o hidráulicos. El primer caso es conocido como floculación pericinética y el segundo se denomina floculación ortocinética.

La rapidez y el grado de agregación de las partículas dependen principalmente del número y tamaño de éstas, de la rapidez de choque, de la capacidad de la partícula para adherirse a otra y del tiempo y grado de mezclado (gradiente de velocidad). Camp (WPCF, 1982) comprobó que la rapidez de colisión o choque de partículas para una concentración dada es proporcional al gradiente de velocidad absoluta (G) o al cambio de velocidad en el líquido.

Para tratamientos de aguas residuales con hidróxido de calcio son usados valores altos de velocidad, mientras que para la coagulación con alumbre, se emplean valores bajos

En la práctica, no es posible tener un gradiente de velocidad uniforme en toda la masa del líquido; por lo tanto, se emplean valores promedio de los gradientes de velocidad.

Por otra parte, el mecanismo de mezclado está determinado por la fuerza del flóculo resultante. Un flóculo frágil requiere un gradiente de velocidad más bajo. La Tabla 3.6 muestra los valores límites establecidos para el gradiente de velocidad.

Tabla 3.6 Gradientes de velocidad usados para diferentes tipos de flóculos (WPCF 1982)

Agua residual	Gradiente de velocidad, G, s^{-1}
Flóculos frágiles, ej. Flóculos biológicos	10 – 30
Flóculos de fuerza media; ej. flóculos presentes al remover la turbiedad	20 – 50
Flóculos químicos, ej. Flóculos formados en los procesos de precipitación.	40 – 100

3.2.2.1. Polielectrolitos

Los polielectrolitos son moléculas de cadena larga de alto peso molecular (10^4 a 10^7). Contiene grupos cargados que producen la absorción de compuestos, con la capacidad de formar puentes y neutralizar los diferentes potenciales existentes entre las partículas floculadas. Estos pueden ser naturales o sintéticos. Largos flóculos (0.3 a 1 mm) son generados con bajas dosis del polímero en combinación con un coagulante, sea de aluminio o hierro. El polielectrolito es una sustancia que es poco afectada, por cambios en el pH, una vez realizada la floculación y puede servir como coagulante reduciendo la carga efectiva de un coloide. Existen tres tipos de polielectrolitos: los de carga positiva o catiónicos (que absorben coloides con carga negativa o flóculos), los de carga negativa o aniónicos (los cuales sustituyen sus grupos aniónicos en la partícula coloidal permitiendo uniones de hidrógeno entre el coloide y el polímero) y los neutros o no iónicos (los cuales adsorben y floculan por puentes de hidrógeno entre la superficie del sólido y los grupos polares en el polímero).

Los polielectrolitos pueden ser ineficaces para aguas de baja turbidez (pocas partículas coloidales). Lo anterior probablemente se deba a la baja velocidad de contacto que existe entre partículas.

La ventaja de los polielectrolitos radica en que cuando las partículas no pueden aproximarse por las fuerzas de repulsión creadas por la doble capa, la gran longitud de las cadenas poliméricas, permite unir los coloides entre sí por energía química. Esta reacción es generalmente muy rápida, del orden de 10 segundos y con la adsorción del 85 % del polímero.

Generalizando el comportamiento de los polielectrolitos se desprenden las siguientes conclusiones (Arboleda, 1973):

- Los polielectrolitos utilizados en conjunto con coagulantes metálicos comunes, producen un flóculo que sedimenta rápidamente.
- Con cierto tipo de aguas, la dosificación de polímeros en pequeñas cantidades reduce el gasto de coagulantes
- Las algas son rápidamente coaguladas con polímeros catiónicos.
- Los polielectrolitos pueden actuar como ayudantes de coagulación y como coagulantes.
- Todos los polielectrolitos no son coagulantes efectivos con todas las aguas.
- Dosis excesivas de polímeros producen dispersión en lugar de ayudar a la coagulación.

- Los polímeros deben añadirse en forma de solución diluida para asegurar una mezcla completa.

La efectividad de los polímeros en el proceso de coagulación - floculación estará en función de la tendencia que tenga el polímero en reaccionar con las partículas a coagular. Las propiedades de los polímeros están influenciadas por su estructura química y por el medio que los rodea. En la Figura 3.9 se observa que las estructuras cuentan con grupos ionizables que son afectados por los cambios del pH. En soluciones con fuerza iónica muy baja la estructura del polímero es prácticamente lineal. Generalmente se usan dosis pequeñas desde 0.01 a 1 mg/L aún para efluentes con residuos metálicos. El exceso de estos materiales puede dañar más la calidad del agua en comparación con los beneficios obtenidos empleando dosis más pequeñas.

Los polielectrolitos orgánicos e inorgánicos se adsorben rápidamente en la superficie de la materia coloidal y aceleran la formación de flóculos. Están diseñados para ser solubles en agua, adsorber completamente o reaccionar rápidamente con la materia orgánica y no producir flóculos voluminosos para facilitar la filtración. Su uso es restringido debido a su alto costo y a que introducen una gama de impurezas producto de la síntesis, entre las cuales destaca la acrilamida.

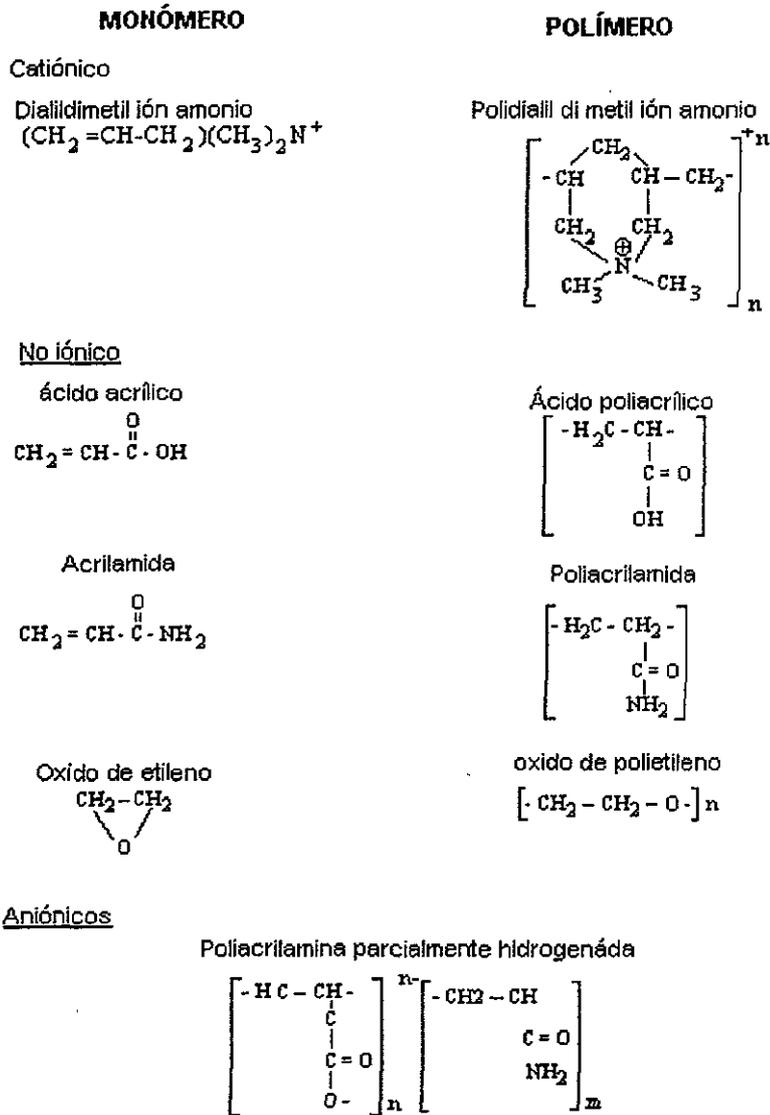


Figura 3.9. Estructura de polímeros utilizados como coagulantes (AWWA, 1972)

La sílica activada es un polímero de cadena corta que sirve para unir partículas muy finas de hidrato de aluminio. A altas dosis de sílica se inhibe la formación del floc debido a sus propiedades electronegativas. Las dosis que se emplean van de 5 a 10 mg/L.

La aplicación correcta para una mayor eficiencia en el uso del polímero se resume como sigue:

- Una buena floculación dependerá de la adecuada difusión del polímero a través de la suspensión
- La concentración inicial del polímero en la solución no influye fuertemente en la floculación mientras que exista un buen mezclado. Incrementar la dilución en el agua puede tener significado en mejorar el transporte del polímero al sólido.
- La adición por etapas del polímero provee una mejor formación de flóculos mediante el reacondicionamiento de cualquier flóculo semi-degradado.

El tipo de grupo iónico en el polímero puede ser el instrumento para determinar la eficiencia de un floculante, la cual depende de su habilidad para unirse a la superficie de la partícula coloidal. La adsorción puede ocurrir mediante atracción electrostática, unión química, puente de hidrógeno, asociación hidrofóbica, formación de complejos o de muy diversas formas. Los polímeros cargados tienen una configuración extendida en la solución dada la repulsión intramolecular de sus grupos funcionales. Esta configuración puede ser ventajosa para el puente entre partículas, pero la repulsión electrostática puede impedir la adsorción si la molécula contiene un gran número de grupos cargados similares a los que hay en los sólidos.

Por otro lado, una adsorción muy fuerte puede causar que el polímero se comprima en la superficie de la partícula, dando como resultado muy pocos puentes. Entonces las características químicas y estructurales del floculante tienen un efecto significativo en la eficiencia del mismo. (Rey *et al.*, 1986)

Los polímeros se trabajan en forma seca, en solución, en emulsión o en forma de gel. Cada forma tiene sus ventajas y desventajas.

Los polímeros en solución son los más fáciles de aplicar, estos contienen de un 10 a un 50 % de material activo. Son productos de bajo peso molecular (los de alto peso molecular producen soluciones muy viscosas y por consiguiente contienen menos de 10 % de producto activo en solución). Las temperaturas bajas aumentan la viscosidad de la solución y puede provocar dificultad en el manejo.

Los polímeros sólidos son los más activos, ya que entre más fina es la partícula mayor es la solubilidad en ella. Cuando se alimenta el sólido demasiado rápido pueden generarse geles que no se disuelven fácilmente.

Los polímeros en emulsión contienen entre un 25 y un 60 % de producto activo. Las ventajas de una emulsión son un mayor porcentaje activo respecto al líquido y una mayor rapidez de mezclado que el sólido.

Finalmente, los polímeros en gel son más activos que los de forma líquida y son generalmente de alto peso molecular.

La mejor explicación del mecanismo en el cual los polielectrolitos desestabilizan los coloides esta basada en la adsorción de los mismos en la superficie de las partículas, seguida de una reducción de la carga o creando puentes entre los coloides y el polímero (Figura 3.10).

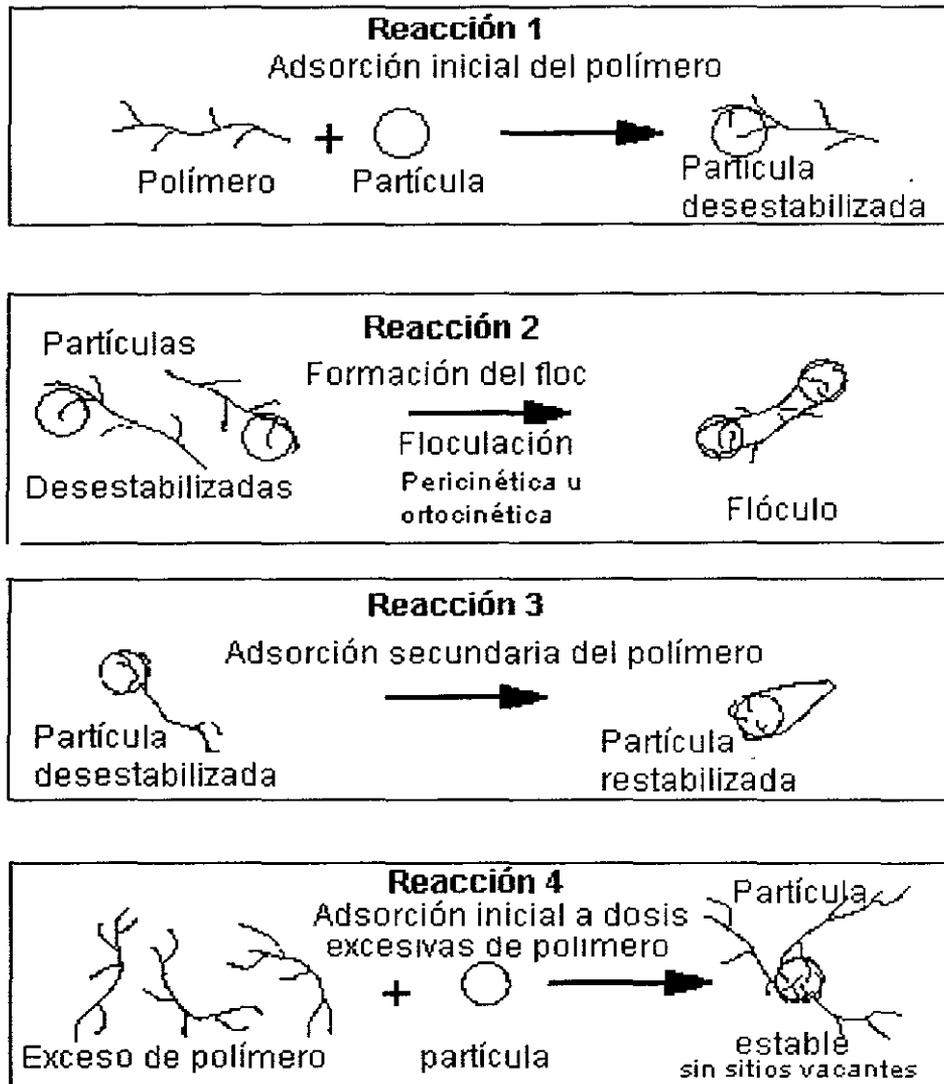


Figura 3.10 Mecanismo de acción de los polímeros (AWWA, 1972)

El nombre de los polímeros Zwitteriónicos significa doble ión. La idea de utilizar polímeros Zwitteriónicos como floculantes se debe a sus características particulares de alta solubilidad en el agua y a su estructura molecular, la cual tiene una carga positiva y una negativa.

Los polímeros Zwitteriónicos (conocidos como anfóliticos) han sido poco estudiados y existen pocas publicaciones al respecto. Tienen un comportamiento similar a los polímeros comerciales, respecto al pH, dosis óptima, remoción de turbiedad orgánica e inorgánica y se ha demostrado que funcionan mejor a pH ácidos. El efecto de la floculación es notable a partir de un pH de 4. Estos remueven efectivamente turbiedad inorgánica. Los flóculos que se forman no son muy grandes y son de fácil sedimentación (Orta *et al.* 1989).

3.2.3. Condiciones de operación y equipo

Según Culp *et al.* (1978), la teoría del proceso coagulación-floculación sirve para comprender el proceso, pero no para diseñar las unidades de tratamiento. En realidad, la selección de los reactivos y sus dosis, así como la determinación de las condiciones físicas deben efectuarse en el laboratorio, mediante la prueba de jarras, con pruebas piloto y con base en la experiencia, dependiendo principalmente del tipo de agua a ser tratada. Además, el diseño de las unidades debe ser flexible ante las variaciones en gastos y características del agua residual.

El sistema de coagulación-floculación puede llevarse a cabo en una sola unidad o en unidades separadas. Cualquiera que sea el caso, la coagulación se lleva a cabo usando una unidad de mezcla rápida diseñada para crear gradientes de 300 s^{-1} o mayores, con un tiempo de retención de 15 a 60

segundos. El coagulante puede ser alimentado en forma mecánica, por vertedores, paleando o agregando cubetadas, o en forma neumática.

Si la floculación se realiza en una unidad independiente, la velocidad en los conductos debe ser de 0.15 a 0.3 m/s para evitar que se rompa el flóculo. La agitación necesaria para el proceso se induce por medios mecánicos, como paletas, o neumáticos, como difusores de aire. El tiempo requerido para la floculación depende de las características del agua tratada: en efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales va de 5 a 30 minutos.

Tanto para la coagulación como la floculación se obtienen mejores resultados cuando se utilizan unidades en paralelo que una unidad grande (Culp *et al.* 1978).

3.2.3.1. Unidades de mezcla rápida

Como se mencionó antes, las unidades de mezcla rápida se diseñan para crear gradientes de velocidad de 300 s^{-1} o mayores. Hay varias formas de efectuar la mezcla rápida: mezcladores hidráulicos en tuberías, tanques con impulsores de alta velocidad, tanques aerados (desarenadores) y salto hidráulico en canales.

La función de estas unidades es lograr que la mezcla de los reactivos con el agua residual sea lo más homogénea posible y que se consiga en tiempos reducidos.

En las figuras 3.11, 3.12 y 3.13 se ilustran algunos ejemplos de mezcladores mecánicos, mezcladores hidráulicos en tuberías y mezcladores en canal.

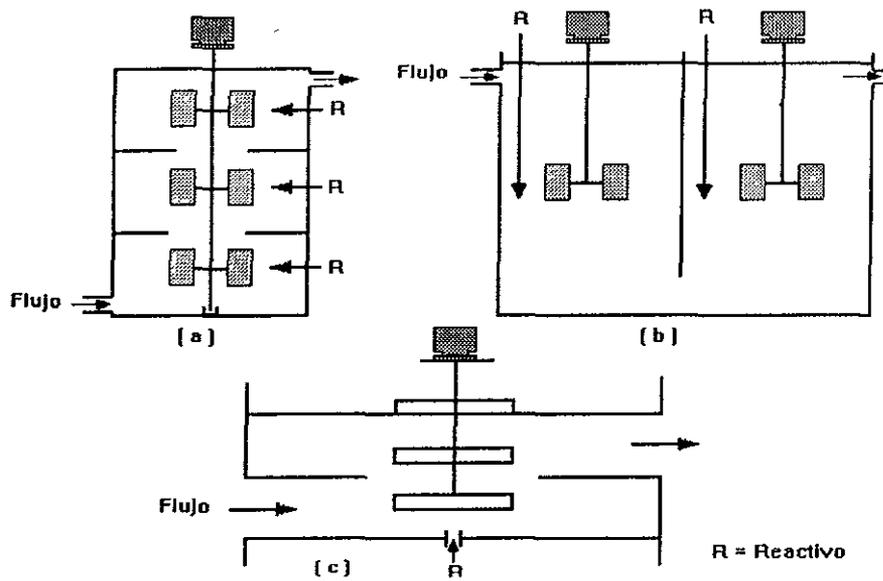


Figura 3.11 Mezcladores mecánicos: a) mezclador de reactor profundo, b) mezclador con dos impulsores y c) mezclador en línea.

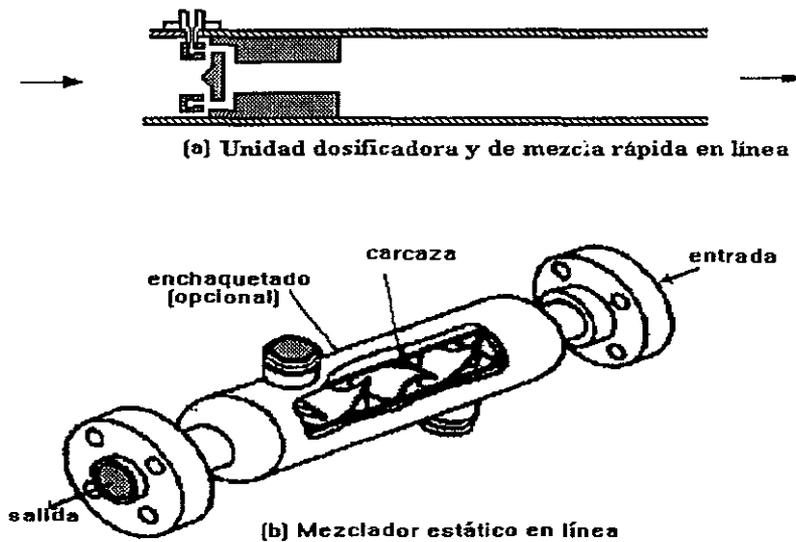


Figura. 3.12 Mezcladores en línea: a) unidad dosificadora y de mezcla rápida en línea, b) mezclador estático

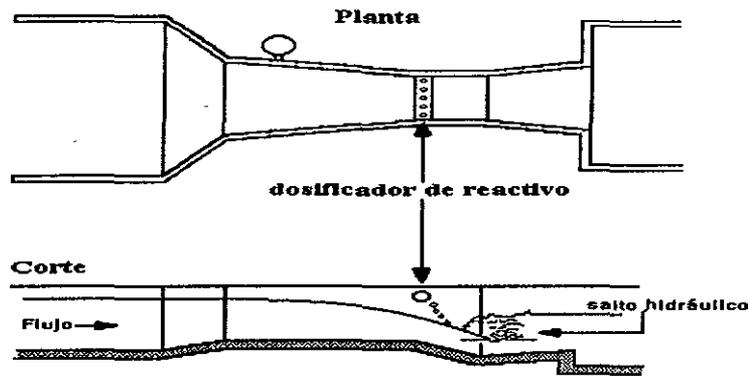


Figura 3.13 Mezcla por salto hidráulico en un canal Parshall

3.2.3.2. Equipos de mezcla lenta (floculadores)

El mezclado necesario para efectuar la floculación se puede llevar a cabo por medios hidráulicos, mecánicos o por inyección de aire (aerados).

- Floculadores hidráulicos

Son aquéllos en los que se induce turbulencia al agua mediante un flujo gravitatorio y el uso de elementos fijos (deflectores). No requieren partes mecánicas o móviles, ni fuentes de energía. Son los deflectores los que permiten cambios en la dirección del flujo y provocan la agitación suave del líquido. En este tipo de floculadores se usan valores altos de G y un tiempo de retención relativamente corto para producir los fléculos (Figura 3.14).

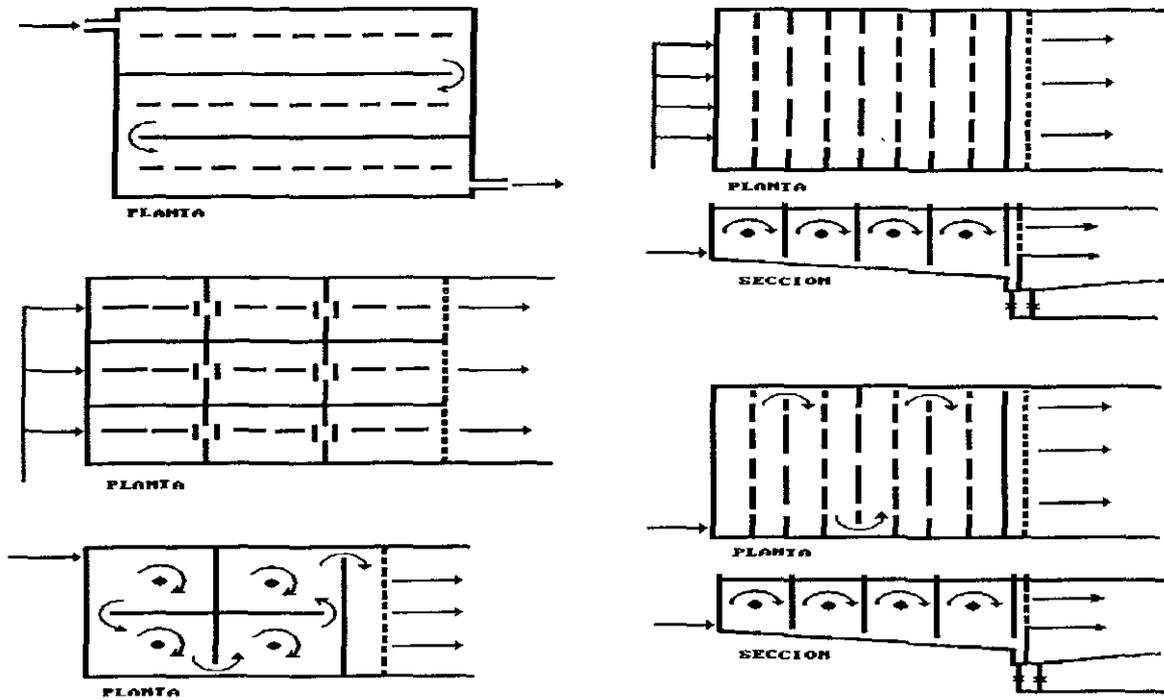


Figura 3.14 Floculadores hidráulicos.

Una ventaja de los floculadores hidráulicos radica en la disminución de costos por carecer, de partes mecánicas o móviles. Su principal desventaja es que no se puede controlar las variaciones de caudal, temperatura ni las características del agua residual. Por consiguiente, presentan poca flexibilidad en su operación.

- Floculadores aerados

La floculación por aire consiste en la inyección de aire en el agua con el fin de favorecer su agitación y formar los flóculos. No ha sido muy utilizada debido a la creación de esfuerzos cortantes muy altos, lo que contribuye a la disociación de los flóculos. Sin embargo, si la burbuja creada es muy pequeña este problema desaparece.

Su uso se recomienda para pre-aerar el agua residual y suministrar oxígeno a las aguas sépticas ayudando a la flotación de grasas en el tanque primario, lo que permite que éstas puedan ser removidas.

Una desventaja potencial es la producción de una nata en la superficie del agua, debido al efecto de flotación producido por la emersión de las burbujas, especialmente cuando no se cuenta con equipo de remoción de natas.

Es importante tener en cuenta que para un valor promedio de G por debajo de 100, la burbuja debe tener un diámetro de 0.08 mm, valor que requiere el empleo de difusores porosos muy finos. Sin embargo, éstos son susceptibles de taparse fácilmente. Para burbujas de diámetros de 0.4 y 2.00 mm, los gradientes de velocidad son de 500 y 2000 s^{-1} , respectivamente, mas están fuera del rango recomendado para la floculación.

- **Floculadores mecánicos**

Los floculadores mecánicos se diseñan para homogeneizar los niveles de energía en el agua. Como resultado de la equidistribución de la energía, los flóculos que se forman son más uniformes. Si los esfuerzos cortantes son muy grandes, los flóculos se pueden disgregar. La principal ventaja de los floculadores mecánicos es su mayor flexibilidad de operación.

Los floculadores mecánicos se agrupan en dos categorías: oscilatorios y rotatorios.

Floculadores mecánicos oscilatorios

El tipo oscilatorio, casi no se utiliza y se caracteriza porque sus partes móviles describen trayectorias ascendentes y descendentes (Figura 3.15). Este tipo de movimiento es adecuado si se requiere una floculación ligera. La velocidad del agua dentro del reactor es baja, por lo que habrá sedimentación de sólidos dentro del mismo.

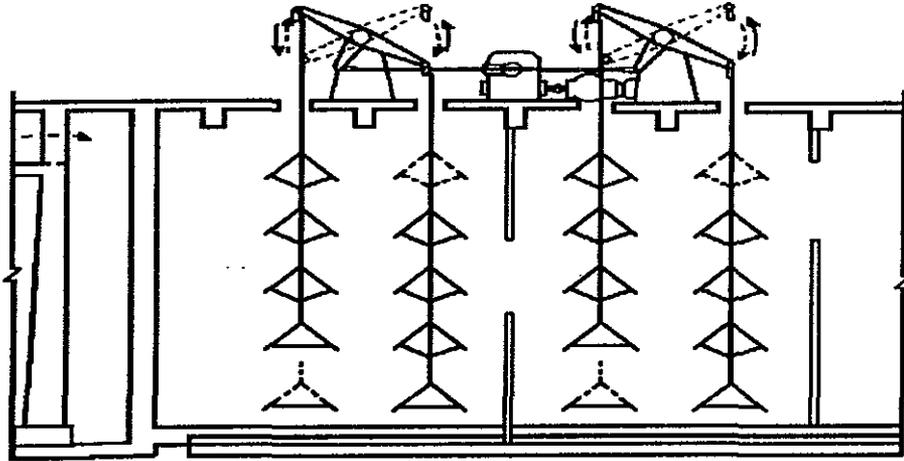


Figura 3.15 Floculador de tipo oscilatorio (diseño de vigas).

Floculadores mecánicos rotatorios

Existen de dos tipos: de paleta y de turbina.

Floculadores de paleta. Este tipo de floculador es el más empleado. Las partes móviles son las paletas que pueden estar hechas de acero, madera o malla. Por la forma en que se montan son axiales o radiales; y por su colocación en el reactor son verticales u horizontales (Figura 3.16).

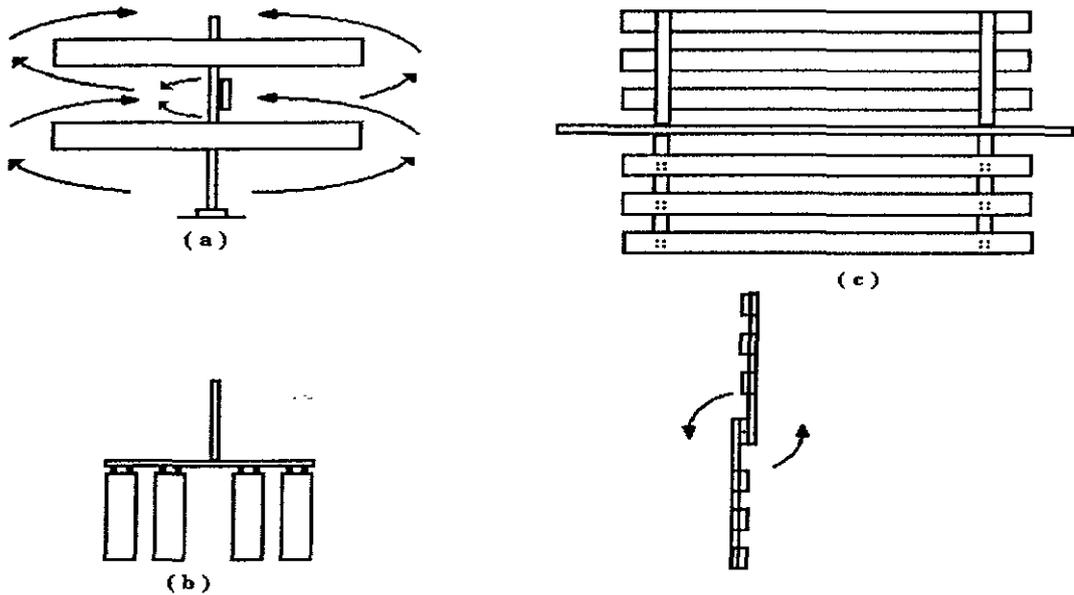


Figura 3.16 Distintos tipos de paletas: a) paletas radiales, b) paletas axiales y c) rieles o paletas axiales

Las paletas axiales se montan en un brazo radial de acero y son paralelas al eje de rotación. Las radiales son perpendiculares al eje y se montan directamente sobre éste. Las unidades verticales usan un cojinete sumergido instalado en el fondo del tanque para mejorar la estabilidad del disco. Los ejes de las unidades horizontales son montados en pedestales de 1.5 a 4.8 m.

Tanto las unidades de paletas axiales como las de paletas radiales están provistas de un mecanismo que varía la velocidad periférica de las paletas. El intervalo recomendado de dicha velocidad es de 0.3 a 0.9 m/s; sin embargo, en la práctica, este intervalo es de 0.2 m/s a 1.2 m/s.

Para lograr mejores condiciones de mezclado, las paletas se montan en un mecanismo rotatorio y se instalan deflectores en el tanque. Este

arreglo evita que existan espacios muertos pues la energía aplicada al agua se aboca al mezclado en sí, no al desplazamiento del agua (Figura 3.17).

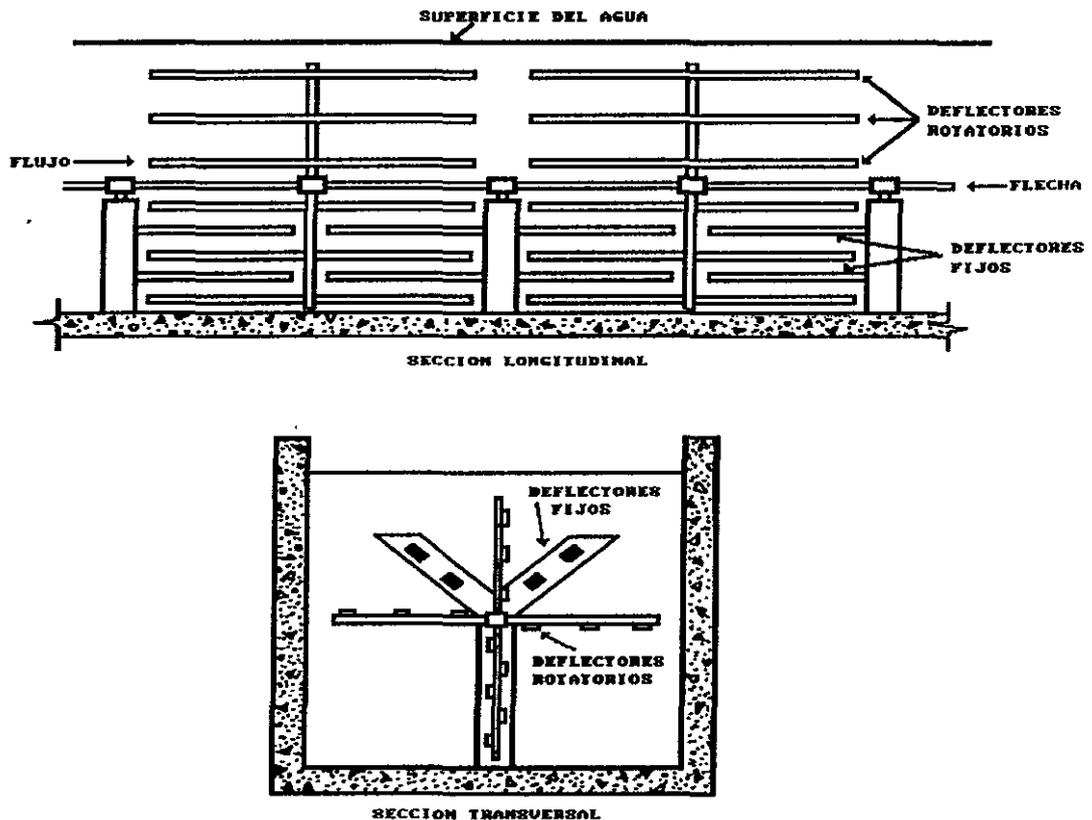


Figura 3.17 Sección longitudinal y transversal de un floculador rotatorio de paleta.

Floculadores de turbina. Estos han tenido una gran aceptación en años recientes. La turbina consiste en un disco circular de acero atravesado por cuchillas del mismo material y montado en un eje central. Las cuchillas son paralelas al eje de rotación del disco. Las turbinas pueden montarse vertical u horizontalmente (Figura 3.18 y 3.19). El intervalo para la velocidad periférica es de 0.6 a 1.2 m/s, aunque puede alcanzar 1.8 m/s. Se pueden usar velocidades muy

bajas para flóculos con tendencia a romperse. Las turbinas están provistas con motores que permiten variar la velocidad, por lo que es posible la operación bajo diferentes condiciones (temperatura, concentración, caudal).

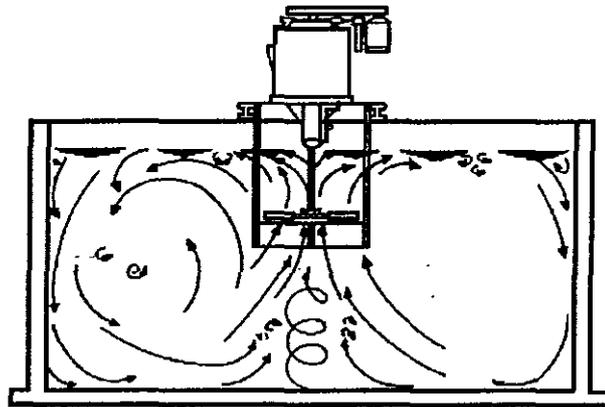


Figura 3.18 Flocculador de turbina montado verticalmente.

A pesar de que este tipo de flocculador puede generar valores de G mayores al necesario, es muy conveniente pues impulsan el agua y, por lo tanto, proporcionan una buena velocidad de circulación.

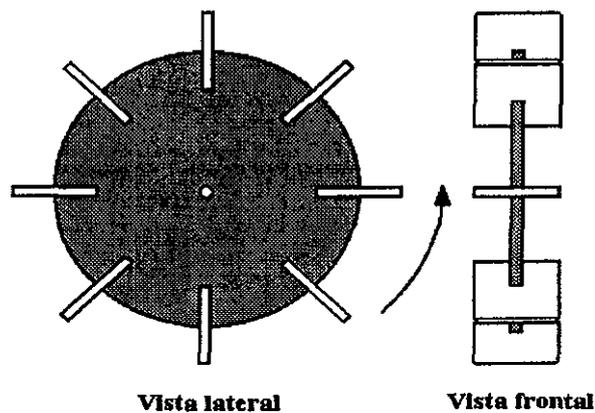


Figura 3.19 Turbina horizontal.

3.2.4. Tiempo de retención

El tiempo de retención en los floculadores varía, generalmente, de 20 a 30 min. Para la remoción del fósforo, los tiempos de retención menores de 5 minutos, permiten buenas floculaciones en aguas residuales tratadas con sales metálicas.

3.2.5. Pretratamiento y postratamiento

El sistema de coagulación-floculación, *per se*, es considerado un pretratamiento que aumenta la eficiencia de otros sistemas de remoción de contaminantes (adsorción, intercambio iónico, etc.). Sin embargo, es conveniente aplicar al agua un cribado, antes de efectuar la coagulación-floculación. Como postratamiento debe aplicarse al efluente ya sea sedimentación, sedimentación combinada con filtración o bien filtración directa para clarificar el agua tratada.

3.2.6. Pruebas de tratabilidad

La selección del tipo y dosis de coagulante, polielectrolito, pH óptimo, tiempo de agitación y la determinación de la producción de lodos, depende de las características de la materia suspendida y de la calidad deseada del agua. Para ello se aplica la "prueba de jarras", que es una simulación en laboratorio de las condiciones requeridas para obtener una máxima eficiencia de remoción. Para extrapolar los resultados de esta prueba debe tomarse en cuenta que en la planta el proceso es continuo, mientras que la simulación es por lotes. Es muy importante la experiencia para el diseño de floculadores a partir de los resultados de la prueba de jarras.

CAPITULO 4

DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA Y PROBLEMÁTICA DE RECICLAGUA

4. Descripción de la planta y problemática de RECICLAGUA

4.1. Descripción de la planta

La planta de tratamiento fue diseñada para tratar un flujo máximo de 500 L/s; actualmente, maneja un caudal de entre 350 y 500 L/s.

El sistema de tratamiento cuenta con las operaciones unitarias siguientes (Figura 4.1):

- Cárcamo de Bombeo
- Unidad de pretratamiento (rejas, rejillas, desarenador, trampa de grasas)
- Clarificadores primarios rectangulares tipo puente viajero
- Cárcamo de bombeo II
- Tanque de aeración
- Clarificadores secundarios circulares
- Espesamiento, secado e incineración de lodos

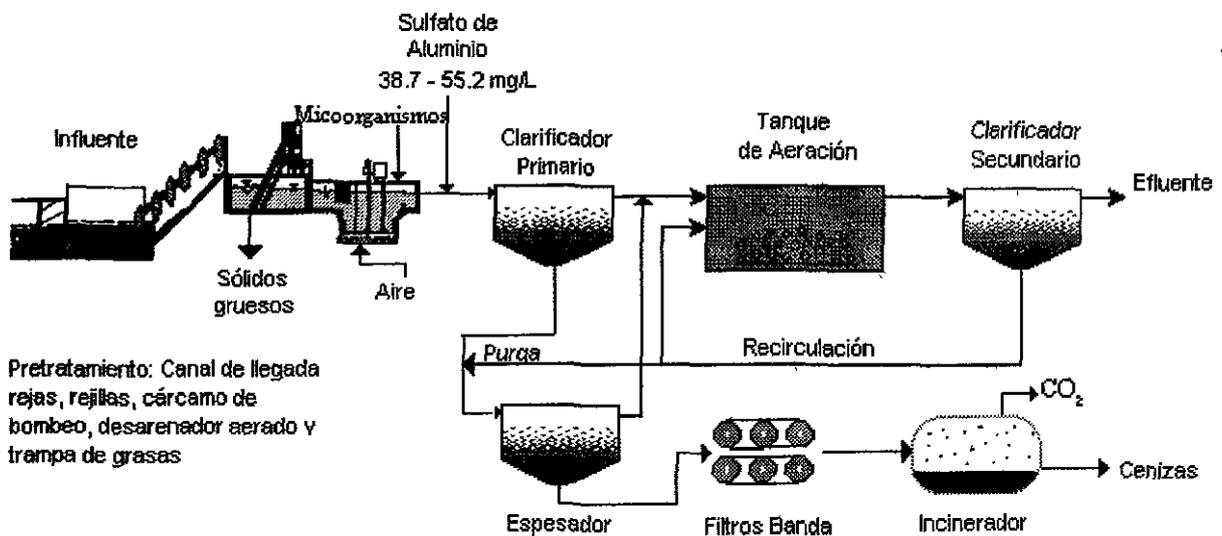


Figura 4.1 Tren de tratamiento actual, planta RECICLAGUA

A la planta llegan tres efluentes que provienen de 150 empresas de distintos giros. El agua residual llega a un cárcamo de bombeo donde es elevada por medio de dos bombas de tornillo, que operan alternadamente cada una. Actualmente, opera para proporcionar un gasto entre 400 y 500 L/s. Sin embargo, su capacidad máxima de diseño es de 1100 L/s. El agua pasa del sistema de bombeo hacia un sistema de rejillas y rejillas. Por gravedad, el agua va a un desarenador aerado y a una trampa de grasas, donde se agregan microorganismos para degradar las grasas. Posteriormente, el agua sigue por un canal abierto. A la mitad del mismo se agrega sulfato de aluminio a dosis de 48 a 55 mg/L, al final del canal se encuentra un mezclador estático donde se realiza la mezcla rápida. El agua pasa por los clarificadores primarios y el efluente llega a un segundo cárcamo de bombeo, donde se mezcla con los lodos de recirculación de los tanques de aeración, éste es elevado mediante dos bombas de tornillo que descargan en los reactores biológicos, que cuentan con aeradores superficiales. El efluente de los tanques biológicos va a los clarificadores secundarios y posteriormente, a la descarga final. Los lodos en exceso de los clarificadores secundarios, así como los de purga de los primarios van a un espesador. El sobrenadante se une a la línea del tanque de aeración y los lodos, pasan a un filtro banda y de ahí a un incinerador.

4.2. Problemática de RECICLAGUA

El diseño original de la planta contemplaba un pretratamiento fisicoquímico, el cual contaba con un floculador antes del clarificador primario. Debido a las bajas eficiencias de remoción de materia orgánica y sólidos suspendidos encontradas por su mala operación, éste fue inhabilitado y se construyó un bypass, desde el desarenador a los clarificadores primarios. A la mitad del bypass se agrega el sulfato de aluminio y al final de éste, antes de entrar a los clarificadores primarios, se instaló un mezclador estático donde se llevaba a cabo la mezcla rápida.

Actualmente, el floculador fue modificado para llevar a cabo pruebas piloto del tipo biológico en forma independiente al sistema de tratamiento, con el fin de mejorar la eficiencia de los tanques de aeración.

Debido al diseño inadecuado del mezclador estático, el efluente del clarificador primario no es de buena calidad, ya que se obtienen remociones de SST del 52% en promedio. En cuanto a la DBO, el pretratamiento remueve en promedio el 35%. Esto se encuentra dentro de los límites de remoción para sedimentadores primarios sin adición de químicos. El volumen de lodo generado en los sedimentadores primarios es de 461.5 m³/d en promedio.

RECICLAGUA utiliza sulfato de aluminio comercial como coagulante con las siguientes características: Densidad 1.290 kg/m³, concentración de alúmina 7.35 %, concentración de sulfato de aluminio 588.62 g/L de solución, fórmula Al₂(SO₄)₃ · 14 H₂O, agregan 2 litros por minuto, equivalente a una concentración de 48.5 mg/L de sulfato de aluminio, para un caudal de 400 L/s, 55.5 mg/L para un flujo de 350 L/s y 38.8 mg/L para un caudal de 500 L/s. Por lo que la dosis de sulfato de aluminio varía entre 38.8 a 55.5 mg/L, dependiendo el caudal manejado, además no agregan ningún polielectrolito para ayudar a la floculación.

Las características de concentración del influente a la entrada de la planta y del efluente tratado se presentan en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Características del agua residual de entrada y del efluente tratado, planta RECICLAGUA

Parámetro	Influente máximo diario	promedio +/- desviación estándar	Efluente máximo diario	promedio +/- desviación estándar	NOM-001-ECOL-1996 promedio	
					diario	mensual
SST mg/L	1,217	726 +/- 420	250	196+/-60	200	150
DQO mg/L	2,963	2,418+/-322	1,246	1,190+/-45	-	
DBO mg/L	1,325	989+/-288	400	339+/-45	200	150

Acorde con la normatividad para sólidos suspendidos totales, el efluente de la planta se excede en un 25 % respecto a lo estipulado como promedio diario. La DBO se excede en un 200 %. Lo anterior indica que es necesario aumentar la eficiencia del tratamiento, tanto del primario con químicos como del biológico. Con base en la Tabla 4.1 se establece que la eficiencia de remoción de sólidos suspendidos es del 79 % (para cumplir con la normatividad esta debería ser del 88 %), mientras que de la DBO es del 70 % aunque se requiere de un 89 %. El presente estudio únicamente se enfocará a aumentar la eficiencia de remoción de sólidos en la primera parte del sistema (tratamiento primario), con el objeto de disminuir la carga de sólidos en el reactor biológico y aumentar así la eficiencia del tratamiento global.

4.2.1. Régimen de mezclado de la planta

Como se mencionó antes, en del desarenador existe un cortocircuito (bypass) que llega hasta los clarificadores primarios. En el trayecto se agrega el sulfato de aluminio y 20 metros después de la dosificación se encuentra un mezclador estático, diseñado por personal de RECICLAGUA. El cortocircuito de llegada tiene una altura de agua de 0.45 m y un ancho de 1.5 m, por lo que el tiempo de retención hidráulico con base en el gasto promedio es de 1.4 minutos.

Se realizaron medidas de la velocidad que se desarrolla en el mezclador estático, mediante partículas flotantes. Se observó que existe una turbulencia muy fuerte en este mezclador, que provoca la ruptura del floc, además de que el coagulante se agregaba a una distancia muy alejada del mezclador estático.

El mezclador cuenta de tres niveles donde se realiza el mezclado. Son barras de solera plana en forma de triángulo, colocados de 3 en 3 por cada nivel.

Existe una pendiente en cada nivel; en los niveles uno y dos el espejo de agua desciende 0.05 m, en el nivel tres, 0.08 m, finalmente tiene una descarga libre y desciende 0.48 m, provocando un aumento de la velocidad y de la turbulencia. La distancia entre que empieza el mezclador y la descarga del mismo es de 2 metros. La velocidad promedio del agua en el mezclador es de 1.31 m/s. Existe una diferencia de alturas entre el inicio del mezclador y el final del mismo de 0.18 m.

Se observó la formación del flóculo en el trayecto desde la dosificación hasta el mezclador estático. Esta era buena hasta llegar a la mezcla rápida donde se rompía el floc, de ahí la baja eficiencia de remoción de sólidos suspendidos.

En resumen, los puntos que determinan la eficiencia del proceso son:

1. Calidad del influente
2. La falta de polielectrolitos o ayudantes de la coagulación
3. Variaciones del gasto (desde 350 L/s hasta 500 L/s)
4. La dosis del coagulante
5. Régimen de mezclado inadecuado

El presente trabajo tiene como objetivo determinar el tipo de coagulante más adecuado así como la dosis necesaria para mejorar la eficiencia de tratamiento en cuanto a remoción de sólidos suspendidos totales y cumplir con la normatividad establecida por la NOM-001-ECOL-1996. Se estudiarán diferentes tipos de polielectrolitos aniónicos, catiónicos y Zwitteriónicos, estos últimos de procedencia nacional. Se determinará si el régimen de mezclado actual es el adecuado, comparándolo con el tradicional. También se estudiarán las diversas interferencias que afecten el proceso de coagulación – floculación y se realizarán las recomendaciones necesarias para mejorar el sistema de tratamiento.

CAPITULO 5 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

5. Metodología Experimental

Los siguientes incisos mencionan cómo se realizaron los muestreos y análisis del agua residual, los coagulantes y floculantes ensayados, así como la preparación de los mismos. También se describe el régimen de mezclado empleado durante el desarrollo del proyecto.

5.1. Toma de muestra

Debido a la alta variación de las características del agua residual en el transcurso del año se acordó con personal de RECICLAGUA que se obtendrían muestras representativas si se tomaban éstas en un período de seis meses, principalmente a final de mes donde la carga orgánica y de sólidos suspendidos es mayor. En un principio el agua a tratar era tomada a distintas horas del día como una muestra puntual, para analizar las fluctuaciones de la concentración de sólidos y de materia orgánica durante el día y la noche. Posteriormente, la muestra se tomó a las 8:30 A.M. como una muestra puntual. Esta última se utilizó para determinar la mejor dosis de coagulante y floculante, ya que en este horario la calidad fue homogénea.

A las muestras puntuales y compuestas, se les analizó, el comportamiento del proceso coagulación - floculación a distintas dosis de coagulante para diferentes cargas orgánicas.

Con las muestras puntuales de cada día se elaboró una muestra compuesta a la cual se le realizaron las pruebas jarras. La calidad de agua de las muestras compuestas era parecida en SST y DQO a la obtenida en la muestra puntual de las 8:30, después del sexto muestreo compuesto se decidió tomar la muestra de las 8:30 como la representativa del día.

Las muestras fueron tomadas en la descarga de las bombas de tornillo. La Tabla 5.1 muestra el horario de la toma de muestras:

Tabla 5.1 Muestras tomadas para determinar la mejor dosis de coagulante y caracterización del agua residual

Número muestra	Hora del muestreo
1	9:15 horas
2	11:00 horas
3	21:30 horas
4	11:00 horas
5	12:20 horas
6	20:30 horas
7	10:00 horas
8	8:30 horas
9	8:30 horas
10	8:30 horas
11	8:30 horas

El volumen de muestra fue de 20 litros y preservada en refrigeración a 4°C mientras se realizaban los análisis.

5.2. Selección del coagulante

En el presente trabajo se utilizaron tres coagulantes comerciales; sulfato de aluminio grado industrial, cloruro férrico grado reactivo e hidróxido de calcio grado industrial. El agua cruda fue tratada con los distintos coagulantes mediante prueba de jarras a distintas concentraciones. Con los primeros resultados se eligieron las mejores concentraciones y se procedió a afinar la dosis para obtener un valor más preciso de la demanda del coagulante.

5.3. Gradiente de velocidad

Los gradientes de velocidad del mezclado utilizados para la prueba de jarras en la dosificación de coagulante, se realizaron por la técnica de Eckenfelder (Eckenfelder, 1967), considerado como un régimen de mezclado estándar y se describe a continuación:

- a) Colocar seis vasos de precipitados de un litro en el equipo de jarras, agregar un litro del agua a tratar en cada vaso.
- b) Marcar los vasos con la dosis coagulante a agregar, considerando un vaso de precipitados con una concentración cero. A este último, no se le aplicó coagulante y sirvió como testigo.
- c) Introducir a cada vaso la paleta de agitación, previamente lijada y lavada
- d) Encender el equipo de jarras y ajustar a 100 r.p.m.
- e) Agregar el coagulante preparado previamente, a distintas concentraciones y simultáneamente a cada vaso de precipitado, dejando un minuto con la misma agitación.
- f) Disminuir la velocidad de agitación entre 15 y 30 r.p.m. durante 5 minutos
- g) Apagar el equipo de jarras, dejar reposar durante 30 minutos
- h) Tomar la muestra, cuidando de no agitarla y realizar los análisis.

El gradiente de velocidad (régimen de mezclado) se expresa como G , cuyas unidades son s^{-1} , y ésta se relaciona con las r.p.m., que involucran las variables como el tamaño de la jarra, tipo de la paleta agitadora, temperatura y viscosidad del agua residual. Lo anterior quiere decir que para cada r.p.m. existe una G , que esta en función del tamaño de la jarra, temperatura y viscosidad del agua, así como del tipo de agitador empleado (Anexo 1).

Es necesario realizar ajustes y correcciones en la temperatura, volumen de la jarra y tipo de paleta (agitador), ya que las gráficas para el cálculo de gradientes a partir de las r.p.m., fueron desarrolladas para jarras de 2 litros y a una temperatura de 10 °C. El presente trabajo utilizó jarras de un litro, paleta plana como agitador y una temperatura promedio del agua residual de 23 °C. Las fórmulas que se requieren para los ajustes son las siguientes:

Para el ajuste de la temperatura

$$G_{23^{\circ}\text{C}} = G * (\mu_{10^{\circ}\text{C}} / \mu_{\text{temp del agua residual}})^{1/2} \quad (5.1)$$

donde

$\mu_{10^{\circ}\text{C}}$: Viscosidad del agua a 10 °C (1.31 cp)

$\mu_{\text{temp del agua residual}}$: Viscosidad del agua residual a temperatura ambiente para este caso fue 23 °C (0.9380 cp) (Arboleda, 1973)

G : Gradiente que se obtiene de tablas a partir de las r.p.m. (considera paleta plana, jarra de 2 litros y temperatura de 10 °C (Anexo 1).

$G_{23^{\circ}\text{C}}$: Gradiente a temperatura ambiente para este caso 23 °C

Resolviendo $(\mu_{10^{\circ}\text{C}} / \mu_{\text{temp del agua residual}})^{1/2}$ para el caso de RECICLAGUA, de la ecuación 5.1 se obtiene

$$G_{23^{\circ}\text{C}} = G (1.182) \quad (5.2)$$

Para el ajuste del volumen del agua

$$G' = 1.4 G_{23}^{\circ} \quad (5.3)$$

donde

- G' : Gradiente de velocidad para un vaso de un litro
- 1.4 : Factor de corrección a un litro $(V_2/V_1)^{1/2}$
- V_1 : Volumen trabajado
- V_2 : Volumen estándar (2 litros)

al sustituir la ecuación 5.2 en la 5.3 se obtiene

$$G' = 1.4 * G (1.182) \quad (5.4)$$

resolviendo la ecuación 5.4 para 100 r.p.m. (mezcla rápida), $G = 60$ (Anexo 1), el gradiente corregido por efecto de la temperatura del agua y para jarras de un litro será

$$G' = (1.4) * 60 * (1.182) \quad ; \quad G' = 99.28 \text{ s}^{-1}$$

Con la ecuación 5.4 para 30 r.p.m. (mezcla lenta) $G=10 \text{ s}^{-1}$ (Anexo 1), el gradiente corregido es

$$G' = 10 * 1.4 * 1.182 = 16.55 \text{ s}^{-1}$$

5.4. Análisis Realizados

Los análisis realizados a los efluentes resultantes de las pruebas de jarras fueron:

- Turbiedad
- Demanda química de oxígeno total (DQO_t)
- Demanda química de oxígeno soluble (DQO_s)
- Sólidos suspendidos totales (SST)
- Potencial de hidrógeno (pH)
- Potencial redox
- Sólidos disueltos totales
- Volumen y tipo de lodo

Cabe mencionar que el análisis de color no se realizó, debido a que el agua que llega a la planta requiere de altas dosis de coagulantes para disminuir este parámetro. El objetivo del presente estudio fue el de disminuir la carga de sólidos y de materia orgánica, con el fin de que el tratamiento biológico funcione adecuadamente. Por lo que la remoción de color por este u otro método será objeto de un estudio distinto.

Las determinaciones se realizaron con base en las técnicas empleadas en el *Standard Methods of Water and Wastewater* (AWWA, APHA, WPCF, 1995).

5.5. Selección del floculante

Una vez que se determinó la dosis óptima para cada coagulante, se realizaron pruebas de jarras agregando la dosis óptima de coagulante más un floculante. Se ensayaron distintos floculantes o ayudantes de la coagulación, para determinar cuál ofrece la mejor remoción. El procedimiento del gradiente de mezclado es el que se

mencionó en el punto 5.3. El floculante se agregó después de la agitación de 15 a 30 r.p.m. (inciso e, punto 5.3), a una concentración de 0.2 mg/L para los floculantes catiónicos y Zwitteriónicos y de 0.4 mg/L para los aniónicos, posteriormente se incrementó velocidad de agitación a 50 r.p.m. durante un minuto, luego se redujo ésta de 15 a 20 r.p.m. durante 5 minutos. Finalmente se dejó reposar la mezcla por 30 minutos.

Los floculantes ensayados, se dividieron en tres categorías y fueron los siguientes:

- Floculantes catiónicos

CLAVE	FLOCULANTE
C1	Delta Chemical de bajo peso molecular y baja carga
C2	Delta Chemical de peso molecular normal y carga baja
C3	Delta Chemical de peso molecular alto y baja carga
C4	Delta Chemical de bajo peso molecular carga media
C5	Delta Chemical de peso molecular normal carga media
C6	Delta Chemical de peso molecular alto carga media
C7	Delta Chemical de bajo peso molecular carga media alta
C8	Delta Chemical de peso molecular normal carga media alta
C9	Delta Chemical de alto peso molecular carga media alta
C10	Delta Chemical de bajo peso molecular carga alta
C11	Delta Chemical de peso molecular normal carga alta
C12	Delta Chemical de peso molecular alto carga alta

- Floculantes Aniónicos

CLAVE	FLOCULANTE
A13	Delta Chemical de alto peso molecular baja carga
A14	Delta Chemical de alto peso molecular carga media
A16	Delta Chemical de peso molecular normal baja carga
A17	Delta Chemical de peso molecular normal carga media
A18	Delta Chemical de peso molecular normal de alta carga
A19	Delta Chemical de peso molecular muy alto de alta carga
A20	Complex química AP 30
A21	Nalco D4 H015
A22	Superfloc A-130
A23	Prosifloc A-252
A28	Photafloc 1122
A29	Photafloc 1123
A30	Photafloc 1124
A31	Photafloc 1125

- Floculantes Zwitteriónicos

CLAVE	FLOCULANTE
Z24	Tipo I Poli N-Ndimetil amino etil metacrilato N oxido
Z25	Tipo II P 2 vinil piridina N oxido
Z26	Tipo III P 4 vinilpiridina N oxido
Z27	Tipo IV

Tanto los floculantes aniónicos como los catiónicos que son los que comercialmente se utilizan en el tratamiento de agua potable y aguas residuales, no

son de origen nacional. En el caso de los Zwitteriónicos, han sido desarrollados en México por la Universidad Nacional Autónoma de México. Lo anterior significa que si se obtienen buenos resultados con este tipo de floculante, los costos de operación disminuirían considerablemente.

5.6. Preparación de coagulantes

Para cada intervalo a ensayar se preparó, una solución madre a una concentración de 10 mg/ml (10,000 mg/L), ésta se preparó a diario antes de iniciar las pruebas.

Para el sulfato de aluminio se consideró una pureza de 20.24% y un peso específico de 1.225 y en forma líquida. El cloruro férrico fue grado reactivo en forma de sal. Para el hidróxido de calcio se consideró un 85 % de pureza. Una vez elaborada la solución madre se procedió a realizar las diluciones.

5.6.1. Sulfato de aluminio

Datos:

Pureza 20.24 %, peso específico 1.225, fórmula $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14 \text{ de H}_2\text{O}$

Se requiere preparar una solución madre de 10,000 mg/L y luego diluir a diferentes concentraciones (5,6,7....200 mg/L), se mostrará como se obtuvo la concentración madre y una de las diluciones. El procedimiento para las otras concentraciones será el mismo.

Preparación de la solución madre:

$$\rho = 1225 \text{ kg/m}^3 = 1,225,000 \text{ mg/L} \text{ Pureza } 20.24 \% (0.2024)$$

$$\begin{aligned} \text{Concentración de coagulante} &= 1,225,000 \text{ mg/L} * (0.2024) \\ &= 248,000 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

$$C_1V_1=C_2V_2 \quad (5.5)$$

donde

C_1 : Concentración del sulfato de aluminio (reactivo) 248,000 mg/L

V_1 : Volumen buscado de reactivo a agregar para obtener la solución madre

V_2 : Volumen de la solución madre a preparar (250 ml = 0.25 L)

C_2 : Concentración de la solución madre a la que queremos llegar (10,000 mg/L)

Resolviendo la ecuación 5.5, se obtiene el volumen que hay que agregar de la solución concentrada y aforar a un litro con agua destilada.

$$V_1 = (10,000 \text{ mg/L} * 0.25 \text{ L}) / 248,000 \text{ mg/L}$$

$$V_1 = 0.01008 \text{ L} = \mathbf{10.08 \text{ ml}}$$
 solución concentrada de sulfato de aluminio, aforando a 250 ml

Con lo anterior obtenemos una solución de 10,000 mg/L, ésta se preparó diario y se realizaron las diluciones a probar durante el día.

Para realizar las pruebas a distintas dosis, se calculó la cantidad que debe de agregarse a la jarra a partir de la solución madre. Para una concentración de 25 mg/L, el procedimiento fue el siguiente:

Utilizando la ecuación 5.5

donde

C_1 : Concentración de la solución madre 10,000 mg/L

V_1 : Volumen buscado de la solución madre a diluir

V_2 : Volumen de la jarra, en este caso 1000 ml = 1L

C_2 : Concentración a la que queremos llegar 25 mg/L

Resolviendo la ecuación 5.5, despejando el volumen de la solución madre a agregar a la jarra de un litro obtenemos:

$$V_1 = (25 \text{ mg/L} * 1000 \text{ ml}) / 10,000 \text{ mg/L}$$

$V_1 = 0.0025 \text{ L} = 2.5 \text{ ml}$ de la solución madre hay que agregar a la jarra de un litro

El mismo procedimiento se sigue para las diluciones ensayadas. La Tabla 5.2 muestra algunas diluciones realizadas y el volumen de la solución madre empleada para cada jarra, estas se calcularon utilizando la ecuación 5.5.

Tabla 5.2 Volumen de solución madre de sulfato de aluminio empleada para algunas de las dosis ensayadas, en jarras de un litro

Concentración ensayada C_2 mg/L	Volumen de solución madre V_1 ml
5	0.5
10	1.0
15	1.5
20	2.0
25	2.5
35	3.5
50	5.0
100	10
150	15
200	20

5.6.2. Cloruro Férrico

Se preparó diariamente una solución madre a una concentración de 10,000 mg/L, la presentación del reactivo fue en forma pura, sólida y deshidratada.

Se procedió a pesar 0.5 g de cloruro férrico, se aforó con agua destilada a 50 ml. La concentración de la solución madre fue la siguiente:

$$0.5 \text{ g}/50 \text{ ml} = 0.01 \text{ g/ml} = \mathbf{10,000 \text{ mg/L}}$$

Para determinar la cantidad de solución madre que hay que agregar a la jarra de un litro para obtener una concentración de 50 mg/L de cloruro férrico (por ejemplo), se llevó a cabo el mismo procedimiento que en el caso del sulfato de aluminio. Utilizando la ecuación 5.5.

donde

C_1 : Concentración de la solución madre 10,000 mg/L

V_1 : Volumen buscado de la solución madre a diluir

V_2 : Volumen de la jarra, en este caso 1000 ml = 1L

C_2 :Concentración a la que queremos llegar 50 mg/L

$$V_1 = (50 \text{ mg/L} * 1000 \text{ ml}) / 10,000 \text{ mg/L}$$

$V_1 = 0.005 \text{ L} = 5.0 \text{ ml}$ de la solución madre hay que agregar a la jarra de un litro para obtener una concentración en la jarra de 50 mg/L de cloruro férrico.

El procedimiento es similar para las otras dosis a ensayar y aplica la Tabla 5.2

5.6.3. Cal (Hidróxido de calcio)

Esta se adquirió en la localidad con un 85 % de pureza en forma sólida, se preparó una solución madre y se procedió a realizar las diluciones, ésta también se preparó en el momento de realizar las pruebas de jarras, para disminuir el margen de error.

Si el hidróxido de calcio fuera 100 % puro sería necesario pesar 2.5 g y diluir en 500 ml para obtener una solución madre de 5,000 mg/L, por lo que se deben realizar correcciones en la pureza para obtener la concentración deseada. Cabe mencionar que se decidió bajar la concentración de la solución madre de 10,000 a 5,000 mg/L, por la dificultad de disolver el hidróxido de calcio en agua.

$$\begin{array}{r|l} 2.5 \text{ g} & 100 \% \text{ pureza} \\ \hline 85\% & \end{array}$$

$X = 2.9411 \text{ g}$ hay que pesar para obtener una solución madre de 5,000 mg/L de hidróxido de calcio al 100%

El procedimiento de dilución es similar que en los puntos 5.6.1 y 5.6.2

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

5.7. Preparación de los floculantes

Conforme a las instrucciones del cada fabricante se prepararon las soluciones madre de cada polielectrolito. Estas se prepararon en el momento que se iba a realizar la prueba, ya que así lo recomienda el fabricante. En el caso de los polielectrolitos Zwitteriónicos, se utilizó el mismo procedimiento de preparación que los polímeros que estaban en forma sólida. Conforme a la experiencia en el uso y preparación de los polímeros (Orta *et al.* 1989), los polielectrolitos aniónicos se prepararon a una concentración de 0.4 mg/L, los catiónicos y Zwitteriónicos a una concentración de 0.2 mg/L.

CAPITULO 6 RESULTADOS Y ANÁLISIS

6. Resultados y Análisis

6.1. Calidad del agua residual

El agua residual varió en cantidad y concentración durante el día y las semanas evaluadas, como era de esperarse por la naturaleza de los efluentes. Los fines de semana y el lunes por lo general, el agua presenta concentraciones bajas de la DQO por la mañana (< 2000 mg/L) y se incrementa en el transcurso del día (>5000 mg/L). El resto de la semana se mantiene a concentraciones menores a 2000 mg/L. Por otro lado, los SST se mantienen relativamente estables y estos varían entre 120 y 850 mg/L. El comportamiento fue cíclico durante la duración del estudio.

La Tabla 6.1 muestra la caracterización del agua residual, durante la toma de muestras puntuales promedio a lo largo del estudio, éste se realizó en poca de estiaje y comprendió de los meses de febrero a julio, algunos datos promedio fueron proporcionados por RECICLAGUA para complementar el análisis

Tabla 6.1 Caracterización del influente en distintos meses, planta RECICLAGUA

Muestra promedio	DQO mg/L	DBO mg/L	SST mg/L	SDT mg/L	pH
1 ^a . Quincena de febrero	4650	2325	506	2,200	6.65
2 ^a . Quincena de febrero	2440	1220	350	1,540	6.57
1 ^a . Quincena de marzo	4480	1365	340	1,850	6.88
2 ^a . Quincena de marzo	5680	2405	823	2,350	6.60
1 ^a . Quincena de abril	2050	1025	326	2,970	7.02
2 ^a . Quincena de abril	1422	617	233	2,240	7.18
1 ^a . Quincena de mayo	2080	1040	250	1,560	7.49
2 ^a . Quincena de mayo	1680	633*	510	1,130	7.38
1 ^a . Quincena de junio	1700	1066*	216	1,090	7.11
2 ^a . Quincena de junio	1520	933*	620	1,710	7.26
1 ^a . Quincena de julio	2289*	1325*	1217*		
2 ^a . Quincena de julio	1060	530	120	1,700	7.88

* Datos proporcionados por RECICLAGUA, promedio diario

Se observa que los sólidos más representativos son los disueltos totales, lo anterior significa que estos deberán removerse por métodos biológicos o de membrana. A pesar de que los sólidos suspendidos están en menor proporción que los disueltos. Actualmente, los SST representan un problema para el sistema, ya que no son removidos eficientemente y están fuera de norma, 300 mg/L en promedio en el efluente tratado.

La Tabla 6.2 muestra las características promedio del agua residual durante el estudio.

Tabla 6.2 Características promedio del agua residual a la entrada a la planta

PARÁMETRO	Mínimo – Máximo	Promedio muestreos
Turbiedad (NTU)	214-1852	605
Demanda química de oxígeno (mg/L)	1060-5680	2,805
Sólidos suspendidos totales (mg/L)	120-823	517
Conductividad (mS/cm)	2.97-4.59	3.48
Potencial de hidrógeno (s/u)	6.6-7.5	6.91
Sólidos disueltos totales (mg/L)	1100-2400	1730
Gasto L/s*	350-450	400

* Datos proporcionados por RECICLAGUA

Los sólidos suspendidos representan el 30 % de los sólidos disueltos totales.

La Figura 6.1, muestra las variaciones de concentración durante un período de 15 días con el fin de conocer el comportamiento del agua residual en el transcurso del día para los sólidos suspendidos (SST), demanda química de oxígeno (DQO total) y la DBO. Para determinar la DBO se utilizaron datos de las muestras compuestas que obtuvo RECICLAGUA durante los días de muestreo. Se realizó el análisis de la DQO a las muestras compuestas y se calculó la relación DQO/DBO para cada

muestra compuesta en cada período de muestreo. Se observó que se presenta este comportamiento cada 15 días y que fue el mismo durante los periodos de muestreo.

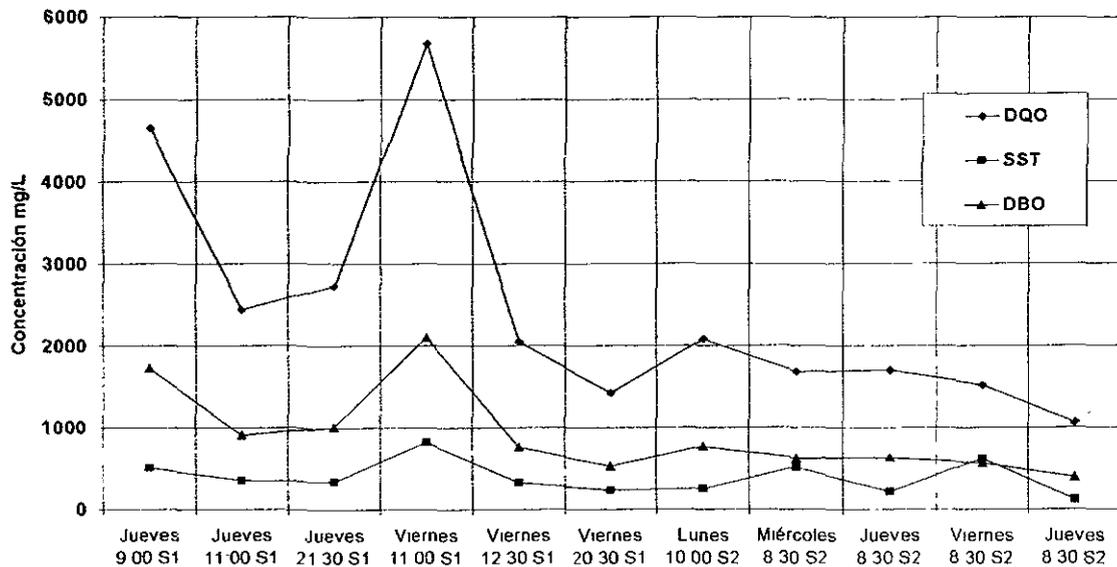


Figura 6.1 Comportamiento de los principales parámetros planta RECICLAGUA

La gráfica muestra una variación importante de los parámetros durante el día. Con los datos obtenidos en la caracterización del agua residual, se calculó una relación DQO/DBO de 2.6 a la entrada a la planta, de 2.8 a la salida del clarificador primario y de 4.2 en el efluente del clarificador secundario.

La Figura 6.2 muestra el comportamiento promedio de los parámetros anteriores. En la concentración de materia orgánica expresada como DQO se observan variaciones considerables.

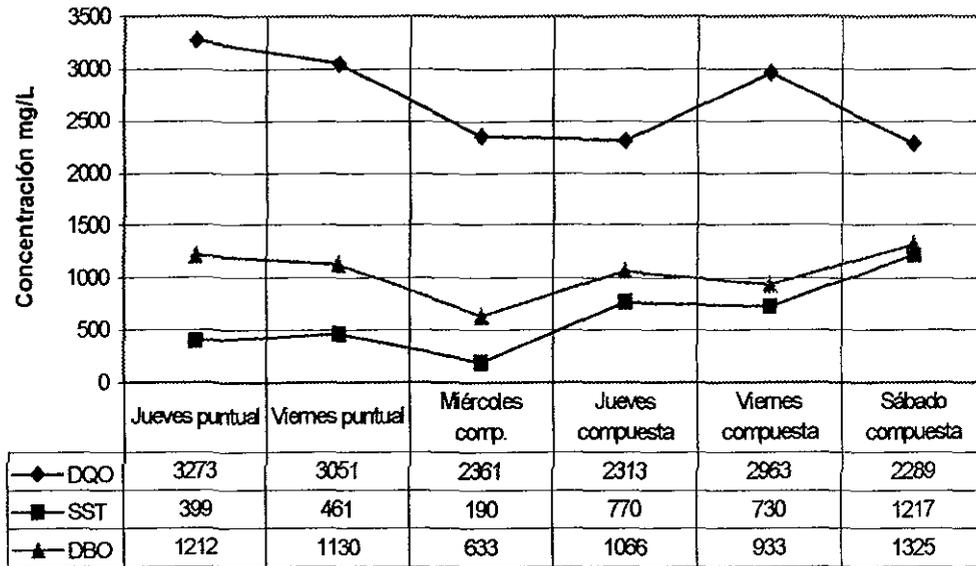


Figura 6.2 Comportamiento promedio de los principales parámetros que entran a la planta RECICLAGUA

La Figura 6.3 muestra el comportamiento del pH del agua residual durante los muestreos.

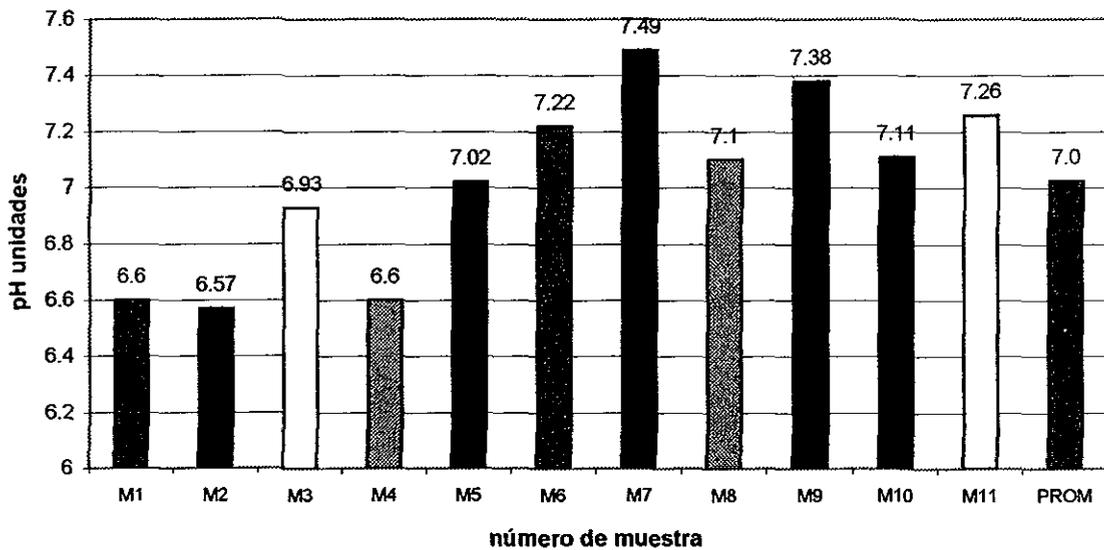


Figura 6.3 Comportamiento del pH del influente de RECICLAGUA

La Figura 6.4 muestra la variación de la turbiedad comparada con los SST y DQO_t. El muestreo 12 representa el promedio de los 11 muestreos anteriores. Debido a que el comportamiento es cíclico se puede describir el punto 12 como el promedio mensual del agua residual.

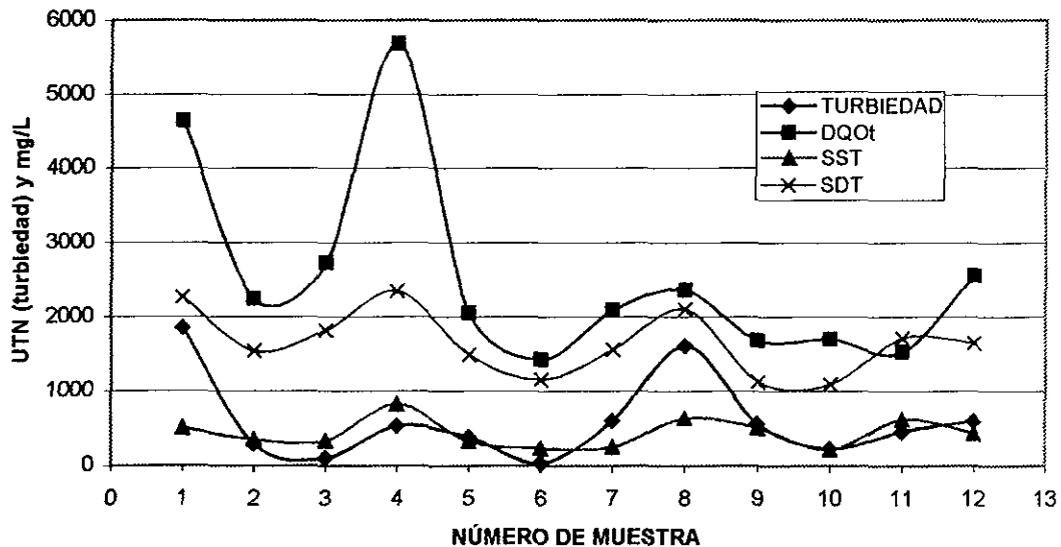


Figura 6.4 Comportamiento de la turbiedad, DQO, SST y SDT del agua residual de RECICLAGUA

Se observa que la DQO presenta una variación fuerte en los primeros muestreos posteriormente se estabiliza entre 2300 y 1700 mg/L. Los SST y SDT no presentan variaciones tan marcadas como la DQO. Finalmente la turbiedad presenta variaciones moderadas respecto a la DQO.

La Figura 6.5 muestra las variaciones de caudal a la entrada de la planta de tratamiento. La información fue proporcionada por RECICLAGUA.

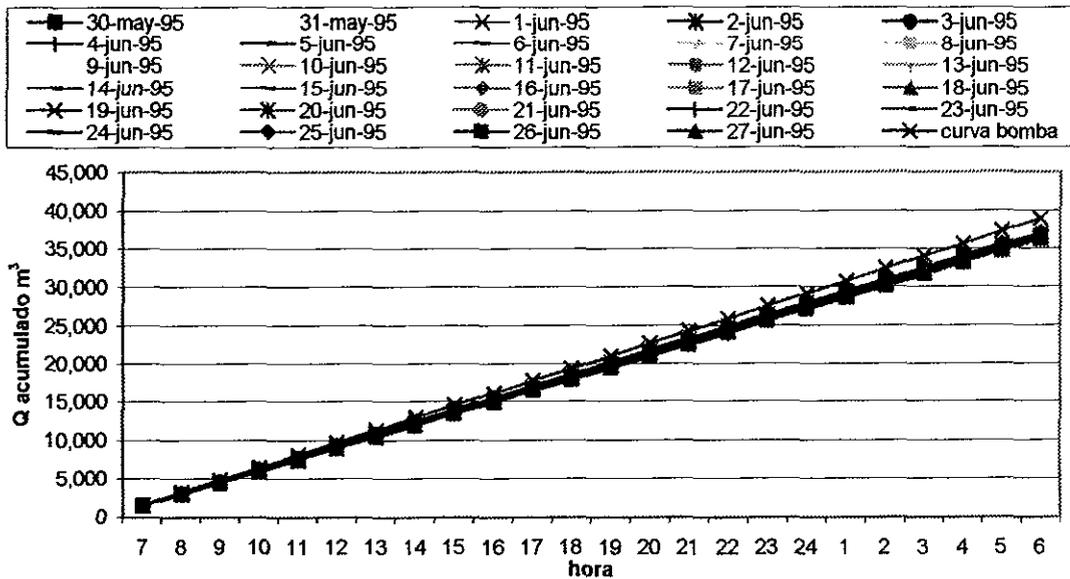


Figura 6.5 Aforos realizados a la planta de tratamiento

El flujo que entra a la planta de tratamiento es similar durante los 29 días de muestreo, debido al juego de compuertas que tiene ésta evitando que entre más caudal de lo que se tiene considerado.

Las tablas 6.3, 6.4 y 6.5 muestran un resumen de los parámetros de entrada del agua residual, considerando la desviación estándar, promedio, el máximo y mínimo obtenido.

Tabla 6.3 Análisis de la DQO en el influente de RECICLAGUA, para cada muestra evaluada

Muestra	Tipo de muestras	Número de Muestras	Promedio mg/L	Desviación estándar	Máximo mg/L	Mínimo mg/L
1	Puntuales	3	3273	1201	4650	2072
2	Puntuales	3	3050	2299	5680	751
1 y 2	Puntuales	6	3162	1645	5680	1422
3 al 12	Puntuales	4	1608	369	1977	1239
7 al 10	Compuesta	4	2482	322	2963	2159
1, 2 y 7 a 10	Promedio puntuales y compuestas	10	2708	437	3273	2272

Tabla 6.4 Análisis de los SST en el influente de RECICLAGUA, para cada muestra evaluada

Muestra	Tipo de muestras	Número de muestras	Promedio mg/L	Desviación estándar	Máximo mg/L	Mínimo mg/L
1	Puntuales	3	399	93	506	306
2	Puntuales	3	461	317	823	144
1 y 2	Puntuales	6	428	212	823	216
3 al 12	Puntuales	4	343	212	620	120
7 al 10	Compuesta	4	727	420	1217	190
1, 2 y 7 a 10	Promedio puntuales y compuestas	10	628	361	1217	190

Tabla 6.5 Análisis de la DBO en el influente de RECICLAGUA, para cada muestra evaluada

Muestra	Tipo de muestras	Número de. Muestras	Promedio mg/L	Desviación estándar	Máximo mg/L	Mínimo mg/L
1	Puntuales	3	1212	445	1722	767
2	Puntuales	3	1130	851	2104	279
1 y 2	Puntuales	6	1171	609	2104	527
3 al 12	Puntuales	4	596	137	770	393
7 al 10	Compuesta	4	989	288	1325	633
1, 2 y 7 a 10	Promedio Puntuales y compuestas	10	1050	243	1325	633

Las tablas anteriores muestran que existe una variación fuerte en la concentración promedio de las muestras puntuales tomadas en un día. Las muestras compuestas tienen una variación menor respecto a las anteriores y finalmente las muestras puntuales tomadas a las 8:30 a.m. representan la menor concentración y variación respecto a las demás. La interpretación de resultados con coagulante y polielectrolitos estará basada en las muestras puntuales obtenidas a las 8:30 a.m., debido a que existió menor variación de carga y concentración. Como se demostrará más adelante se obtuvieron los mejores resultados con concentraciones bajas de materia orgánica (menor a 2000 mg/L de DQO).

Los coagulantes fueron probados en todas las muestras puntuales mostradas en la Tabla 6.1. Los datos obtenidos en el muestreo sirvieron para definir las concentraciones que se obtendrían si se instalara un tanque homogeneizador en la planta, así como para conocer el efecto de la materia orgánica sobre el proceso de coagulación – floculación.

6.1.1. Análisis del agua residual

Las variaciones de carga que entran a la planta son muy importantes, por lo que una alternativa para mejorar el tratamiento se propone incluir un tanque de homogeneización a la entrada de la planta, para amortiguar dichas cargas, así como variaciones del pH, ayudando de esta manera al tratamiento fisicoquímico y al biológico. Actualmente, RECICLAGUA no cuenta con esta unidad. Al no ser el objetivo principal del estudio la optimización de la operación de la planta, no se midieron caudales. Sin embargo, para que este informe sea más completo, se solicitó la información sobre caudales a RECICLAGUA por un período de 29 días, medido éste cada media hora, con el fin de diseñar un tanque homogeneizador. De acuerdo a la información del personal, el flujo de entrada a la planta se realiza por medio de compuertas, lo anterior determina la cantidad máxima de entrada de agua residual a la planta y que como máximo es de 500 L/s. Este límite no es rebasado a lo largo del año, por lo que un muestreo de un mes, es representativo de lo ocurre en la planta. Con ésta información y con el gasto de la bomba, se podrá calcular las dimensiones del tanque homogeneizador.

La Tabla 6.6 muestra las concentraciones posibles de los tres principales parámetros a monitorear (sólidos suspendidos totales SST, demanda química de oxígeno DQO y demanda bioquímica de oxígeno DBO) que se obtendrían considerando el tanque homogeneizador propuesto. Para realizar dicha estimación, se utilizaron los datos de las Tablas 6.3 a 6.5, considerando el

promedio de las muestras puntuales, así como los datos de las muestras compuestas.

Tabla 6.6 Concentraciones estimadas del influente al colocar un tanque homogeneizador

Parámetro	Concentración esperada
DQO mg/L	2708
DBO ₅ mg/L	1050
SST mg/L	628

Las tablas 6.4 y 6.5, generaron las Figuras 6.6 y 6.7 donde muestran las frecuencias absolutas y acumuladas para los SST y la DBO₅.

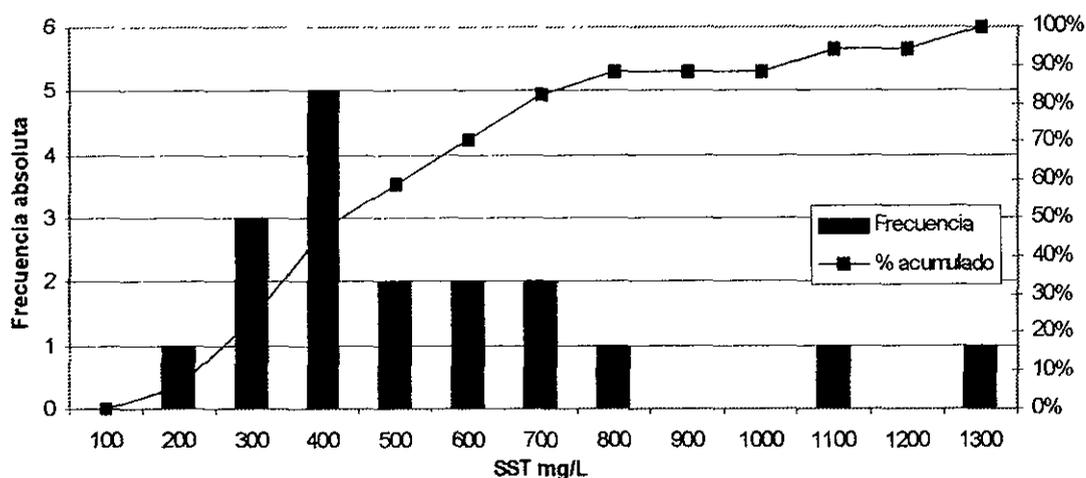


Figura 6.6 Histograma de frecuencias del influente de RECICLAGUA para SST

Se puede observar que el 50% de las muestras del influente evaluadas están en el intervalo de concentración de SST entre 200 a 400 mg/L. El 30% ésta entre 500 a 700 mg/L y el 20 % restante es mayor a 700 mg/L. Lo anterior significa que el influente de RECICLAGUA tendrá una concentración de SST de 200 a 400 mg/L en la mayor parte del día, entre 400 a 700 mg/L menos frecuentemente y mayor a 700 mg/L eventualmente.

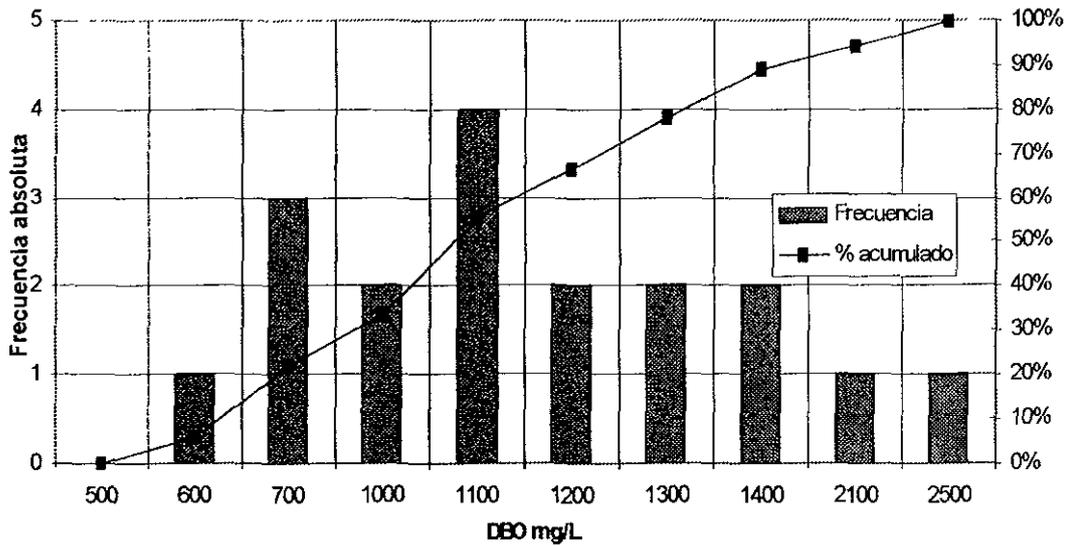


Figura 6.7 Histograma de frecuencias del influente de RECICLAGUA para la DBO₅

Para el caso de la DBO, se puede observar que el 60 % de las muestras están en el intervalo de 700 a 1100 mg/L, el 30 % de 1200 a 1400 mg/L y el 10 % restante será mayor a 2000 mg/L. Por lo que el agua residual estará en su mayor parte en intervalos de DBO entre 700 a 1100 mg/L y en menor frecuencia en concentraciones mayores a 2000 mg/L. Como se observará más adelante para que un tratamiento primario avanzado trabaje adecuadamente, es necesario que la concentración de materia orgánica sea menor a 1300 mg/L como DBO para este tipo de influente. Esto confirma la idea de utilizar un tanque homogeneizador a la entrada de la planta para amortiguar los picos de SST y de la DBO.

6.2. Metas para el tratamiento fisicoquímico y biológico

Es necesario establecer los límites máximos permisibles del efluente tratado para conocer si el tratamiento fisicoquímico cumplirá con las expectativas de tratamiento y por tanto con la normatividad. Como se mencionó en el capítulo 4 RECICLAGUA se sujetará a la NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles para descargas de aguas residuales a un cuerpo receptor. Debido al uso del cuerpo receptor, el cual es para riego agrícola, RECICLAGUA tomará los límites máximos permisibles para descargas a cuerpos receptores tipo A (Tabla 2.1).

Para que el tratamiento fisicoquímico funcione adecuadamente, es necesario cumplir con ciertos requisitos de calidad en el influente. En teoría, la demanda química de oxígeno no deberá exceder una concentración de 3,273 mg/L o su equivalente a DBO_5 (< 1300 mg/L). Para alcanzar estas condiciones se propone instalar un tanque homogeneizador, con el cual se espera obtener en el tratamiento fisicoquímico, eficiencias de remoción del 25 al 26 % en DQO y DBO respectivamente y del 90% o más en la remoción de SST. Lo anterior considera que el tratamiento biológico (actual), realice una remoción de la DBO del 85 %, para llegar al objetivo global del tratamiento para la DBO_5 de 150 mg/L equivalente a 630 mg/L en DQO aproximadamente.

Los estudios demostraron que el 76 % de la DQO_t , se encuentra en forma soluble, esto representa que la mayor remoción de este parámetro se observará en el tratamiento biológico (objeto de otra investigación). Esto significa que la remoción de la DQO en el tratamiento fisicoquímico, será de la parte no soluble.

Como se demostrará más adelante la fracción soluble de la DQO casi no sufre cambios en el tratamiento fisicoquímico (máximo un 20 %).

La Figura 6.8 muestra un balance teórico de materia, considerando un tanque homogeneizador y un influente con las más altas concentraciones registradas durante los muestreos compuestos:

DQO máxima a la entrada a la planta = 3273 mg/L

Relación DQO_t / DBO promedio = 2.5; DBO = 1325 mg/L

% DQO soluble respecto al total = 76 % = 2487 mg/L

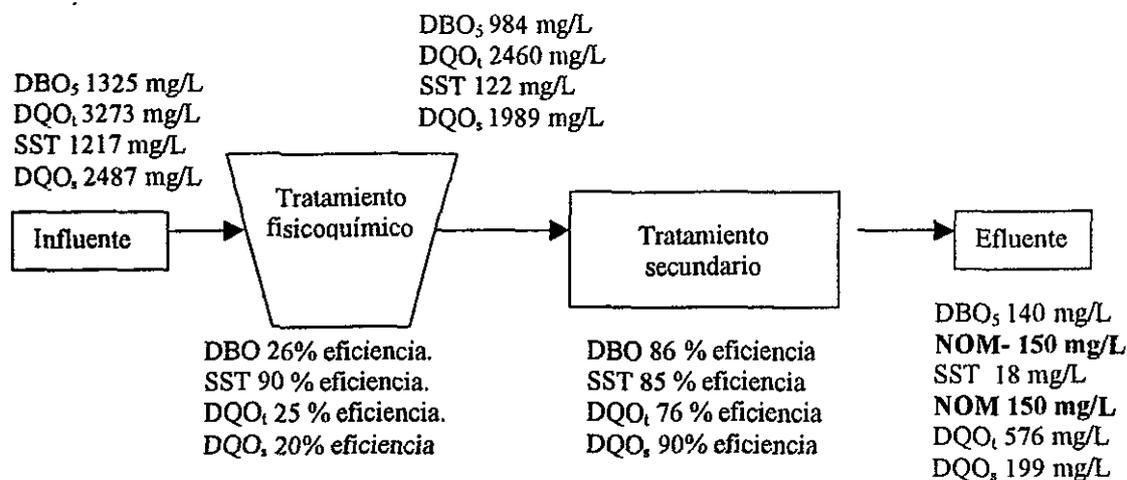


Figura 6.8 Balance de materia con un tratamiento fisicoquímico y un biológico

Sujetándose a la normatividad para descargas tipo A implicará lo siguiente:

- Debido a que la carga contaminante a la salida del tren de tratamiento, expresada como DBO es mayor a 3 ton/d y considerando un flujo máximo (500 L/s), la fecha de cumplimiento será a partir del primero de enero del año 2000.
- La frecuencia de muestreo de todos los parámetros contemplados en la norma será mensual y el reporte a la CNA deberá de ser trimestral.
- El cumplimiento de la norma deberá ser gradual y progresivo de acuerdo a la Tabla 6.7.

Tabla 6.7 Límites de cumplimiento para descargas a cuerpos receptores para descargas no municipales

Descargas no municipales		
Fecha de cumplimiento A partir de:	Carga contaminante	
	DBO₅ toneladas/día	SST toneladas/día
1 de enero del 2000	Mayor a 3.0	Mayor a 3.0
1 de enero del 2005	De 1.2 a 3.0	De 1.2 a 3.0
1 de enero del 2010	Menor de 1.2	Menor de 1.2

- Con base en la figura 6.5 y considerando un flujo máximo de 500 L/s la carga por día para la DBO será de 5.9 ton/d y para sólidos será de 3.7 ton/d en el influente.
- Para el año 2000 cuando entre en vigor la norma, debe considerarse un crecimiento del caudal y por tanto en las cargas de sólidos y de la DBO.
- Para el año 2005 el influente deberá cumplir con los límites máximos para la DBO y los SST de 66 mg/L, considerando un flujo máximo y un crecimiento en el caudal del 5 % en cinco años.
- Para el año 2010 los límites para la DBO y los SST serán de 23 mg/L para ambos, considerando un crecimiento en el caudal del 5 % en cinco años.
- Como se observa, los límites están basados en el caudal y concentración a la salida de la planta de tratamiento, por lo que, cualquier aumento en cualquiera de estos parámetros, aumentará la carga por día.

Con base en lo anterior, el balance de la Figura 6.8 cumplirá con la primera etapa que contempla del primero de enero del 2000 al treinta y uno de diciembre de 2004. Sin embargo, durante el presente trabajo se establecerán los límites máximos que alcanzará el tren de tratamiento propuesto.

La Tabla 6.8 muestra los límites de remoción que debe alcanzar el tratamiento primario con químicos, en las peores condiciones del influente en el tanque homogenizador propuesto.

Tabla 6.8 Metas a alcanzar con el tratamiento fisicoquímico y el biológico

Parámetro	Influente	Meta efluente primario	Meta efluente secundario	Límite máximo
DQO mg/L	3273	2460	576	---
DBO ₅ mg/L*	1325	984	137	150
SST mg/L	1217	122	86	150

*Considerando la relación DQO/DBO de 2.5 en el influente y de 4.2 en efluente secundario

Para alcanzar estas metas es necesario que el tratamiento fisicoquímico funcione adecuadamente, sin interferencias de ningún tipo. La meta en primer término es cumplir con la norma hasta el año 2004.

6.3. Selección del coagulante

Como se mencionó en la metodología se ensayaron tres coagulantes, se determinó la dosis para cada coagulante. ¿Cómo saber la dosis de coagulante si las concentraciones de sólidos en el influente variaban respecto al tiempo?. En el punto anterior se estimó la concentración de carga orgánica y de sólidos considerando un tanque homogeneizador a la entrada de la planta. Se realizaron 210 pruebas de jarras para seleccionar el mejor coagulante y floculante. Durante los ensayos se determinaron las mejores dosis de cada coagulante. Se detectó que para un agua con similar concentración de sólidos pero distinta concentración de materia orgánica se obtenían resultados diferentes.

6.3.1. Sulfato de aluminio

Con el sulfato de aluminio se obtuvieron los siguientes resultados a distintas dosis y concentraciones de materia orgánica. La Figura 6.9, muestra el comportamiento de los cuatro principales parámetros monitoreados: turbiedad, SST, DQO Y SDT.

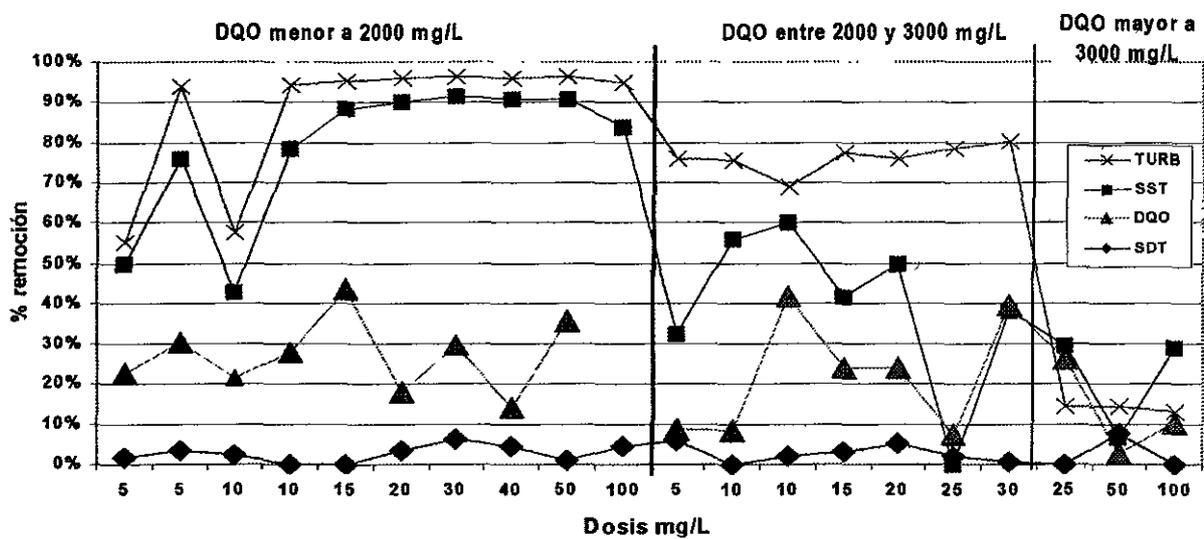


Figura 6.9 Eficiencia de remoción a distintas concentraciones de DQO con sulfato de aluminio

Se observa cómo varía la eficiencia de remoción de sólidos suspendidos respecto a la concentración. Se obtuvieron buenas eficiencias de remoción a partir de concentraciones de sulfato de aluminio de 15 mg/L hasta 50 mg/L, a concentraciones de materia orgánica bajas (menores a 2000 mg/L, expresada como DQO). Por el contrario, a las mismas dosis pero aumentando la concentración de la materia orgánica (mayores a 2000 mg/L), se observa una drástica caída de la eficiencia de remoción de los sólidos suspendidos.

En la gráfica se puede observar como la concentración de la materia orgánica afecta la eficiencia de remoción de sólidos suspendidos. Esta última disminuye conforme aumenta la concentración de materia orgánica.

Con base en lo anterior, se determinaron las dosis óptimas para el sulfato de aluminio a distintas concentraciones de DQO en el influente: menores a 2000 mg/L (Figura 6.10) entre 2000 a 3000 mg/L (Figura 6.11) y mayores a 3000 mg/L (Figura 6.12)

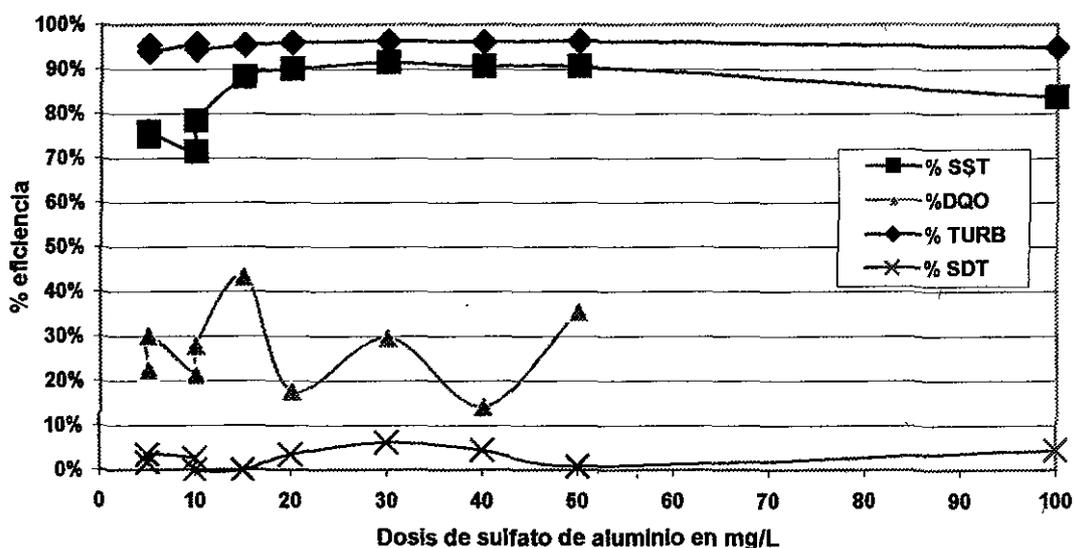


Figura 6.10 Eficiencias de remoción utilizando sulfato de aluminio, para una DQO menor de 2000 mg/L en el influente.

Para concentraciones menores a 2000 mg/L, la mejor remoción de sólidos suspendidos fue del 92%, para la turbiedad fue del 96.6 % y para los sólidos disueltos fue de 6.2 % (para dosis de sulfato de aluminio de 30 mg/L). Si se aumenta la dosis de la sal de aluminio, existe poca variación en cuanto a la remoción de SST mg/L. Para la DQO, la mejor remoción (43 %) se obtuvo a dosis de 15 mg/L.

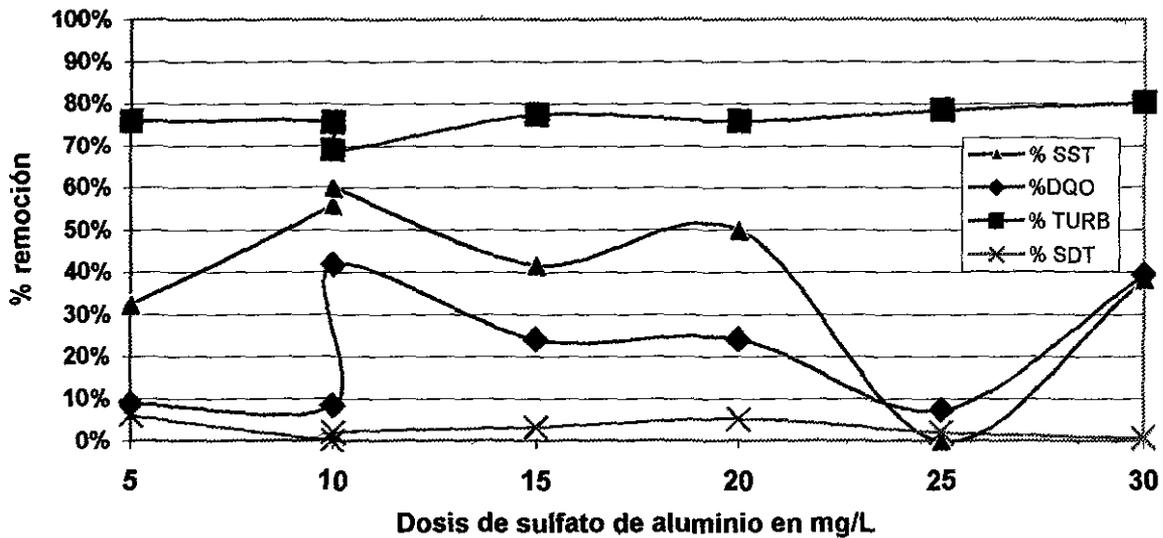


Figura 6.11 Eficiencias de remoción con sulfato de aluminio, para una DQO entre 2000 a 3000 mg/L en el influente

Para concentraciones entre 2000 a 3000 mg/L, se observa que la máxima remoción de SST es del 60 % y de un 42 % como máximo para la DQO, para dosis de 10 mg/L de sulfato de aluminio. Para la turbiedad la mejor remoción se obtuvo a dosis de 30 mg/L (80.3 %) y sólo se obtuvo una remoción de 5,2 % para los sólidos disueltos a dosis de 20 mg/L. A dosis mayores de coagulante existe una caída en la eficiencia de remoción de los SST, DQO y SDT no así de la turbiedad. Para efectos prácticos se establece que la mejor dosis de sulfato de aluminio, para concentraciones entre 2000 a 3000 mg/L de materia orgánica como DQO fue de 10 mg/L.

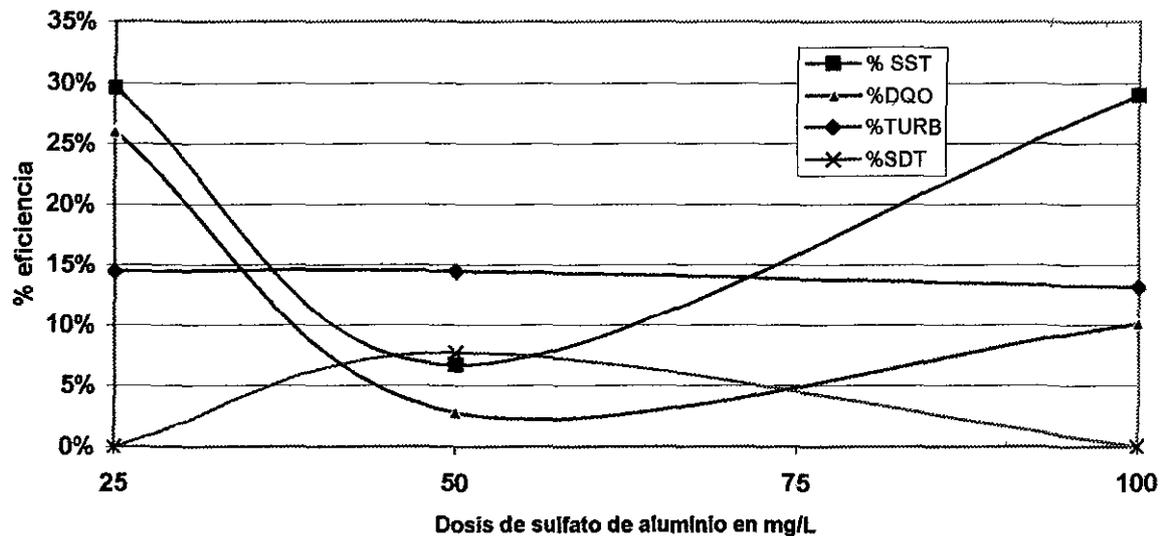


Figura 6.12. Eficiencias de remoción con sulfato de aluminio, de los principales parámetros para DQO mayor a 3000 mg/L en el influente.

Para concentraciones mayores a 4000 mg/L en el influente, la máxima eficiencia de remoción se obtuvo con 25 mg/L de sulfato de aluminio; 26 % para la DQO y 30 % para los SST a dosis menores no existía remoción. A dosis mayores de coagulante se observa una disminución de la eficiencia y a 100 mg/L aumenta la eficiencia de la misma. La turbiedad prácticamente no cambia respecto a la dosis de sulfato de aluminio.

Sí se instalara un tanque homogeneizador con un tiempo de retención hidráulico (TRH) de 2 horas (Tabla 6.6), considerando las variaciones de concentración del influente (Tablas 6.3 a 6.5), estaría en el intervalo de 2000 a 3000 mg/L de DQO, por tanto la Figura 6.11 será la que se analice. Lo anterior significa que la máxima remoción esperada para sólidos suspendidos será del 60 % y de la DQO un 42 %.

La Tabla 6.9 presenta los resultados que se obtendrían si se agrega sulfato de aluminio a dosis de 10 mg/L (Figura 6.9), con una concentración entre 2000 a 3000 mg/L de DQO y considerando un tanque homogeneizador.

Tabla 6.9 Balance de materia utilizando la mejor dosis obtenida en la Figura 6.11, a una concentración máxima de SST y DBO

Parámetro	Influyente	Resultados efluente primario con químicos	Meta efluente primario con químicos	Situación
DQO mg/L	3273	3011	2460	22 % arriba del límite
SST mg/L	1217	487	122	4 veces arriba del límite
DBO ₅ mg/L	1259	1158	984	18 % arriba del límite

La Tabla 6.8 muestra que para concentraciones mayores a 2000 mg/L en DQO no se llegará las metas establecidas en el tratamiento fisicoquímico, para los SST y DBO₅ (Tabla 6.7), por tanto, RECICLAGUA no podrá cumplir con la normatividad establecida por la NOM-001-ECOL-1996, aún si se instalara un tanque homogeneizador.

Cabe mencionar que las eficiencias de remoción para SST, DQO y DBO pueden mejorar si se aplican ayudantes de la coagulación como se observará más adelante. Sin embargo, no se recomienda una concentración de DQO en el influente como la presentada en la tabla 6.8, ya que el tratamiento fisicoquímico estaría trabajando en el límite de la meta del pretratamiento.

Para que el pretratamiento fisicoquímico funcione adecuadamente, se recomienda que trabaje con concentraciones menores a 2000 mg/L (equivalente a una carga menor de 86.4 ton/d) (Figura 6.10) expresados como DQO, debido a que el tratamiento con sulfato de aluminio no presenta problemas a esas concentraciones y las eficiencias de remoción para la demanda química de oxígeno y de los sólidos suspendidos son aceptables. Para lograr lo anterior, deberá exigirse a las empresas que descargan a la planta, una concentración no mayor de 2000 mg/L como DQO (carga menor a 86.4 ton/d), con una relación DQO/DBO que no exceda 2.6, equivalente a 770 mg/L en DBO.

La Figura 6.13 corrobora el hecho de que el material soluble expresado como la DQO soluble, casi no sufre cambios al agregar un coagulante (sulfato de aluminio).

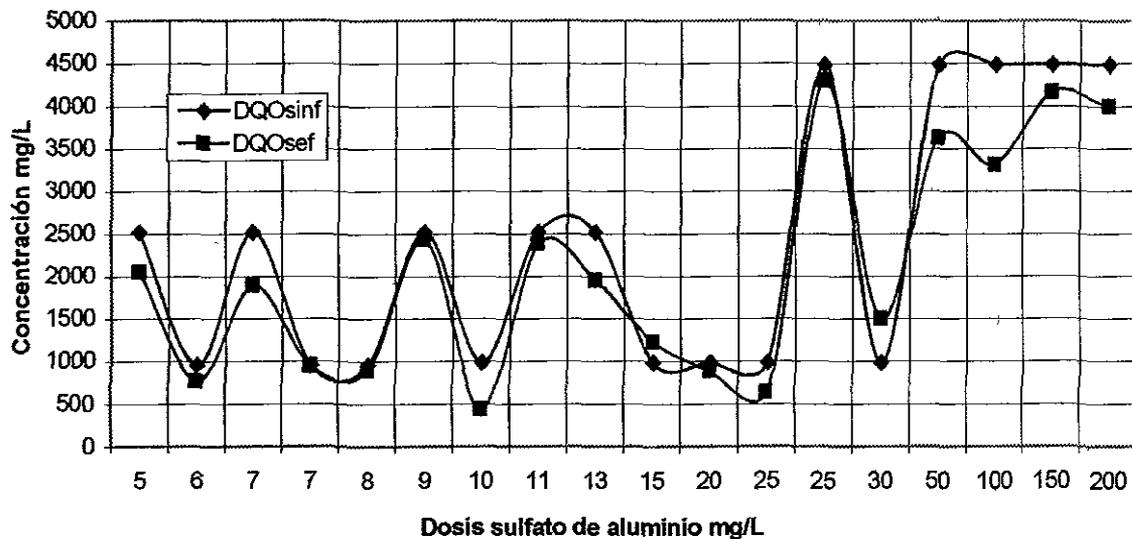


Figura 6.13 Remoción de la DQO soluble con sulfato de aluminio

Se observa una remoción de la DQO soluble del 22 % a concentraciones de 100 mg/L y del 20 % a concentraciones de 7 mg/L de sulfato de aluminio.

El pH del agua residual, durante la realización de las determinaciones de la dosis del coagulante con sulfato de aluminio, fue de 7.38. De acuerdo a los datos bibliográficos mencionados en el Capítulo 3, a pH neutro, el sulfato de aluminio se encuentra en su mayor parte como hidróxidos de aluminio, por lo que la remoción de los sólidos suspendidos deberá realizarse por barrido al precipitar las sales de hidróxidos. La Figura 6.14 muestra el comportamiento del pH al agregar las sales de aluminio. A concentraciones de 5 mg/L hay un aumento del pH, posteriormente empieza a descender hasta 0.45 unidades para concentraciones de 100 mg/L. Sin embargo, lo anterior no representará problema alguno para el tratamiento biológico. En la gráfica, las iniciales INF y B representan los datos del influente y del blanco.

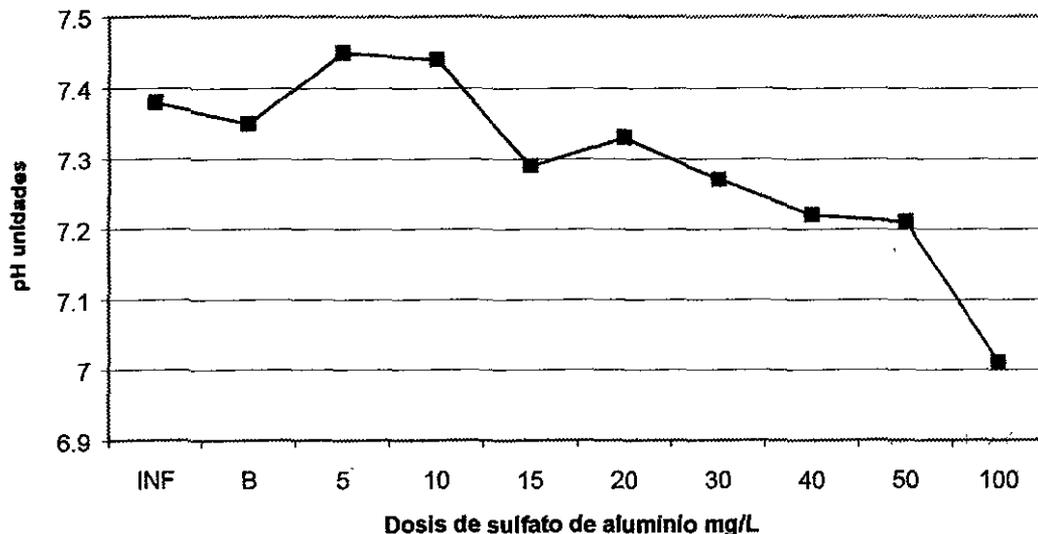


Figura 6.14 Comportamiento del pH a distintas dosis de sulfato de aluminio durante las pruebas de jarras

La Figura 6.15, muestra el comportamiento del potencial REDOX respecto a la dosis de sulfato de aluminio. Se realiza la comparación con la remoción de SST, para concentraciones de DQO menores a 2000 mg/L..

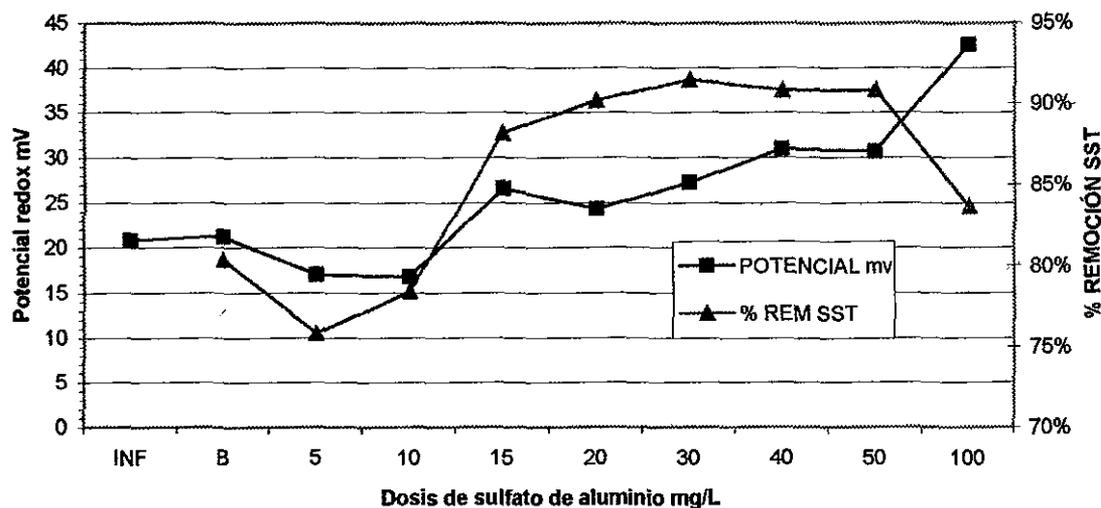


Figura 6.15 Comportamiento del potencial REDOX y su relación con la remoción de SST

Contrario a lo que se esperaría, se puede observar que a valores entre 17 a 20 mV, no se obtuvieron buenos resultados de coagulación y por tanto en remoción

de los SST (menores al 80%). Lo anterior representa dosis entre 5 y 10 mg/L. Por otro lado, la eficiencia de remoción de los SST, aumenta (hasta un 95 %) con valores REDOX entre 25 a 30 mV y dosis de coagulante entre 15 a 50 mg/L.

El volumen de lodos generados para cargas menores a 86.4 ton/d de DQO (equivalente a 2000 mg/L) con distintas dosis de sulfato de aluminio se presenta en la Figura 6.16.

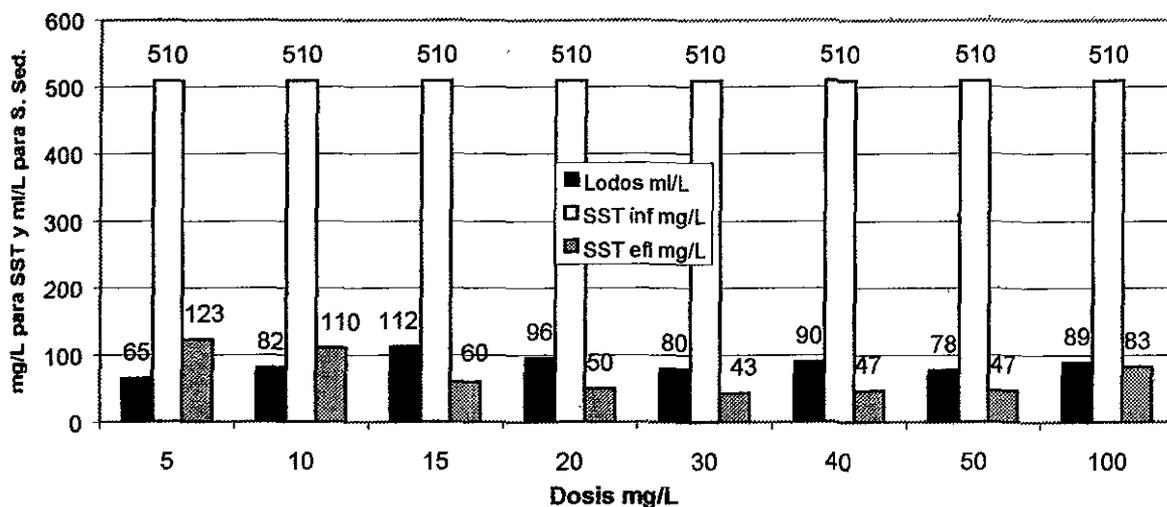


Figura 6.16 Producción de lodos a distintas dosis de sulfato de aluminio

La gráfica anterior muestra los lodos que se producirían, si la concentración del influente es menor a 2000 mg/L. Debido a que a concentraciones mayores de DQO, el sulfato de aluminio no presentó resultados significativos, el presente trabajo no incluirá las gráficas de lodos generados para concentraciones mayores a 2000 mg/L.

Para la mejor remoción de sólidos suspendidos (dosis de sulfato de aluminio de 30 mg/L), se generaron 80 ml de lodo por litro del efluente tratado equivalente a 28 L/s (2419 m³/d) de lodo a flujo mínimo (350 L/s), 32 L/s (2765 m³/d) en flujo medio (400 L/s) o 40 L/s (3456 m³/d) para flujo máximo (500 L/s) con un 95% de humedad.

Actualmente, la planta genera 924 m³/d al 96% de humedad, de lodo en los clarificadores primarios y secundarios a flujo promedio (400 L/s), esto representa 3 veces más lodo de lo que produce actualmente.

Para determinar el mejor polielectrolito, se utilizó la Figura 6.10. En ésta puede observarse que a partir de 15 mg/L de sulfato de aluminio, se obtienen buenas remociones de SST (mayores al 85 %) y mayores del 96 % en turbidez. La mejor remoción de SST y turbidez fue a dosis de 30 mg/L de sulfato de aluminio. Con lo anterior se determinó, que los polielectrolitos se ensayaran a dosis de 20 mg/L de sulfato de aluminio, para concentraciones de DQO menores a 2000 mg/L, con el fin de demostrar que al agregar el polímero, puede reducirse la dosis del coagulante, obteniéndose mejores eficiencias de remoción para SST y DBO que sin él.

Cabe mencionar, que se trabajó a concentraciones de DQO menores a 2000 mg/L (menores a 86.4 ton/d, expresado como carga de DQO), ya que fueron las que no presentaron problemas en el proceso de coagulación-floculación. Lo anterior indica que la planta de tratamiento no deberá exceder ésta carga para que funcione adecuadamente el tratamiento fisicoquímico. Por tanto, RECICLAGUA deberá exigir condiciones particulares de descarga (CPD's) a cada industria.

Además, se demostró, que a mayor concentración de materia orgánica, menos eficiente es el tratamiento con coagulantes, hasta que llega el momento que no es recomendable (concentraciones mayores a 2000 mg/L de DQO).

6.3.2. Cloruro Férrico

Con las sales de hierro se obtuvieron eficiencias de remoción de sólidos suspendidos menores que con las sales de aluminio. Para la DQO, la máxima remoción fue de un 40%, como se observa en la Figura 6.17. Se obtuvieron buenas eficiencias de remoción en turbidez, más no así en los sólidos suspendidos. Las dosis de cloruro férrico para alcanzar la máxima remoción fue 5.7 veces mayor que con el sulfato de aluminio (170 mg/L de FeCl_3 vs 30 mg/L del sulfato de aluminio).

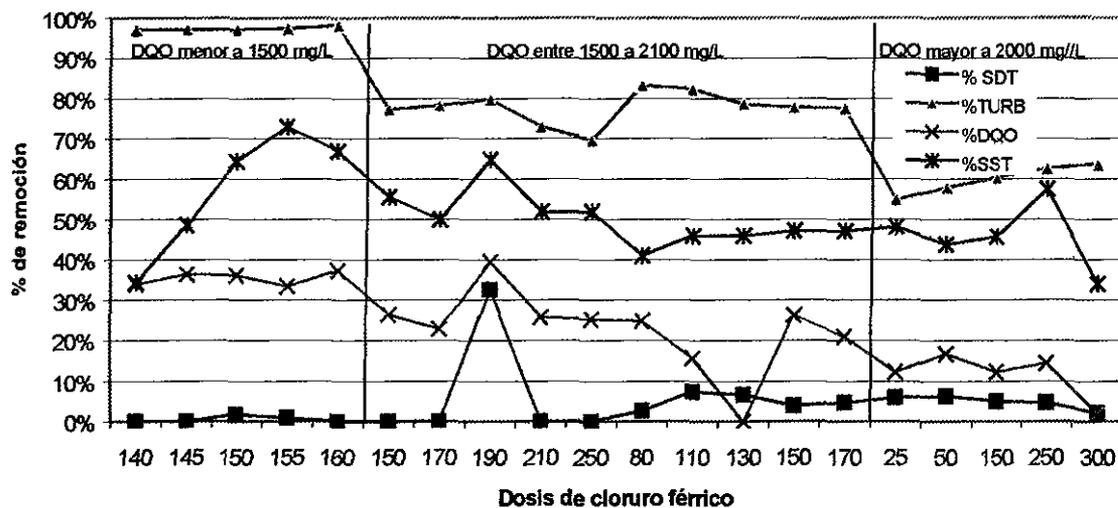


Figura 6.17 Eficiencias de remoción a distintas concentraciones de DQO y dosis de cloruro férrico

La Figura 6.18 muestra el efecto de la materia orgánica sobre la eficiencia de remoción de sólidos suspendidos utilizando el cloruro férrico como coagulante.

Se observa que a mayor concentración de materia orgánica, menor eficiencia de remoción de sólidos suspendidos. Con esta gráfica se determinó la mejor dosis para cada concentración de DQO. El comportamiento fue parecido a la encontrada con las sales de aluminio, a mayor concentración de DQO en el influente, menor eficiencia de remoción de los SST.

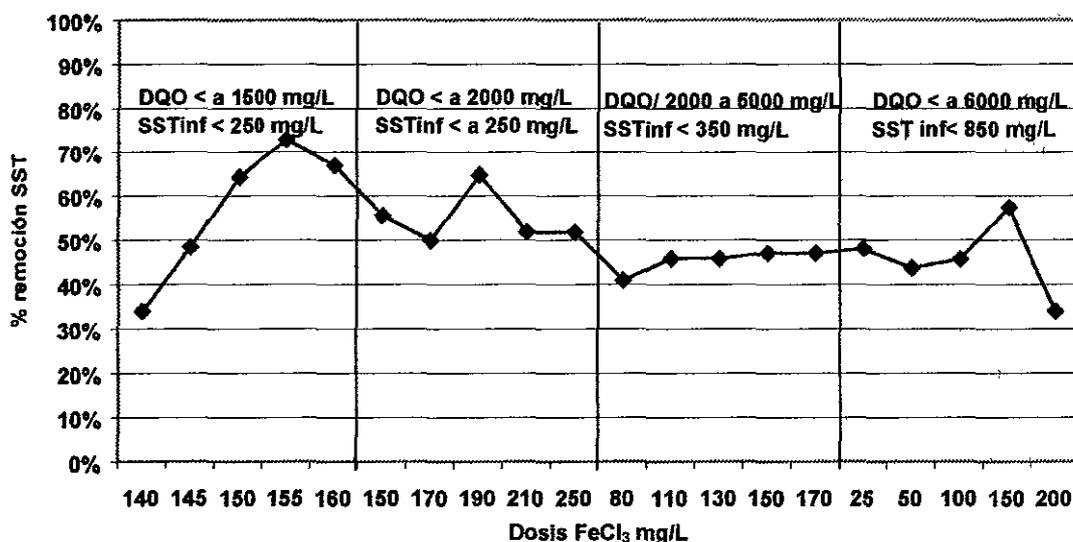


Figura 6.18 Eficiencia de remoción de SST a distintas dosis de cloruro férrico y concentraciones de DQO

Se observa en la figura, que a concentraciones de materia orgánica menores a 2000 mg/L, la eficiencia máxima de remoción alcanzada para los sólidos suspendidos es de un 65 a un 75 %. Para concentraciones de DQO mayores (cargas mayores a 86.4 ton/d), las eficiencias de remoción no son mayores al 55 %.

Como en el caso del sulfato de aluminio, se observa que existe una pobre remoción del material soluble, Figura 6.19.

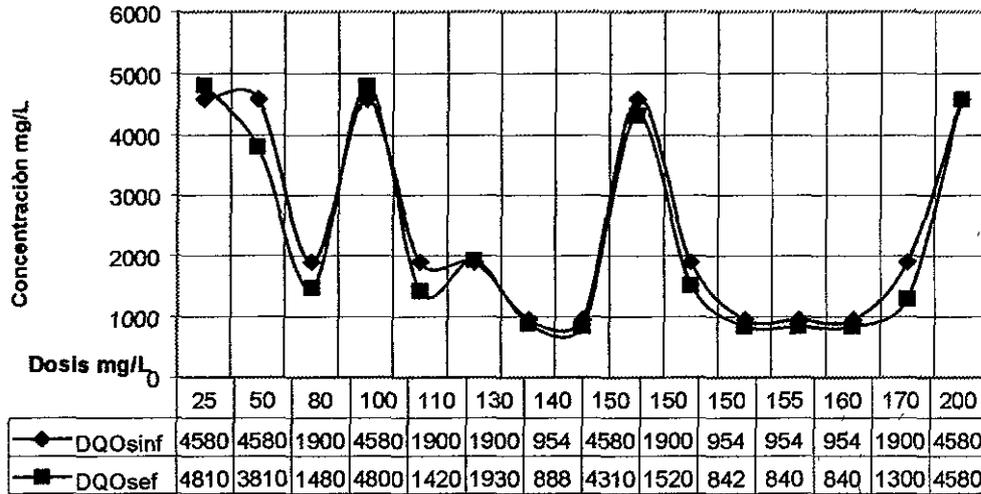


Figura 6.19 Remoción de la DQO soluble con cloruro férrico

Con los datos anteriores se puede concluir, que el cloruro férrico no es recomendable como coagulante para este tipo de agua, debido a las bajas eficiencias de remoción sobre todo de sólidos suspendidos. Por lo que es necesario agregar un ayudante de la coagulación para aumentar la eficiencia de remoción de SST y DQO. Además, el costo del cloruro férrico es un 60 % mayor que el del cloruro férrico.

Los mejores resultados, se obtuvieron para concentraciones de DQO menores a 1500 mg/L (cargas menores a 86.4 ton/d). Los resultados muestran un comportamiento distinto del coagulante para concentraciones entre 1500 a 2000 mg/L y otro para concentraciones mayores a 2000 mg/L (Figura 6.17)

Otro problema que presenta el cloruro férrico como coagulante, es la disminución del pH en el agua residual, hasta en 0.4 unidades (Figura 6.20).

En caso, de que el influente llegue con un pH cercano a los límites permisibles para un tratamiento biológico al agregar el cloruro férrico, el pH disminuiría lo suficiente para inhibir el sistema biológico. Lo anterior se podría resolver con la construcción de un tanque homogenizador, para amortiguar los flujos de pH menores a 6, a la entrada de la planta.

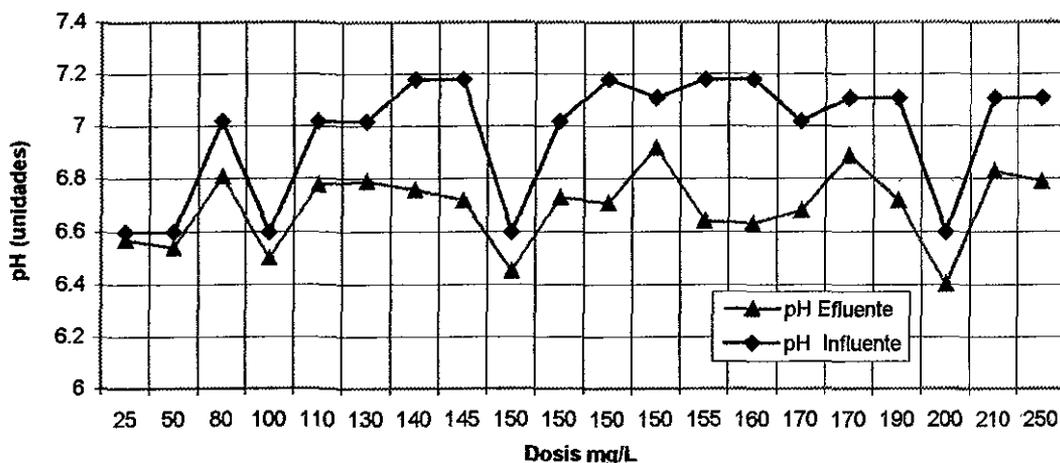


Figura 6.20 Comportamiento del pH a distintas dosis de cloruro férrico

Con los resultados anteriores, se puede realizar el balance de materia como el caso de las sales de aluminio y se obtendrían los siguientes resultados (Tabla 6.10). (Suponiendo que RECICLAGUA contará con un tanque homogeneizador).

Tabla 6.10 Balance de materia utilizando la mejor dosis de cloruro férrico, obtenida de la Figura 6.17, a una concentración máxima de SST y DBO

Parámetro	Influente	Resultados efluente primario con cloruro férrico	Meta efluente primario con químicos	Situación
DQO mg/L	3273	2814	2460	-14 %.
SST mg/L	1217	645	122	5.3 veces arriba del límite
DBO ₅ mg/L	1325	1139	984	-16 %.

Para estos valores de materia orgánica, sería necesario emplear dosis de cloruro férrico de 250 mg/L y se obtendrían eficiencias de remoción del 58 % para los SST y 14 % para la DQO.

La mejor dosis de cloruro férrico, para cargas menores a 2000 mg/L de DQO fue de 190 mg/L. Obteniéndose una eficiencia de remoción de sólidos suspendidos y de DQO del 65 y 39 % respectivamente. Los ensayos con los polielectrolitos se realizaron a éstas concentraciones de DQO.

La Figura 6.21, muestra el comportamiento del potencial REDOX con respecto a la dosis de sulfato de aluminio y a la eficiencia de remoción de SST, para la concentración de DQO que presentó los mejores resultados (menor a 2000 mg/L).

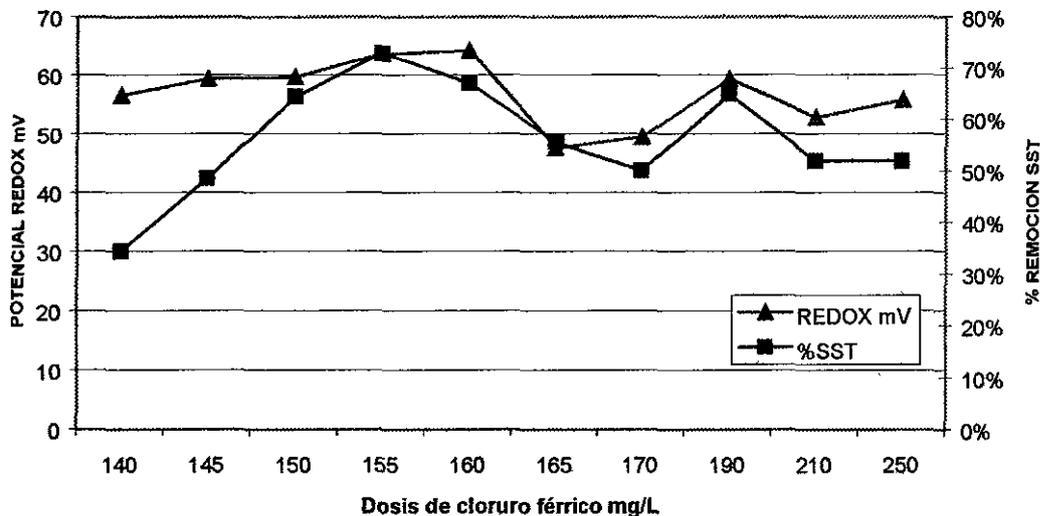


Figura 6.21 Potencial REDOX relacionado con la remoción de SST

El comportamiento del potencial REDOX es atípico, de acuerdo a la teoría, para que exista una buena coagulación. La mejor eficiencia de remoción registrada de SST fue del 65 % y presentó un potencial REDOX de 60 mV,

valor muy alto de los valores recomendados para que exista una buena floculación (-20 a 20 mV). Para concentraciones de materia orgánica cercanas a 2000 mg/L, el potencial REDOX fue de 55 mV.

La Figura 6.22, muestra la producción de lodos residuales en las pruebas de jarras, para cada dosis ensayada.

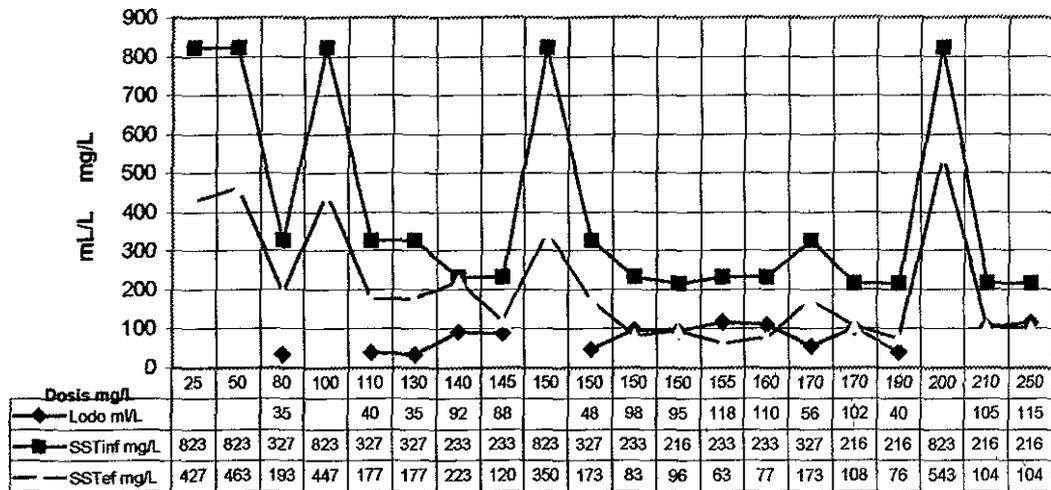


Figura 6.22 Producción de lodos a distintas dosis de cloruro férrico

La Figura 6.23, muestra el volumen de lodos que se generan con cargas menores a 86.4 ton/d de DQO, equivalente a 33 ton/d de DBO (menor a 770 mg/L de DBO o 2000 mg/L de DQO) y que serían las condiciones reales de operación de la planta al instalar un tanque homogenizador y exigir a las industrias un pretratamiento.

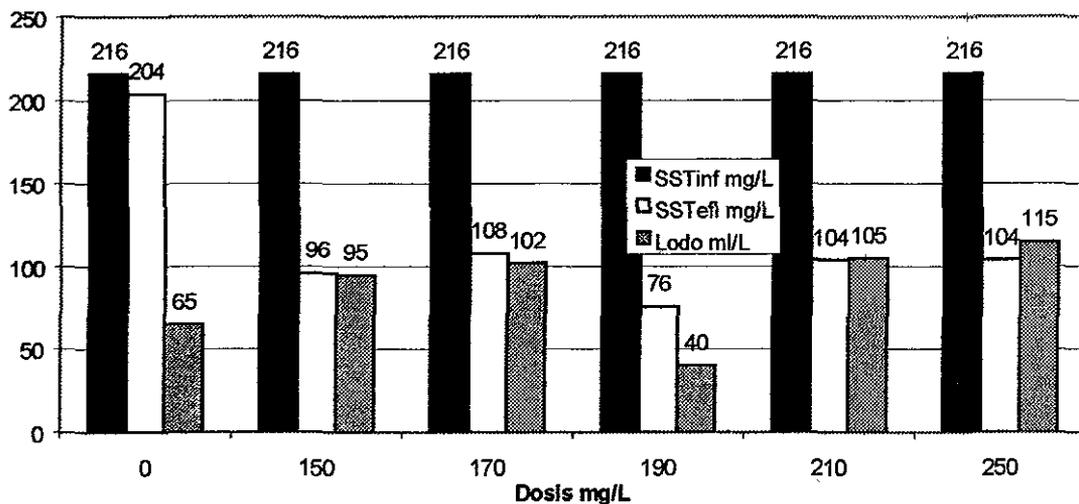


Figura 6.23 Producción de lodos para cargas menores a 86.4 ton/d de DQO y distintas dosis de cloruro férrico

Para concentraciones de DQO menores a 2000 mg/L, como se mencionó anteriormente, la mejor dosis fue de 190 mg/L de cloruro férrico y se obtuvo un volumen de lodo de 40 ml/L, equivalente a 14 L/s (1210 m³/d) a flujo mínimo (350 L/s), 16 L/s (1382 m³/d) a flujo medio (400 L/s) o 20 L/s (1728 m³/d), a flujo máximo (500 L/s).

6.3.3. Hidróxido de calcio (Cal)

Para el hidróxido de calcio, la Figura 6.24 muestra el comportamiento de diversos parámetros a distintas dosis. La eficiencia de remoción de sólidos suspendidos, no es mayor al 60 % y la DQO alcanza remociones hasta del 48%. Las dosis para alcanzar dichas eficiencias son mayores a 200 mg/L y el comportamiento es variable.

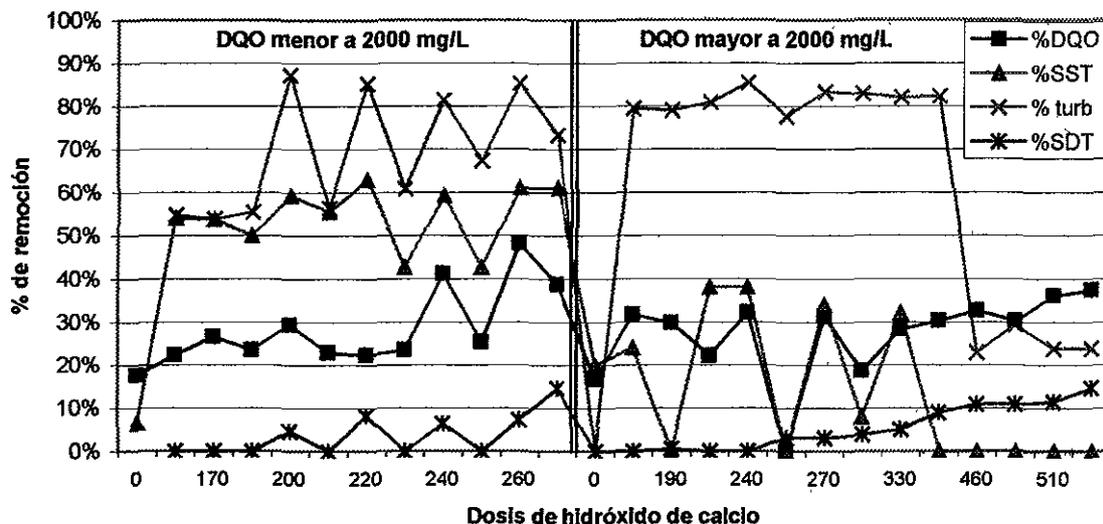


Figura 6.24 Comportamiento de diversos parámetros a distintas dosis de hidróxido de calcio

Para el hidróxido de calcio, se probaron 2 concentraciones de DQO; menor y mayor a 2000 mg/L. Para concentraciones de DQO mayores de 2000 mg/L (86.4 ton/d), la mejor dosis de hidróxido de calcio fue 240 mg/L, pero con una eficiencia máxima de remoción de sólidos suspendidos totales del 38 %. A dosis mayores de 300 mg/L, a estas concentraciones, el efecto es mínimo y no existe remoción de sólidos suspendidos.

En la Figura 6.25, se observa el comportamiento de remoción de los sólidos suspendidos totales a diferentes concentraciones de materia orgánica, al igual

que las sales de fierro y aluminio a mayor concentración de DQO, menor eficiencia de remoción.

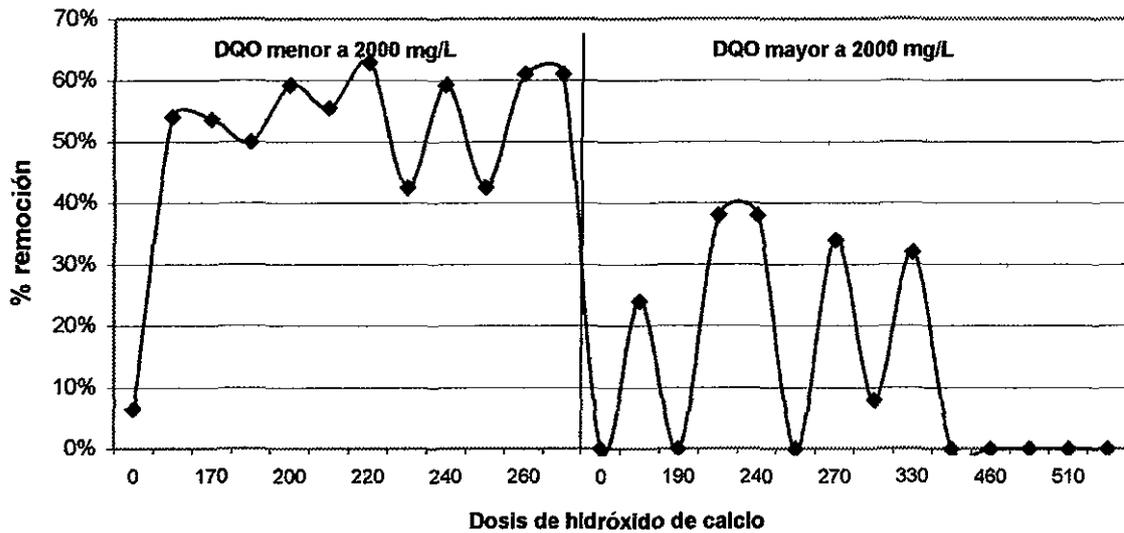


Figura 6.25 Remoción de sólidos suspendidos totales a diferentes concentraciones de DQO

La Figura 6.26, muestra el efecto de la DQO en el proceso de coagulación - floculación y cual es la mejor dosis para cada caso. Cada línea representa una concentración de DQO distinta.

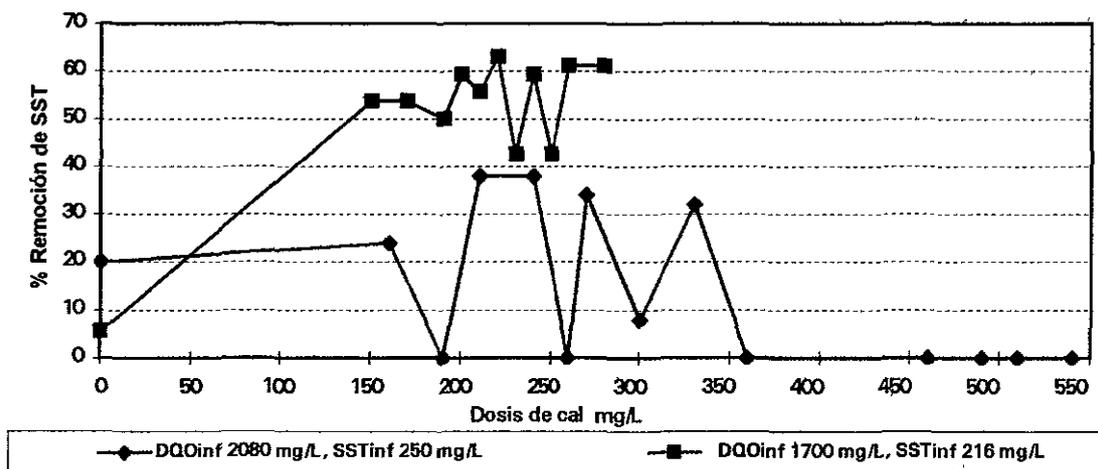


Figura 6.26 Efecto de la concentración de DQO en el proceso coagulación - floculación utilizando hidróxido de calcio

Con ésta información se concluye, que el hidróxido de calcio no es un buen coagulante para este tipo de aguas residuales, ya que la máxima eficiencia de remoción obtenida en sólidos suspendidos es del 63 %, a concentraciones de DQO menores de 2000 mg/L (equivalente a una carga de DQO menor a 86.4 ton/d) y con una remoción de DQO del 22 %, a una dosis de hidróxido de calcio de 220 mg/L.

Con lo anterior, se puede realizar el balance de materia para conocer la factibilidad de cumplimiento con la NOM-001-ECOL-1996 (Tabla 6.11)

Tabla 6.11 Balance de materia utilizando la mejor dosis obtenida en la Figura 6.26 considerando un tanque homogenizador a una concentración máxima de SST y DBO

Parámetro	Influente	Resultados efluente primario con hidróxido de calcio	Meta efluente primario con químicos	Situación
DQO mg/L	3273	2553	2460	Ligeramente arriba
SST mg/L	1217	755	122	6.2 veces arriba
DBO ₅ mg/L	1325	982	984	En el límite

El parámetro que no cumple, son los sólidos suspendidos totales, que se encuentran 6 veces arriba de la meta establecida.

Como se observa en la Figura 6.24, la máxima remoción para sólidos suspendidos y demanda química de oxígeno para concentraciones mayores a 2000 mg/L es del 38 % y 22 % respectivamente, a dosis de 210 mg/L de hidróxido de calcio, para dosis mayores o menores no se observan efectos importantes.

Cabe mencionar, que para el hidróxido de calcio no se realizaron análisis para concentraciones mayores a 3000 mg/L. La Tabla 6.10 supone eficiencias de remoción a concentraciones arriba de 2000 mg/L como DQO pero inferiores a

3000 mg/L. Estos porcentajes podrían disminuir considerablemente como fue el caso de las sales de aluminio y fierro.

Como se mencionó en los puntos 6.2.1 y 6.2.2, es necesario instalar un tanque homogenizador, el cual proporcionará a la planta una concentración constante de materia orgánica. Así mismo, deberá exigirse un pretratamiento a las industrias para que descarguen como ya se menciono cargas de DBO menores a 33 toneladas por día (770 mg/L) equivalente a 86.4 ton/d de DQO (2000 mg/L).

Otro problema común cuando se utiliza el hidróxido de calcio como coagulante, es el aumento del pH del efluente, este llega a aumentar hasta en 2 unidades (de 7.5 en el influente hasta 9.5 en el efluente) y sale de los límites permisibles para incorporar el efluente al tratamiento biológico, como muestra la Figura 6.27, por lo que sería necesario neutralizar el efluente del tratamiento fisicoquímico.

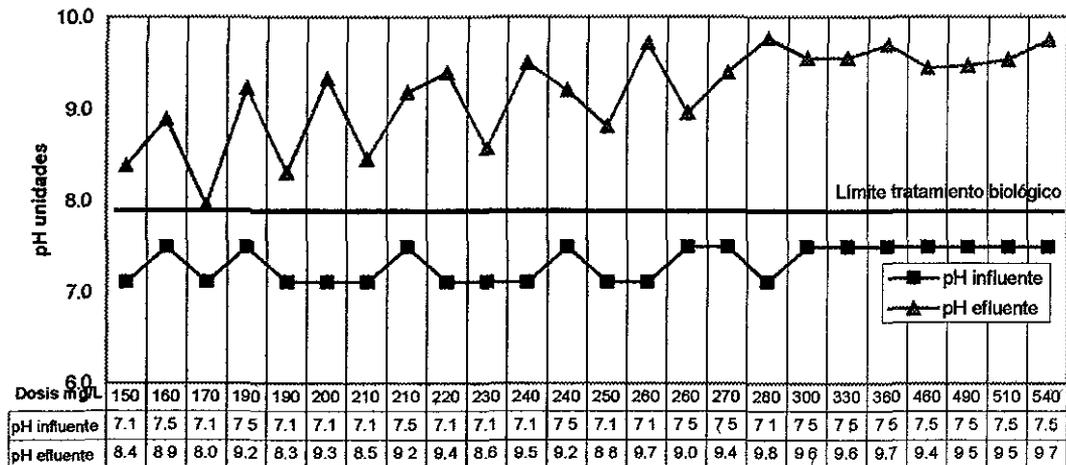


Figura 6.27 Comportamiento del pH, utilizando hidróxido de calcio como coagulante

La Figura 6.28, muestra el comportamiento del potencial REDOX durante la coagulación con hidróxido de calcio. Se observa, que no hay valores que indiquen una buena coagulación.

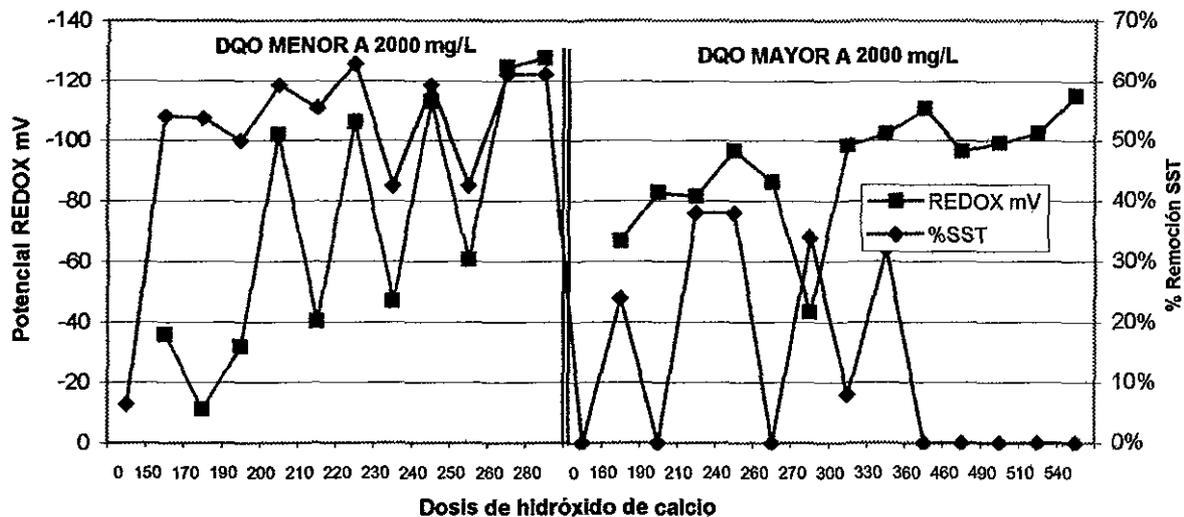


Figura 6.28 Comportamiento del potencial REDOX y su efecto en la remoción de los SST

La Figura 6.29, muestra el volumen de lodo generado para cada dosis ensayada, se puede observar que el volumen esta por debajo del generado con las sales de aluminio y de hierro.

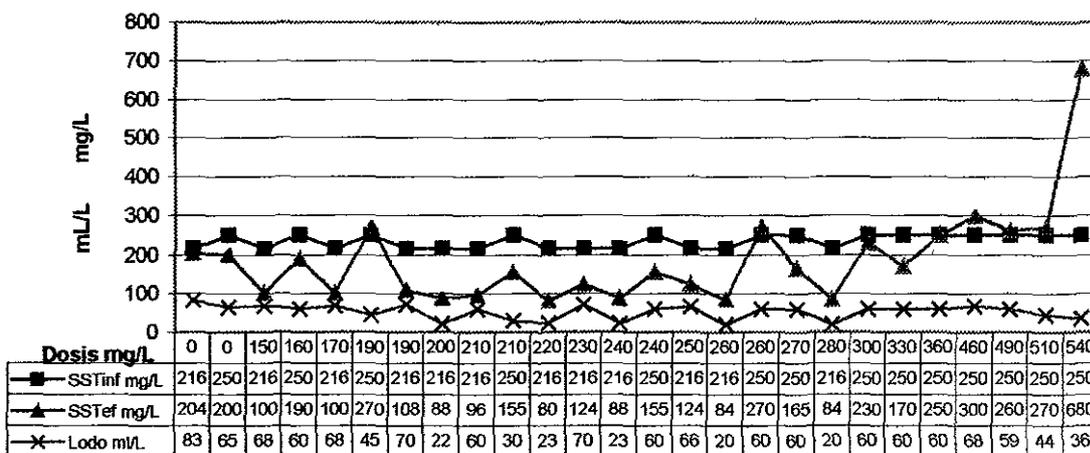


Figura 6.29 Generación de lodo utilizando hidróxido de calcio como coagulante

Cabe mencionar, que el agua sin tratamiento produce una cantidad de lodo similar o superior a la que se produce agregando hidróxido de calcio. Sin embargo, la eficiencia de remoción de sólidos suspendidos es pobre, aún agregando el coagulante.

La Figura 6.30, muestra el volumen de lodo producido, para concentraciones menores a 2000 mg/L, ésta representará las condiciones reales de operación al incorporar un tanque homogenizador y exigir condiciones particulares de descarga a las empresas que descargan a RECICLAGUA.

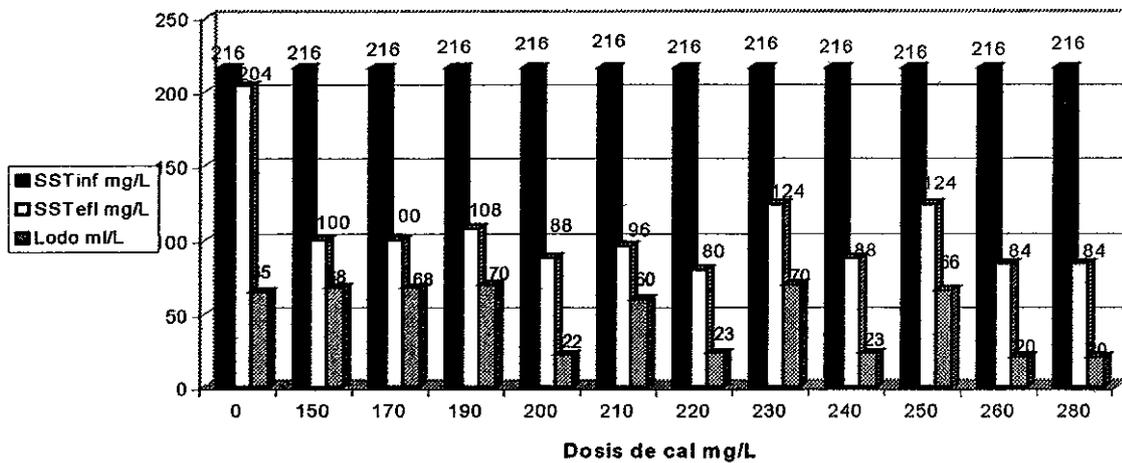


Figura 6.30 Producción de lodos para concentraciones de DQO menores a 2000 mg/L, utilizando hidróxido de calcio como coagulante

Para la mejor dosis de hidróxido de calcio (220 mg/L), se obtuvo una producción de lodo de 22 ml/L, equivalente a 950 m³/d a flujo máximo (500 L/s).

Los polielectrolitos se ensayaron, al igual que en las sales de aluminio y hierro, para concentraciones menores a 2000 mg/L, y la dosis en la que se experimentaron los polímeros fue de 220 mg/L de hidróxido de calcio. A ésta dosis se obtuvo una eficiencia de remoción de SST y DQO del 63 % y del 22 % respectivamente.

6.4. Efecto de los floculantes

Se demostró que a concentraciones de DQO mayores a 2000 mg/L, la eficiencia de remoción de SST (utilizando como coagulantes el sulfato de aluminio, cloruro férrico e hidróxido de calcio) disminuye considerablemente.

A pesar de que no se tenía contemplado, se demostró que es necesario instalar un tanque homogeneizador a la entrada de la planta, para absorber los picos de carga orgánica (mayores a 5000 mg/L en DQO en algunos casos).

RECICLAGUA, deberá exigir a las empresas que descargan la planta, un pretratamiento de sus aguas residuales. Los influentes que arrojen éstas al drenaje industrial no deberán exceder una concentración de 2000 mg/L como DQO o de 770 mg/L como DBO.

El estudio con los floculantes, se llevó a cabo para concentraciones de DQO menores a 2000 mg/L, debido a que se obtuvieron los mejores resultados con los coagulantes ensayados.

6.4.1. Sulfato de aluminio

La Figura 6.31, muestra los resultados obtenidos utilizando sulfato de aluminio a dosis de 20 mg/L, más un polielectrolito a dosis de 0.2 para los catiónicos y Zwitteriónicos y de 0.4 mg/L para los aniónicos (dosis recomendadas por el fabricante) y concentración de DQO menor a 2000 mg/L. Cabe mencionar, que el mejor resultado se obtuvo a una dosis de 30 mg/L. Sin embargo, para este caso se demostrará que al agregar la sal de aluminio más un polímero, las eficiencias de remoción de SST y DQO aumentan y la dosis del coagulante disminuye.

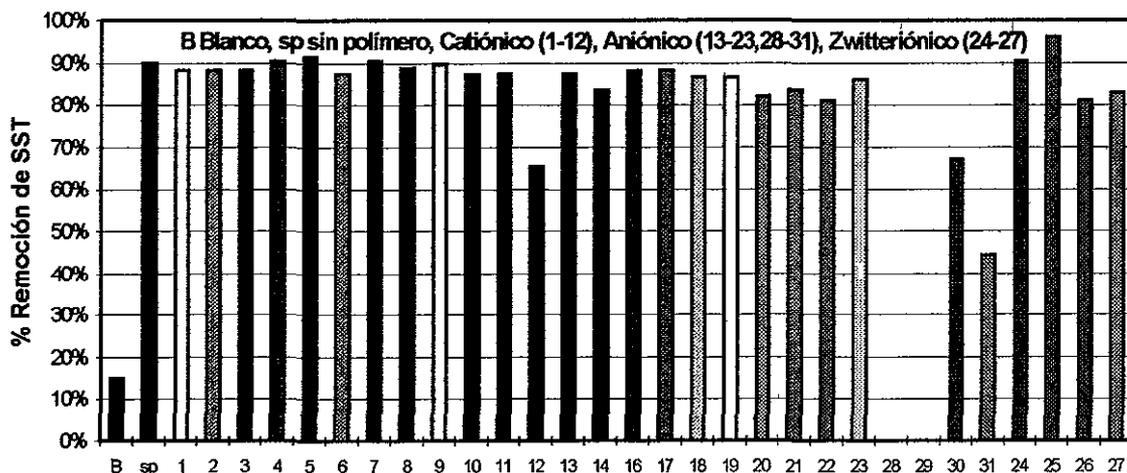


Figura 6.31 Remoción de SST con sulfato de aluminio a dosis de 20 mg/L y polímeros

Al agregar el sulfato de aluminio a dosis de 20 mg/L, la eficiencia de remoción aumentó un 90 % y agregando un floculante Zwitteriónico se incrementó en un 96 %.

La Figura 6.32, demuestra el comportamiento del potencial REDOX en presencia de 20 mg/L de sulfato de aluminio y un polímero

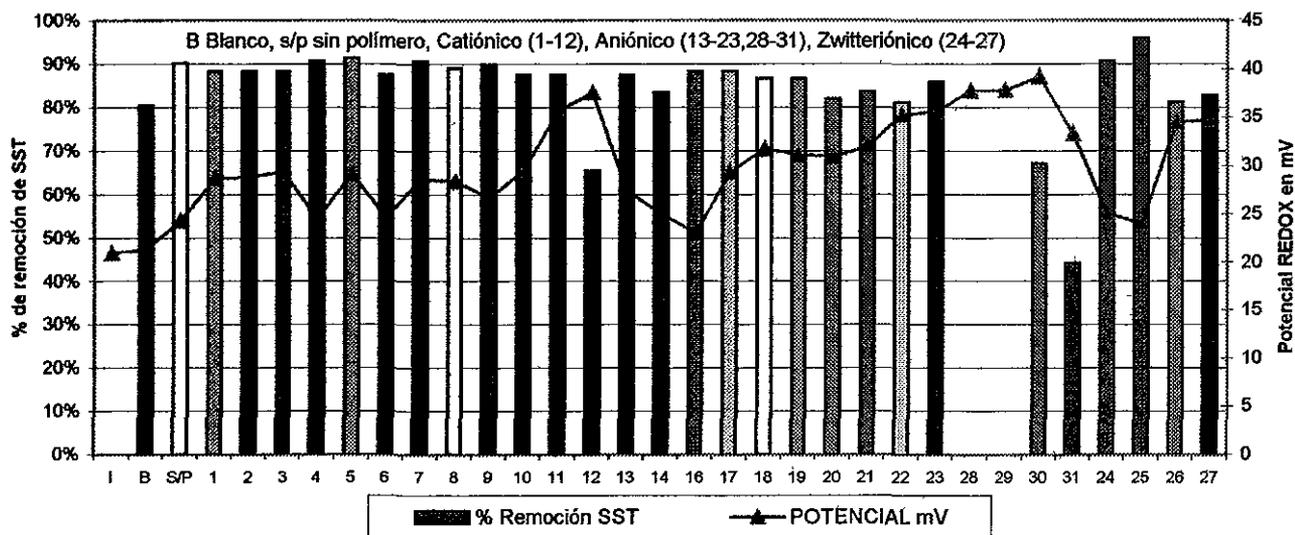


Figura 6.32 Comportamiento del potencial REDOX utilizando sulfato de aluminio como coagulante y polímeros como floculantes

Donde se obtuvo la mejor eficiencia de remoción de SST (96 %), el potencial REDOX fue uno de los mejores valores medidos durante los análisis (23 mV). Eficiencias del 90 % de remoción de SST se obtuvieron con polímeros y con potencial REDOX hasta 27 mV. Valores más altos en el potencial, se observa una disminución de la eficiencia de remoción de los SST.

Las Tablas 6.12 y 6.13, presentan los mejores resultados para el sulfato de aluminio con y sin polímero para la remoción de DQO y SST.

Tabla 6.12 Remoción de DQO utilizando sulfato de aluminio con y sin polímero a dosis de 20 mg/L

DQO influente mg/L	DQO efluente mg/L sin polímero	Mejor Floculante	DQO efluente mg/L con polímero	% Remoción sin polímero	% Remoción con polímero
1680	1380	Z-25*	1050	18	38

Tabla 6.13 Remoción de SST utilizando sulfato de aluminio con y sin polímero a dosis de 20 mg/L

SST influente mg/L	SST efluente mg/L sin polímero	Mejor Floculante	SST efluente mg/L con polímero	% Remoción sin polímero	% Remoción con polímero
510	50	Z-25	20	90	96

Para 30 mg/L de sulfato de aluminio, se obtuvo una eficiencia de remoción del 30% para la DQO y del 92% para los SST. Con esto se demostró que reduciendo la dosis del coagulante de 30 a 20 mg/L y agregando un polielectrolito Zwitteriónico, se obtienen mejores eficiencias de remoción para la DQO y de SST (38 y 96 % respectivamente). Con estos resultados, se cumple con las metas establecidas para el tratamiento fisicoquímico.

La Tabla 6.14, presenta el volumen de lodo generado con sulfato de aluminio a dosis de 30 y 20 mg/L, ésta última con y sin un polielectrolito Zwitteriónico.

Tabla 6.14 Volumen de lodo generado con y sin polielectrolitos

Lodo ml/L con sulfato de aluminio 30 mg/L	Lodo ml/L con sulfato de aluminio 20 mg/L	Lodo ml/L con sulfato de aluminio 20 mg/L + 0.2 mg/L polímero Zwitteriónico
80	96	120

El volumen de lodo generado, aumenta conforme mejora la eficiencia de remoción de sólidos suspendidos. A flujo máximo (500 L/s), se obtendría 5,184 m³/d de lodo residual, lo que representa el 12% del flujo que entra a la planta (43,200 m³/d). A flujo medio (400 L/s) se obtendría 4,150 m³/d de lodo.

La Tabla 6.15, muestra la comparación de cantidad y costos del sulfato de aluminio, que actualmente se utiliza y el que se propone utilizando un polímero Zwitteriónico.

Tabla 6.15 Comparación de costos, entre la dosis de sulfato de aluminio empleada contra la dosis propuesta

Flujo L/s	Sulfato de aluminio utilizado actualmente kg/d	Sulfato de aluminio propuesto kg/d	Polímero Zwitteriónico propuesto kg/d	Costo actual en dólares por día	Costo del sistema propuesto en dólares por día, incluye polímero
350	1676	605	6.05	838	306
400	1676	691	6.9	838	349
500	1676	864	8.6	838	437

* Costo comercial del sulfato de aluminio 0.5 dólares por kg, Costo del polímero 0.575 dólares/kg.

Se observa, que el ahorro va de un 100 a un 275 %, respecto a lo que actualmente se gasta en sulfato de aluminio. El menor ahorro se obtiene a flujo máximo y el mayor ahorro a flujo mínimo.

6.4.2. Cloruro férrico

Los resultados con cloruro férrico a dosis de 190 mg/L más polielectrolitos como se estableció en el punto 6.2.2, se muestran en la Figura 6.33.

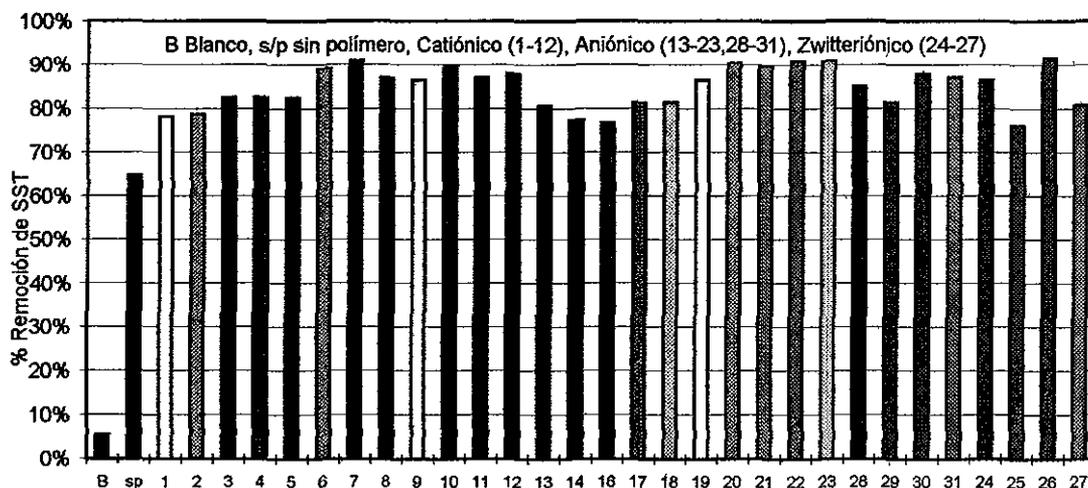


Figura 6.33 Remoción de SST con cloruro férrico a dosis de 190 mg/L y polímeros

El agua sin coagulante, presenta una pobre sedimentación (6 %) y al agregarle el cloruro férrico, la remoción de SST aumentó a 65%.

La Figura 6.34 presenta, el comportamiento del potencial REDOX con el cloruro férrico a dosis de 190 mg/L más un polímero. El polímero catiónico de bajo peso molecular y carga media alta, obtuvo el mejor potencial para la coagulación con 16 mV. Sin embargo, con dos polímeros aniónicos y un Zwitteriónico se obtuvieron buenas eficiencias de remoción de SST en potenciales REDOX de 48 a 58 Mv, fuera de los intervalos recomendados para que exista una buena coagulación – floculación.

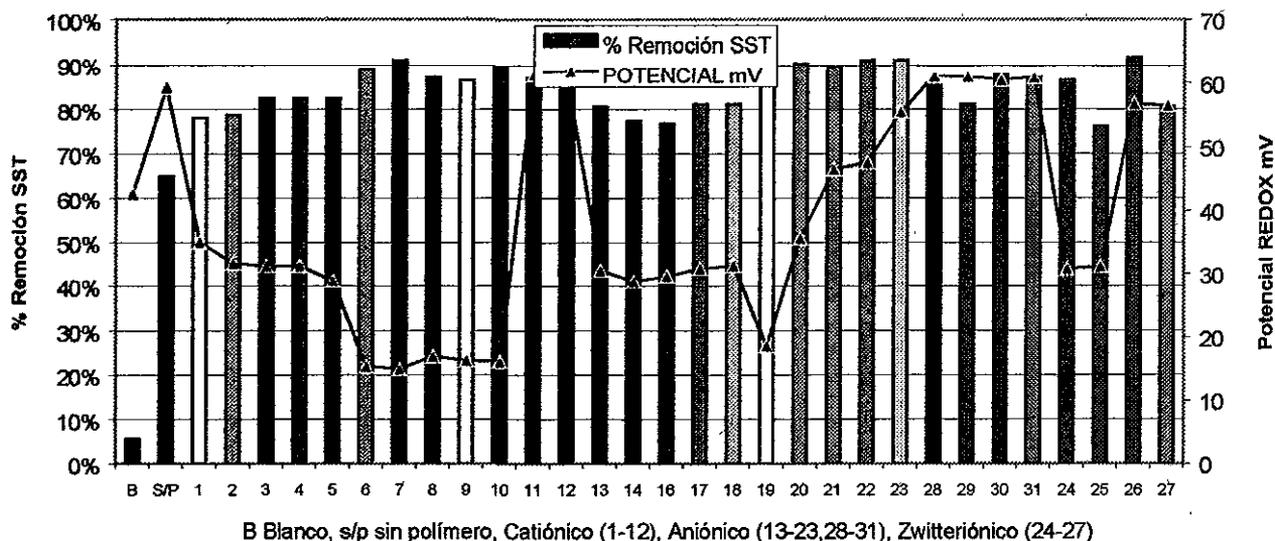


Figura 6.34 Comportamiento del potencial Redox con el cloruro férrico como coagulante más polielectrolitos

Como se mencionó en el punto 6.2.2, todos los polielectrolitos mejoran considerablemente la eficiencia de remoción de SST y con cuatro de ellos se obtienen eficiencias superiores al 90% (un catiónico, dos aniónicos y un Zwitteriónico). El mejor floculante catiónico fue el de bajo peso molecular y alta carga marca Delta Chemical. Los aniónicos fueron Superfloc A-130, Prosifloc A-252 y el Zwitteriónico del tipo 3.

Las Tablas 6.16 y 6.17, presentan los mejores resultados para el cloruro férrico con y sin polímero para la remoción de DQO y SST.

Tabla 6.16 Remoción de DQO utilizando cloruro férrico con y sin polímero a dosis de 190 mg/L

DQO influente mg/L	DQO efluente mg/L sin polímero	Mejor Floculante	DQO efluente mg/L con polímero	% Remoción sin polímero	% Remoción con polímero
1700	1030	Z-26	1070	39	37
1700	1030	C-07	780	39	54
1700	1030	A-22	880	39	48
1700	1030	A-23	760	39	55

Tabla 6.17 Remoción de SST utilizando cloruro férrico con y sin polímero a dosis de 190 mg/L

SST influente mg/L	SST efluente mg/L sin polímero	Mejor Floculante	SST efluente mg/L con polímero	% Remoción sin polímero	% Remoción con polímero
620	217	Z-26	52	65	92
620	217	C-07	56	65	91
620	217	A-22	56	65	91
620	217	A-23	56	65	91

El uso de un polímero más el cloruro férrico, aumentó la eficiencia de remoción, de tal forma que es factible utilizarlos en el tratamiento del influente que llega a la planta RECICLAGUA. En el punto 6.2.2, se determinó que si se utiliza únicamente las sales de fierro, no se cumple con la meta establecida para un tratamiento fisicoquímico.

El volumen de lodo generado por litro y por día para los mejores floculantes, es presentado en la Tabla 6.18. Esta cantidad de lodo generaría la planta de

tratamiento, aplicando un tratamiento fisicoquímico con cloruro férrico a flujo de 500 L/s

Tabla 6.18 Producción de lodo utilizando 190 mg/L de cloruro férrico más un polímero

Dosis 190 mg/L de cloruro férrico	Lodo ml/L	Lodo m³/d
Sin polímero	40	1728
Zwitteriónico tipo III	250	10,800
Catiónico Delta Chemical	220	9,504
Aniónico Superfloc A-130	158	6,826
Aniónico Prosifloc A-252	250	10,800

El volumen de lodo generado fue del doble, respecto al que se generó con las sales de aluminio. Por lo que el sistema de manejo de lodos deberá ampliarse aún más.

Con los datos anteriores, se concluye que es recomendable utilizar el polímero aniónico Prosifloc A-252, en conjunto con el cloruro férrico, ya que se obtuvieron las mejores remociones de DQO y SST, 55 % y 91 % respectivamente. Sin embargo, el volumen del lodo generado fue 40 % mayor respecto al polímero aniónico Superfloc A-130 y las eficiencias de remoción de SST fueron iguales. Respecto a la DQO este tuvo eficiencias de remoción del 48%.

Por otro lado, cabe mencionar que la dosis de cloruro férrico fue casi 10 veces mayor que la de sulfato de aluminio, para las mismas concentraciones de DQO en el efluente (menores a 2000 mg/L). Además, el costo del cloruro férrico es un 60 % mayor respecto al del sulfato de aluminio (1.53 dólares por kg de FeCl₃ vs 0.5 dólares por kg de sulfato de aluminio).

La Tabla 6.19, demuestra la comparación de costos entre lo que se gastaría actualmente trabajando con el mismo esquema, contra la dosis recomendada utilizando cloruro férrico únicamente. Como se observará más adelante, no tiene sentido comparar los costos con floculantes más polímeros.

Tabla 6.19 Comparación de costos, entre la dosis de sulfato de aluminio empleada contra la dosis propuesta de cloruro férrico.

Flujo L/s	Uso de $Al(SO_4)_3$ actual kg/d	$FeCl_3$ propuesto kg/d	Costo actual en dólares por día*	Costo del sistema con cloruro férrico en dólares por día**
350	1676	5,745	838	8,790
400	1676	6,566	838	10,045
500	1676	8,208	838	12,588

*Costo del cloruro férrico 1.53 dólares por kg.

**Costo del sulfato de aluminio 0.5 dólares por kg

Con lo anterior, se puede concluir que el cloruro férrico más un polímero, funciona adecuadamente como coagulante, para la remoción de los SST (arriba del 90%), pero las dosis elevadas, además de su costo lo descalifican para ser utilizado en el tratamiento de las aguas residuales de RECICLAGUA.

6.4.3. Hidróxido de calcio

Los resultados con el hidróxido de calcio no fueron significativos, como en el caso de las sales de aluminio y fierro. Las eficiencias de remoción para sólidos suspendidos, disminuyeron en todos los casos al agregar el polímero. La eficiencia de remoción de la DQO en algunos casos alcanzó un 62 % utilizando floculantes catiónicos o aniónicos.

La Figura 6.35, presenta el efecto de los floculantes en combinación con la el hidróxido de calcio para remoción de SST.

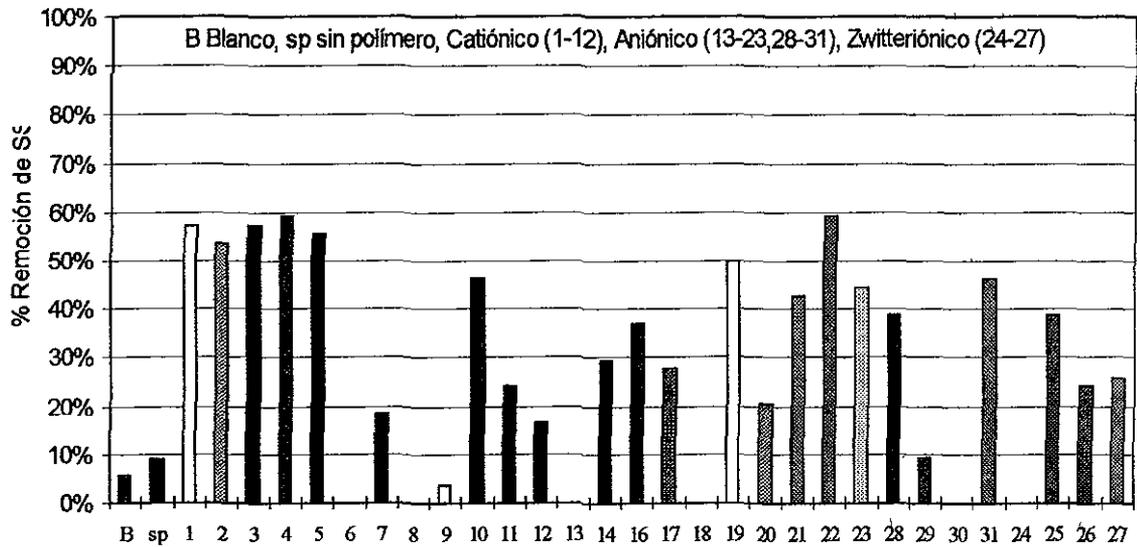


Figura 6.35 Remoción de SST con hidróxido de calcio a dosis de 220 mg/L y con polímeros

La producción de lodos, fue inferior respecto en los casos de las sales de hierro y aluminio. Lo anterior se manifiesta en una mala eficiencia de remoción de SST.

El costo del hidróxido de calcio es 4 veces menor que el sulfato de aluminio y 10 veces menor que el cloruro férrico. Sin embargo, las dosis altas requeridas para lograr una buena remoción lo hacen poco recomendable para este tipo de aguas. En la Tabla 6.20 se realizó un comparativo de los 3 coagulantes ensayados y su costo en dólares para gasto mínimo, máximo y medio.

**Tabla 6.20 Comparación de costos de los 3 coagulantes ensayados
contra el costo actual**

Flujo L/s	Costo actual utilizando sulfato de aluminio (dólares)	Costo del Sulfato de aluminio propuesto (dólares)	Costo utilizando FeCl ₃ propuesto Dólares	Costo utilizando hidróxido de calcio (dólares)
350	838	306	8,790	1,224
400	838	349	10,045	1399
500	838	437	12,588	1,749

Se puede concluir, que el hidróxido de calcio no es un buen coagulante para este tipo de aguas, ya que no se obtienen las metas establecidas para un tratamiento fisicoquímico, aún con la ayuda de polímeros. Además, por las altas dosis empleadas no es económicamente viable.

Los mejores resultados para cada coagulante, quedan resumidos en la Tabla 6.21. El blanco promedio, se obtuvo del promedio de los blancos que se ensayaron para cada coagulante del agua residual, sin ayuda de ningún coagulante. El mejor coagulante fue el sulfato de aluminio, ya que se obtuvieron las mejores eficiencias de remoción a dosis bajas, en segundo lugar está el cloruro férrico y por último el hidróxido de calcio, para este tipo de aguas industriales combinadas.

Tabla 6.21. Resumen de dosis óptimas de coagulante y selección del floculante

Coagulante	Dosis óptima mg/L	SST Influyente mg/L	DQO influente mg/L	Tipo Floculante	SST efluente mg/L	% Rem SST	DQO efluente mg/L	% Rem DQO	Vol. de Lodo ml/L	pH
Sulfato de Aluminio	20	510	1680	Z-25*	20	96	1050	38	120	7.3
Cloruro férrico	190	620	1700	Z-26*	52	92	1070	37	250	6.5
				C-07*	56	91	780	54	220	7.3
				A-22*	56	91	880	48	158	6.7
				A-23*	56	91	760	55	250	6.6
Hidróxido de calcio	220	620	1700	C-04*	250	59	1100	35	21	9.2
				A-22*	250	59	1450	15	29	8.7
Blanco promedio	---	450	1690	--	410	9	1140	33	75	7.2

* Z-25- Zwitteriónico tipo II dosis 0.2 mg/L (P 2 vinil piridina N oxido)

Z-26- Zwitteriónico tipo 3 dosis 0.2 mg/L (P 4 vinil piridina N oxido)

C-07- Floculante catiónico de bajo peso molecular y alta carga marca Delta Chemical, dosis 0.2 mg/L

A-22- Floculante aniónico Superfloc A-130 dosis 0.4 mg/L

A-23- Floculante aniónico Prosifloc A-252 dosis 0.4 mg/L

C-04- Floculante catiónico de bajo peso molecular y carga media Delta Chemical, dosis 0.2 mg/L

6.5. Modificaciones al tren de tratamiento.

Para que la empresa RECICLAGUA cumpla con la NOM-001-ECOL-1996, es necesario realizar modificaciones al esquema original (Figura 4.1).

El tren de tratamiento propuesto, estará sujeto a ligeros ajustes una vez que se aplique a la planta de RECICLAGUA, ya que las condiciones de campo son distintas a las del laboratorio. Sin embargo, los datos obtenidos en el laboratorio serán la base para afinar los ajustes en la planta real.

Como se mencionó en el punto 6.1.1, es necesario contar con un tanque homogenizador, el cual absorberá variaciones de carga y de sólidos principalmente. También es indispensable, establecer condiciones de descarga para todas las empresas que descargan al drenaje, estas últimas deberán ser graduales, de acuerdo a las fechas establecidas por la NOM-001-ECOL-1996. Para que el sistema de tratamiento funcione adecuadamente, el efluente en el tanque homogenizador deberá tener las siguientes características (Tabla 6.22).

Tabla 6.22 Características del efluente del tanque homogenizador

Parámetro	Concentración mg/L
SST	Hasta 2000
DBO	< a 800
DQO	< a 2000

Es muy importante determinar el flujo a tratar, para determinar la carga por día que se arroja al cuerpo receptor, que será la base para el pago del derecho de descarga. Se estima que el volumen de agua a tratar aumentará en un 10 % en 10 años, pasando de 500 L/s a 550 L/s debido al crecimiento del corredor industrial.

Las modificaciones al tren de tratamiento son las siguientes:

- Cárcamo de bombeo (existe)
- Unidad de pretratamiento (rejas, rejillas, desarenador, trampa de grasas existentes)
- Tanque homogeneizador (modificación)
- Unidad de mezcla rápida (modificación)
- Floculador de cuatro cámaras (mezcla lenta) (modificación)
- Clarificadores primarios rectangulares tipo puente viajero (existe)
- Cárcamo de bombeo II (existe)
- Tanque de aeración por difusión (modificación del sistema de aeración)
- Clarificadores secundarios circulares (existen)
- Espesamiento, secado e incineración de lodos (existe)

- **Tanque Homogeneizador**

De acuerdo al tren de tratamiento original, el tanque homogeneizador se construiría después de la trampa de grasas. El volumen de este tanque, será acorde a la curva de gasto de la bomba y los valores máximo y mínimo de flujo en m^3/d acumulado que se haya detectado en la planta en el transcurso de un mes (Figura 6.5). Este deberá contar con pre-aeración o agitación para disminuir los malos olores y se recomienda que permanezca cerrado. Debido a que no fue el objetivo del estudio la optimización de operación de la planta, no se realizó medición de caudal. Sin embargo, RECICLAGUA proporcionó la información necesaria para dimensionar el tanque.

De acuerdo a la Figura 6.5, la curva de operación de la bomba esta por arriba de los valores acumulados de descarga. Por lo que, el volumen del tanque se calculará con base en el valor más bajo de los acumulados Anexo 2. En este caso el volumen recomendado es de $3000 m^3$. Con este volumen, se tendría un tiempo de

retención en el tanque de 1.6 h a flujo máximo, 2 h a flujo medio y 2.3 a flujo mínimo.

- **Tratamiento primario con químicos**

Se propone incluir un pretratamiento primario con químicos, utilizando las instalaciones actuales y realizando algunas modificaciones. El pretratamiento fisicoquímico contará con una unidad de mezcla rápida y otra de mezcla lenta, los clarificadores primarios se utilizarían para la remoción de los flóculos.

1. Mezcla Rápida

La unidad de mezcla rápida, podría ser una unidad independiente, pero implicaría realizar modificaciones importantes al tren de tratamiento original, por lo que se propone que se lleve a cabo mediante un salto hidráulico en el canal de llegada al floculador, mediante la instalación de un canal Parshall (Figura 3.10). Considerando que actualmente, a la planta entra un flujo entre 350 a 500 L/s. Con los datos anteriores se puede calcular las dimensiones del canal Parshall.

El ancho de garganta (w) será de 1.5 pies (0.4572 m), ésta define el resto de las dimensiones del canal, las cuales se presentan en la Figura 6.36, en elevación y en planta

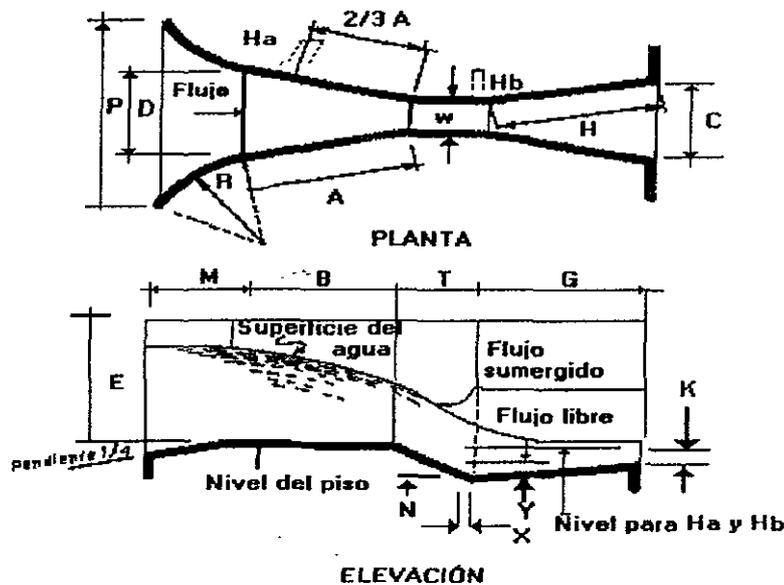


Figura 6.36 Dimensiones recomendadas para el canal Parshall
A= 144.78 cm 2/3 A = 96.52 cm B=141.92 cm C=76.2 cm D= 102.55 cm
E=91.44 cm G= 91.44 cm K= 7.62 cm M=38.1 cm N=22.86 cm P= 185.42
cm R= 167.64 cm T=60.96 cm, X= 5.08 cm, Y=7.62 cm, W=45.72 cm

El tirante en el canal, será igual al tirante a la entrada del canal Parshall, calculando la velocidad de entrada al canal, mediante la ecuación 6.4, para canales Parshall de 1 a 8 pies de garganta.

$$Q = 113.27 w^{0.026} H^{1.522} \quad (6.4)$$

donde

- Q: Flujo máximo o mínimo en L/s
- w: garganta del canal Parshall (pies)
- H: Carga medida a 2/3 de A (pies)

Despejando H para conocer la carga a gasto máximo y mínimo a la entrada del canal Parshall, se obtiene la ecuación 6.5

$$H = [Q/(113.27 * w)]^{1/1.529} \text{ (para garganta de 0.4572 m)} \quad (6.5)$$

$$H_{\max} = [500/(113.27 * 1.5)]^{0.654} = 2.02 \text{ pies} = 0.62 \text{ m}$$

$$H_{\min} = [350/(113.27*1.5)]^{0.654} = 1.60 \text{ pies} = 0.49 \text{ m}$$

Para 23°C, que es la temperatura promedio del agua que entra a la planta, la densidad y viscosidad serán:

$$\rho = 0.99757 \text{ g/ml} = 997.57 \text{ kg/m}^3 \quad \text{y} \quad \mu = 0.00938 \text{ g/cm*s (poises)}$$

Utilizando la gráfica para encontrar los gradientes de velocidad (Arboleda, 1973), con la Hmax encontrada en cm y con la garganta w en cm, para una Q de 500 L/s obtenemos:

$$G = 1700 \text{ s}^{-1}$$

Para flujo mínimo el gradiente sería:

$$G = 1350 \text{ s}^{-1}$$

Cuando se utilizan mezcladores de flujo pistón, se emplean gradientes de velocidad muy altos por un tiempo muy corto, (se aconsejan gradientes entre 1000 a 2000 s⁻¹), para que exista un mejor mezclado (Arboleda, 1973). La descarga deberá ser libre y los tirantes de agua deben ser mayores a 35 cm para gargantas de Parshall mayores o iguales a 30 cm. Con los datos anteriores se observa que se cumple con esta condición para el gasto mínimo, por tanto el régimen de mezclado se cumplirá.

El coagulante deberá agregarse donde inicia la turbulencia en el canal como muestra la Figura 6.37

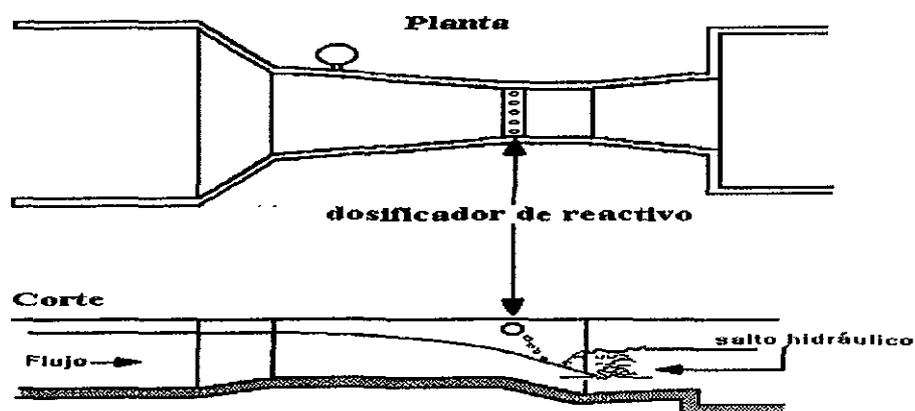


Figura 6.37 Recomendación del lugar donde se dosifique el sulfato de aluminio

Con el ancho de garganta del canal Parshall, éste podrá manejar gastos entre un gasto mínimo de 4.91 L/s hasta un máximo de 920 L/s.

La dosis será de 20 mg/L de sulfato de aluminio. El gasto de entrada a la planta no deberá tener variaciones, de lo contrario será necesario instalar un sistema de dosificación controlado por el flujo de entrada (se puede utilizar el canal Parshall para este fin).

Para evitar errores en la dosificación del coagulante, es necesario capacitar al personal para realizar los cálculos de concentración, así mismo se recomienda preparar a diario la solución de sulfato de aluminio. Si ésta viene en forma líquida, será necesario calcular la concentración a la que está y cuánto habrá que agregar de acuerdo al volumen de agua residual que entre a la planta.

En caso de que se requiera un dosificador controlado por el flujo de entrada, las dosis máximas y mínimas se presentan en la Tabla 6.23.

Tabla 6.23 Dosificación máxima y mínima en caso de no contar con flujo homogéneo

Flujo	Cantidad de sulfato de aluminio para obtener una concentración de 20 mg/L
Mínimo 350 l/s	605 kg/d
Medio 400 l/s	691 kg/d
Máximo 500 l/s	864 kg/d

Es fundamental que la dosis sea controlada por el caudal que entra a la planta, de lo contrario, el tratamiento fisicoquímico no funcionará adecuadamente.

2. Mezcla Lenta

Una vez que se llevó a cabo la mezcla rápida, donde el coagulante entró en contacto con el agua residual, existe la formación del floc. Para evitar que sedimente en los canales de llegada al floculador y que se rompa por el esfuerzo cortante del agua, la velocidad en el canal de llegada a la siguiente unidad, deberá reducirse de 0.3 a 0.5 m/s. Una velocidad mayor provocaría rompimiento del floc. En los vertedores de entrada al floculador deberá agregarse el floculante Zwitteriónico tipo II (P 2 vinil piridina N oxido) a una concentración de 0.2 mg/L. El polímero, al igual que el coagulante, deberá prepararse diariamente. El floculador no deberá exceder la velocidad de 0.9 m/s en la agitación y el tiempo no será mayor de 25 minutos dentro del mismo. Se recomienda utilizar paletas planas en el floculador y equipar con baffles el tanque para evitar los espacios muertos. Puede utilizarse aire para realizar la floculación. Si este fuera el caso, se recomienda que el tamaño de la burbuja no sea mayor de 0.08 mm, de lo contrario los gradientes de velocidad serán

mayores a 100 G. Utilizar este tipo de floculación, tiene de la ventaja de que el agua residual es preaerada, y sus desventajas es que no existe un control del tamaño de la burbuja y cantidad de aire. Además, sería necesario instalar un desnatador, debido a la formación de natas por efecto de la aeración.

Para el presente trabajo, se calculó un floculador de paletas planas y eje vertical, debido a que la empresa RECICLAGUA cuenta con una cámara de éste tipo. Sin embargo, existen otras opciones viables como se mencionó en el párrafo anterior.

El volumen del floculador será:

$$TRH = V/Q \quad (6.5)$$

donde

TRH: Tiempo de retención hidráulico (20 min = 0.33 h.)

V: Volumen del reactor

Q: Flujo que entra a la planta (500 l/s = 1800 m³/h)

Despejando V de la ecuación 6.5

$$V = 0.33 * 1800 = \mathbf{600 \text{ m}^3}$$

El floculador contará con cuatro cámaras con paletas de eje vertical, por su facilidad en el montaje. Cada cámara tendrá un gradiente de velocidad distinto, iniciando en 60 s⁻¹ para la primera cámara, 40 s⁻¹ para la segunda, 30 s⁻¹ para la tercera y 20 s⁻¹ para la cuarta. Algunos autores (AWWA, 1967), recomiendan valores del coeficiente de Camp entre 100 a 150,000, para que exista una buena formación del floc. La ecuación 6.6 define el coeficiente de Camp

$$GT = (100 \text{ a } 150,000) \quad (6.6)$$

donde

G= Gradiente promedio en la cámara floculadora (35 s^{-1})

T= tiempo de retención en el tanque (20 min. = 1200 s)

$$GT = 35 * 1200 = 42,000 \text{ dentro del intervalo } (100 \text{ a } 150,000)$$

Definiendo el ancho del floculador $B = 8 \text{ m}$, el área total estará definida por la ecuación 6.7

$$A_{\text{total}} = V/B \quad (6.7)$$

donde

V: Volumen del floculador

B: Ancho del floculador

$$A_{\text{total}} = (600/8) = 75 \text{ m}^2$$

Dimensionamiento de las cámaras

Como se menciona, el floculador contará con cuatro cámaras con diferentes gradientes. Para conocer las características restantes, es necesario fijar algunos parámetros. El volumen de la cámara, está definida por la ecuación 6.8.

$$V = L_c * B * h \quad (6.8)$$

donde

- Lc: Longitud de la cámara
- h: Altura del floculador
- V: Volumen del floculador

Suponemos que Lc y h son iguales, ya que son 4 cámaras la longitud total del floculador será 4Lc. Si a Lc y h las sustituimos por X, y con un ancho de 8 m, la ecuación 6.8 quedaría:

$$V = 4X * 8 * X = 32X^2$$

Sustituyendo valores y despejando X se obtiene:

$$X = (600/32)^{1/2} = 4.33 \text{ m}$$

Por tanto las dimensiones de cada cámara serán:

Altura de la cámara h= **4.33 m**

Longitud de la cámara L= **4.33 m**

Ancho de la cámara B= **8.0 m**

Cada cámara tendrá las mismas dimensiones pero diferentes gradientes como muestra la Figura 6.38

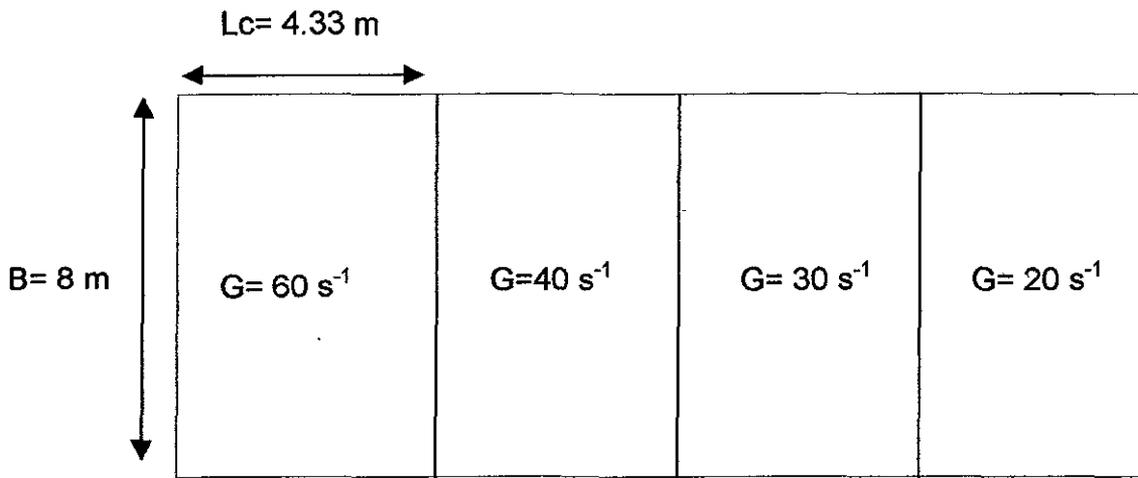


Figura 6.38 Arreglo en planta, floculador propuesto

Cada cámara contará con 2 motores, estos cumplirán con las siguientes especificaciones:

Distancia de las paletas al piso (b):	0.40 m
Distancia de las paletas a la superficie del líquido (c):	0.43 m
Distancia entre pared y paletas (d):	0.15 m
Distancia entre juegos de paletas (E):	0.60 m

La Figura 6.39, muestra las condiciones de diseño propuestas

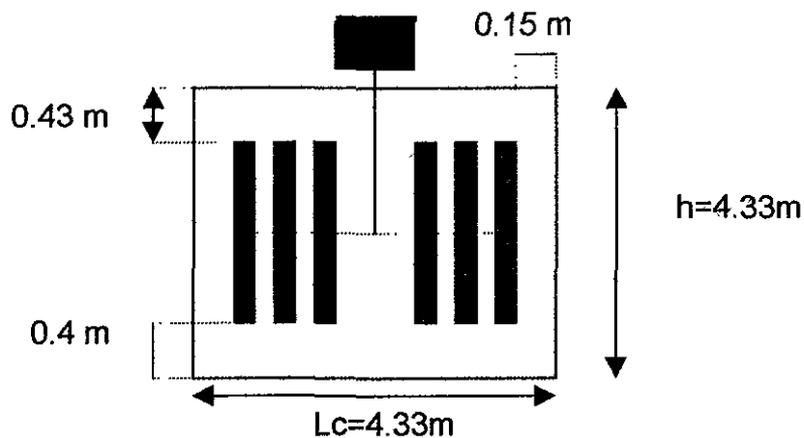


Figura 6.39 Vista en corte del floculador propuesto

Dimensionamiento de las paletas.

La altura del tanque, delimita el tamaño de las paletas en floculadores mecánicos verticales. La ecuación 6.9 se define de la siguiente manera:

$$L_p = h - b - c \quad (6.9)$$

donde

L_p : Longitud de la paleta

$$L_p = 4.33 - 0.43 - 0.4 = 3.5 \text{ m}$$

El área de las paletas, se calculan a partir del área transversal de la cámara con la ecuación 6.10. Cabe mencionar, que el arreglo de los motores es vertical y no horizontal como tradicionalmente se calculan.

$$A_t = L_c * h \quad (6.10)$$

donde

A_t : Área transversal de la cámara

$$A_t = 18.75 \text{ m}^2$$

Se recomienda, que el área de las paletas no sea mayor a un 20 % del área de la sección transversal de la cámara (Bean, 1953).

$$\Sigma A_p = A_t * 0.2 \quad (6.11)$$

donde

ΣA_p = Suma del área de las paletas

$\Sigma A_p = 18.75 * 0.2 = 3.8 \text{ m}^2$. Las paletas no deberán exceder esta área.

Utilizando la ecuación 6.12 para encontrar el ancho de la paleta

$$L_p/b_p=20 \text{ (18 a 20 recomendado)} \quad (6.12)$$

donde

L_p : Longitud de la paleta (3.5 m)

b_p : ancho de la paleta

$$b_p = 3.5/20 = 0.1750 \text{ m}$$

Calculando el número de paletas para que el área de paletas no exceda el 20 % del área transversal del tanque.

La ecuación 6.13 define el número de paletas por motor. Cabe recordar que se instalarán dos motores por cámara.

$$\Sigma A_p = n_p A_p \quad (6.13)$$

donde

n_p : número de paletas

A_p : Área de las paletas

$$A_p = b_p * L_p = 0.175 * 3.5 = 0.6125 \text{ m}^2$$

Despejando n_p de la ecuación 6.13 se obtiene:

$$n_p = \Sigma A_p / A_p = 3.8 / 0.6125 = 6 \text{ paletas}$$

Comprobando si la suma del área de las paletas no excede el 20 % del área transversal del tanque, se utiliza la ecuación 6.11.

$$n_p * A_p / A_t \geq 20 \%$$

$$6 * 0.615 / 18.75 = 0.1968 * 100 = 19.68 \% \text{ cumple } < 20 \%$$

Cálculo de los radios de las paletas

Debido a que el factor limítrofe para definir el diámetro de las paletas es el ancho del floculador, el radio de las paletas estará basado en este último y no en la longitud de la cámara floculadora.

Se sugiere que la distancia entre la pared y las paletas sea de 0.15 m y la distancia entre juegos de paletas de 0.60 m. La Figura 6.40, muestra el arreglo en planta para las cámaras floculadoras

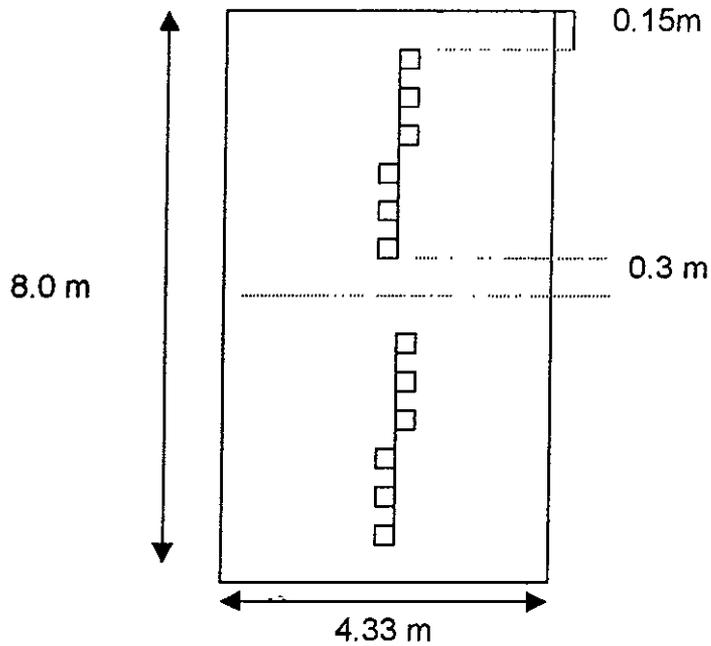


Figura 6.40 Arreglo en planta de las paletas del floculador

El diámetro de la paleta se obtiene a partir de ecuación 6.14

$$D_p = B/2 - E/2 - d \quad (6.14)$$

donde

- d: Distancia pared y paletas (0.15 m)
- E: Distancia entre juegos de paletas (0.60 m)
- B: Ancho del floculador (8.0 m)
- D_p: Diámetro de la paleta

$$D_p = (8/2) - (0.6/2) - (0.15) = 3.55 \text{ m}$$

Se sugiere una distancia entre paletas de 0.2 m. Con base en lo anterior, los radios para cada paleta quedan definidos de acuerdo a la Figura 6.41.

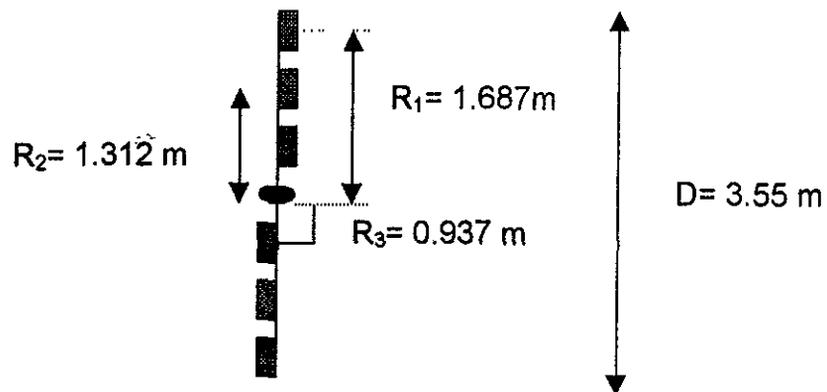


Figura 6.41 Radios de la paleta del floculador

Potencia requerida en cada compartimento del floculador

La potencia neta, queda definida por la ecuación 6.15

$$P = \mu * G^2 * Vc \quad (6.15)$$

donde

- μ : Viscosidad del agua en este caso a 23° C ($9.57 \times 10^{-5} \text{ kg*s/m}^2$)
- G: Gradiente de velocidad en la cámara (s^{-1})
- Vc : Volumen de la cámara ($600/4 = 150 \text{ m}^3$)

Para la primera cámara la potencia requerida, para obtener un gradiente G de 60 s^{-1} será

$$P = 9.57 \text{ E}^{-5} * 60^2 * 150 = 51.678 \text{ kg * m/s} = 0.68 \text{ HP}^*$$

* Nota 1 HP = 76.04 kg * m/s

Si existen 2 motores por floculador, la potencia de cada motor será de 0.34 HP. Calculando la potencia real necesaria para cada motor, considerando una eficiencia del 50 % se obtiene

$$P_{real} = 0.34 * 1.5 = 0.51 \text{ HP}$$

Para la segunda, tercera y cuarta cámara las potencias reales serán las siguientes:

Segunda cámara $G = 40 \text{ s}^{-1}$

$$P_{real} = 0.22 \text{ HP}$$

Tercera cámara $G = 30 \text{ s}^{-1}$

$$P_{real} = 0.12 \text{ HP}$$

Cuarta cámara $G = 20 \text{ s}^{-1}$

$$P_{real} = 0.05 \text{ HP}$$

En términos prácticos, se requieren 4 motores de 0.5 HP, para las dos primeras cámaras y 4 motores de $\frac{1}{4}$ HP, para las dos restantes, la velocidad deberá controlarse por motoredutores.

Velocidades de agitación en cada cámara

La velocidad periférica de la paleta agitadora está definida por la ecuación 6.16

$$v_n = 2\pi * \beta * R_n * N \quad (6.16)$$

donde

- vn: Velocidad periférica de la paleta n (v_1, v_2, \dots, v_n)
- Rn: Radio n de la paleta (R_1, R_2 etc.)
- β : Constante = 0.75
- N: Revoluciones por segundo

Sustituyendo valores para cada radio se obtiene

$$v_1 = 2\pi * 0.75 * 1.687 \text{ N} = 7.95 \text{ N}$$

$$v_2 = 2\pi * 0.75 * 1.312 \text{ N} = 6.18 \text{ N}$$

$$v_3 = 2\pi * 0.75 * 0.937 \text{ N} = 4.41 \text{ N}$$

La potencia neta requerida, también esta definida por la ecuación 6.17

$$P = C_d * \rho * A_p (v_1^3 + v_2^3 + v_3^3) / 2 \text{ g} \quad (6.17)$$

donde

- Cd: Coeficiente de arrastre 1.5 para $L_p/b_p = 20$
- ρ : Densidad del agua residual a 23°C en este caso 997.57 kg/m^3
- P: Potencia neta en $\text{kg} * \text{m/s}$ en cada gradiente

Sustituyendo las velocidades de la ecuación 6.16 en la 6.17 y despejando N se obtiene para la primera cámara

$$N_1 = 0.087 \text{ rps} = 5.22 \text{ r.p.m.}$$

Para la segunda cámara

$$N_2 = 0.0664 \text{ rps} = 4 \text{ r.p.m.}$$

Para la tercera cámara

$$N_3 = 0.059 \text{ rps} = 3.3 \text{ r.p.m.}$$

Cuarta cámara

$$N_4 = 0.0418 \text{ rps} = 2.51 \text{ r.p.m.}$$

Se diseñó una hoja de cálculo, donde se obtiene el dimensionamiento del floculador en forma más detallada, volumen del tanque, áreas transversales, número de paletas, radios, etc. La corrida del programa se muestra en el Anexo 3.

3. Clarificación Primaria

La velocidad del canal de llegada del floculador, a los vertedores de entrada deberá ser entre 0.3 y 0.5 m/s, una velocidad mayor provocará la ruptura del floc y una velocidad menor provocaría decantación en el canal. El tiempo de retención dentro del tanque, no será menor de 30 minutos.

Siguiendo las recomendaciones arriba mencionadas y utilizando las dosis de coagulante y floculante, el régimen de mezclado, así como las velocidades de llegada a cada unidad, cumplirá con la Norma Oficial Mexicana (NOM-001-ECOL-1996). Las concentraciones de los 3 parámetros principales (DQO, DBO y SST), estimados utilizando un tratamiento fisicoquímico comparados con los que se obtienen actualmente en la planta, son mostrados en las Tablas 6.24 y 6.25.

Tabla 6.24 Comparación del tratamiento utilizando un tratamiento fisicoquímico

Parámetro	Influyente deseado	Lodo activado con fisicoquímico actual	Lodo activado con fisicoquímico modificado	NOM-001-ECOL-1996	
				Hasta el 2004	A partir del 2010
SST mg/L	620	196	15	150	25
DBO ₅ mg/L	770	339	71	150	25
DQO mg/L	1977	1190	307	----	-----

Tabla 6.25 Eficiencia de remoción de los principales parámetros

Parámetro	Lodo activado con fisicoquímico actual	Fisicoquímico modificado	Fisicoquímico modificado + Lodo activado
SST	68 %	96 %	98 %
DBO ₅	56 %	39 %	91 %
DQO	40 %	38 %	84 %

Se observa en la tabla anterior, que aumentando la eficiencia de remoción del tratamiento fisicoquímico, el tratamiento biológico mejora su eficiencia de remoción. Actualmente se agrega el sulfato de aluminio, pero se obtienen muy bajas eficiencias de remoción de SST y DBO. Los resultados presentados en las Tablas 6.24 y 6.25 consideran al sistema actual, el cual es un tratamiento primario con químicos más un lodo activado. La baja eficiencia de remoción en la planta, se debe como se ha demostrado, al régimen de mezclado y a la dosificación del coagulante, el cual no es el apropiado. Además, de que no utiliza ningún ayudante de la coagulación

Es importante destacar que estas eficiencias de remoción dependen estrictamente de las condiciones de operación de la coagulación, floculación y de la concentración de materia orgánica en el influente.

4. Tratamiento Biológico

Como se mencionó, es necesario instalar un tanque homogenizador y establecer condiciones particulares de descarga a las empresas para contar con un efluente más homogéneo y fácil de tratar. Estas condiciones particulares, deberán ser graduales de acuerdo a lo establecido con la normatividad. El tratamiento biológico, ira aumentando su eficiencia de remoción de DBO, conforme la norma sea más estricta y por tanto la empresa RECICLAGUA, exigirá condiciones más estrictas a las empresas. Las tablas 6.26 y 6.27, muestran la calidad del efluente tratado y la calidad de agua que deberá exigirse, para que la planta de tratamiento cumpla con los límites máximos establecidos por la normatividad en cada periodo. Para la elaboración de ésta tabla, se consideró un flujo máximo de 500 L/s.

Tabla 6.26 Condiciones esperadas del influente para la DBO, de acuerdo a la aplicación gradual de la NOM-001-ECOL-1996

Influente mg/L	Efluente físicoquímico modificado mg/L	Eficiencia esperada %	Efluente biológico mg/L	Eficiencia esperada %	Normatividad		
					1 Ene. 2000 mg/L	1 Ene. 2005 mg/L	1 Ene. 2010 mg/L
< 1300	< 984	24	< 145	85	150	----	----
< 800	< 471	38	< 42	91	----	69	----
< 600	< 372	38	< 23	94	----	----	25

Tabla 6.27 Condiciones esperadas del influente para los SST, de acuerdo a la aplicación gradual de la NOM-001-ECOL-1996

Influente mg/L	Efluente físicoquímico modificado mg/L	Eficiencia esperada %	Efluente biológico mg/L	Eficiencia esperada %	Normatividad		
					1 Ene. 2000 mg/L	1 Ene. 2005 mg/L	1 Ene. 2010 mg/L
< 1000	< 40	96	< 32	20	150	----	----
< 800	< 32	96	< 24	25	----	69	----
< 600	< 24	96	< 17	30	----	----	25

Se puede observar, que el cuello de botella para cumplir la meta será la DBO, ya que el problema de los SST ha sido resuelto, al modificar el tratamiento fisicoquímico. Para mejorar la eficiencia del tratamiento biológico, es necesario modificar el sistema de aeración. Actualmente, cuentan con aeradores superficiales y se recomienda sustituirlos por difusores de burbuja fina, los cálculos de requerimientos de potencia y transferencia de oxígeno esperada con los difusores es objeto de otro estudio. Como se mencionó, la mayor parte de la materia orgánica esta en forma soluble, ésta será removida en el sistema biológico de tratamiento.

5. Tratamiento de lodos

Al seleccionar el sulfato de aluminio como coagulante, más un polímero Zwitteriónico a flujo máximo, se esperaría generar alrededor de $5,184 \text{ m}^3/\text{d}$ de lodo a flujo máximo (500 L/s). Con una densidad de lodo de 14.53 kg/m^3 , se obtendrá 75 ton/d . El equipo de incineración tiene una capacidad máxima de 10 ton por día, por lo que es necesario ampliarlo por lo menos 8 veces. A flujo medio, se esperaría alrededor de 60 ton/d de lodo espesado y listo para incinerar.

CAPITULO 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7. Conclusiones y recomendaciones

1. Para concentraciones de materia orgánica medidas como DQO, menores a 2000 mg/L. Las pruebas de jarras demuestran, que se puede llegar a las condiciones particulares estipuladas para los SST, utilizando un pretratamiento fisicoquímico, con sulfato de aluminio a concentraciones de 20 mg/L y un floculante Zwitteriónico de tipo II a dosis de 0.2 mg/L.
2. El sulfato de aluminio demostró ser el mejor coagulante, obteniéndose eficiencias altas de remoción a dosis mayores de 15 mg/L. La mejor eficiencia de remoción de SST (90%) sin polímero, fue a dosis de 30 mg/L.
3. Es viable a utilizar el cloruro férrico pero en combinación con polímeros, debido a que estos aumentan su eficiencia de remoción de los SST del 65 al 92 %. Sin embargo, este coagulante no se recomienda, ya que para lograr altas eficiencias de remoción de SST, la dosis de aplicación es 9 veces mayor que el sulfato de aluminio y la cantidad de lodos generados del doble (10,800 m³/d con cloruro vs 5,184 m³/d con sulfato). Además, el costo del cloruro férrico es tres veces mayor que el del sulfato de aluminio.
4. El hidróxido de calcio, no es un buen coagulante para este tipo de aguas residuales industriales, por lo que queda descartado que pueda utilizarse en la planta, por su baja eficiencia de remoción en SST y por el pH que se obtiene después del pretratamiento (mayor a 9), representando un problema en el tratamiento biológico
5. El pretratamiento fisicoquímico con sales de aluminio, remueve hasta un 38 % de la DQO, equivalente al 39 % de la DBO. Al incorporar el pretratamiento al tren de tratamiento actual (biológico), se espera que la eficiencia global de tratamiento de la DBO, aumente del 54 % al 86 %. Lo anterior cubriría los

requisitos de la normatividad en su primera etapa, hasta el 31 de diciembre del 2004.

6. Para aumentar la eficiencia de remoción del tratamiento biológico, además de un pretratamiento fisicoquímico se recomienda, sustituir los aeradores superficiales por difusores de burbuja fina, en todos los tanques de aeración. Con lo anterior, se espera un aumento de eficiencia del 86 al 91 % para la remoción de la DBO, cubriendo así la segunda etapa hasta el 31 de diciembre del 2009.
7. El pH del agua residual, no representa problemas para el proceso fisicoquímico, mientras permanezca en los intervalos de 6.6 a 7.5. Si rebasa en un futuro estos intervalos, provocaría la solubilización de la sal de aluminio, por lo que sería necesario neutralizar el agua residual en el tanque homogeneizador.
8. Se demostró, que utilizando un polímero como ayudante de la coagulación, se reduce la concentración del sulfato de aluminio (coagulante) de 30 mg/L a 20 mg/L con pequeñas dosis del floculante (0.2 mg/L), esto significa un ahorro del 33 % del coagulante.
9. Realizando una comparación económica entre los 3 coagulantes, el sulfato de aluminio a las dosis recomendadas, es el mejor y más económico, para este tipo de aguas residuales combinadas industriales.
10. Utilizando el sulfato de aluminio a concentraciones de 20 mg/L, más un polielectrolito Zwitteriónico, representará un ahorro de 401 a 532 dólares diarios, en consumo de reactivos.
11. El costo por metro cúbico tratado utilizando el sulfato de aluminio más un polímero Zwitteriónico es de 0.04 dólares. Lo anterior considera obra civil,

equipos, reactivos con un horizonte de planeación de 10 años y con una tasa de rentabilidad del 4 % Anexo 4.

12. Se demostró que, para concentraciones mayores de 800 mg/L en DBO o su equivalente a DQO mayores a 2000 mg/L, el proceso de coagulación-floculación, se ve afectado considerablemente, ya que disminuye su eficiencia de remoción para SST y DBO. Por lo que la empresa RECICLAGUA, deberá exigir a las industrias que descargan a la planta, condiciones particulares de descarga para que no excedan estos límites, estableciendo un programa de pretratamiento. De lo contrario, el sistema de tratamiento no podrá cumplir con los límites establecidos por la NOM-001-ECOL-1996. La ley de aguas nacionales, faculta a los organismos operadores, establecer las condiciones particulares de descarga y exigir su cumplimiento a los responsables de las mismas al alcantarillado, con el fin de que los organismos puedan cumplir a su vez con los requisitos que establece la Comisión Nacional del Agua.
13. La carga de DBO del agua residual que entre a la planta de tratamiento de la empresa RECICLAGUA, no deberá ser mayor a 33 ton/d, equivalentes a 770 mg/L de DBO, para que el tratamiento fisicoquímico trabaje adecuadamente.
14. Para que exista una buena coagulación floculación con sulfato de aluminio más un polímero, no deberá exceder los límites de 27 mV. A potenciales mayores, disminuye considerablemente la eficiencia de remoción de SST.
15. El comportamiento del potencial Redox, utilizando el cloruro férrico como coagulante más un polímero, es muy complejo, ya que con los polímeros catiónicos se obtienen buenas remociones de SST con potenciales Redox de 15 mV. Por otro lado, con los polímeros aniónicos y Zwitteriónicos, las mejores remociones se encontraron con potenciales Redox de 48 a 58 mV. Por lo se concluye, que con los polímeros catiónicos, combinados con el cloruro férrico

provocan una disminución de la doble capa del coloide. Por otra parte, utilizando polímeros aniónicos y Zwitteriónicos en combinación con el cloruro férrico, el proceso de coagulación floculación no se da por la reducción de la doble capa, sino por la teoría de puentes químicos.

16. Para contar con una calidad homogénea de agua residual en cuanto a cargas orgánicas y caudal, se recomienda instalar un tanque de homogenización, el cual deberá tener agitación para evitar que el agua se torne séptica. Este deberá tener un volumen de 3000 m^3 . El volumen anterior, representará contar con un tiempo de retención hidráulico de 2.3 horas como máximo. Este se calculó, con base en las descargas diarias y con la curva de operación de la bomba.
17. De acuerdo a la normatividad, los límites máximos permisibles serán más estrictos gradualmente. Considerando un flujo máximo de 500 L/s, los límites para la DBO y SST serán reducidos de 150 a 66 y finalmente a 23 mg/L para el 2010. Por lo que también deberá exigirse gradualmente a las empresas, que disminuyan la carga que arrojan al drenaje, para que el sistema propuesto funcione adecuadamente, sin realizar ampliación alguna.
18. Las unidades adicionales recomendadas para el buen funcionamiento del tratamiento fisicoquímico son las siguientes: tanque de homogenización, unidad de mezcla rápida (que en este caso será un canal Parshall con un ancho de garganta de 1.5 pies (0.4572 m)), unidad de mezcla lenta o floculador de cuatro cámaras (con una velocidad de mezclado entre 0.3 a 0.9 m/s). Actualmente, RECICLAGUA cuenta con un tanque floculador, el cual deberá acondicionarse para este fin. Por último, la clarificación primaria donde se removerá la mayor parte de los SST mejorará y por tanto la eficiencia del tratamiento biológico.

19. El volumen de lodo se incrementará 10 veces respecto al actual utilizando un pretratamiento fisicoquímico con sulfato de aluminio más un polímero. Por lo que es necesario, ampliar la capacidad del tratamiento de lodos por lo menos 6 veces.
20. Deberá realizarse un análisis CRETIB a los lodos estabilizados, para determinar si se pueden incinerar o no, de lo contrario será necesario encontrar un mecanismo económico para su tratamiento y disposición.
21. Es importante considerar, si existirá un aumento del caudal que entra a la planta de tratamiento en los próximos 10 años. Ésta fue diseñada, para tratar un máximo de 500 L/s y si rebasa ésta capacidad, afectará la eficiencia de remoción de los principales parámetros, en el tren de tratamiento propuesto.
22. El tren de tratamiento propuesto, cumplirá con la normatividad sin problema en las dos primeras etapas hasta el año 2009 para SST y DBO. La tercera etapa se cumplirá siempre y cuando, aumente la eficiencia del tratamiento biológico para la remoción de DBO del 91 al 94 %. Lo anterior, podría lograrse exigiendo a las empresas una reducción mayor de carga orgánica.
23. Las empresas nuevas que se establezcan en el corredor Lerma, deberán contar con sistemas de tratamiento de sus aguas residuales, pero éstas, deberán cumplir con las mismas condiciones que se le exige a la empresa RECICLAGUA, para evitar la construcción de otras unidades por el aumento de caudal.

BIBLIOGRAFIA

8. Bibliografía

APHA, AWWA, WPCF. *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. 19^a. De. U.S.A. 1995

Amirtharajah A. and Mills K.M. *Rapid mix design for mechims of alum coagulation*. J. AWWA. Vol 74 (num 4). P 210-216. 1982

Arboleda Valencia J. *Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua*. CEPIS. OPS. Serie técnica 13. Lima Perú. p 20-76. 105-150, 160.1973

AWWA Seminar Proceedings *Polyelectrolytes- Aids to Better Water Quality*. June 4 1972 Chicago, Illinois p II-1 to II-13.

AWWA, ASCE, CSSE. *Water treatment plant design*. American Water Association. 1969

Bean, E.L. *Study of physical factors affecting flocculation*. Water Works Eng., 1953. p. 33

Bowker R.P.G. and H.D. Stensel, *Phosphorus removal from wastewater treatment*, Noyes Data corporation 1990.

Chow V.T. *Open-channel Hydraulics* Mc. Graw-Hill. 1959 USA p 70-81

Culp, G.L. *Chemical Treatment of raw Sewage 1 and 2*, Water Waste Eng. Vol. 4, 1967.

Ekenfelder W. W. Jr. *Industrial water pollution control*, 2nd edition, Mc Graw Hill, 1989, p 84-109

Farooq S. and A. Bari. *Physico-chemical treatment of domestic wastewater*, Environmental Technology Letters. Vol 7, p 87-98, 1986

Fetting J., H. Ratnaweera, and H. Odegaard, *Synthetic Organic Polymers as Primary Coagulants in Wastewater Treatment* Water Supply, Vol 8 , Jonkoping, p 19-26, 1990

Flores y Robles Everardo *Programa Nacional de Saneamiento en centros Urbanos*. Revista Ingeniería ambiental de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, A.C. Año 5 No. 14. 1992 . México. p 19

Gulp G.L. *Chemical Treatment of Raw Sewage Water and Wastewater Engineering*, Vol. 4, No. 7 p 54-57 & 61-63, 1967

Harleman D.R.F., S.P. Morrissey and Murcott *The case for using chemically enhanced primary treatment in new cleanup plan for Boston Harbor*. Journal of Boston Society of Civil Engineers Section

Johnson N.P. y Amirtharajah A. *Ferric Chloride and Alum as Single and Dual Cuagulants*. J. AWWA. Vol 75 (num 4). p 232-239. 1983

Kreissi J.F. and J.J. Westick, *Municipal Waste Treatment by Physical-Chemical Methods*" in Application of New Concepts of Physical-Chemical Wastewater Treatment. W.W. Eckenfelder and L.K. Cecil, eds, Pergamon Press, Inc., 1972

Metcalf and Eddy *Waste water engineering, treatment, disposal and reuse*. Third edition. Revised by George Tchobanoglous and Frank Burton, Mc. Graw-Hill, USA p 473, 1991

Morris K. J. and Knocke R.W. *Temperature effects on the use of metal-ion coagulant for water treatment*. J. AWWA. Nol 76 (num 3). p 74-79. 1984

Mysels, K.J. *Introduction to colloid chemistry*, Interscience Publishers, Inc. New York, 1959

NALCO, *Manual del Agua su naturaleza, tratamiento y aplicaciones*. Tomo 1, McGraw Hill, , 1989 p 8-1,8-17

Norma oficial mexicana, Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 6 de enero, p. 68-77, 1997

Noyola R. A *et al. Alternativas de tratamiento de aguas residuales*. Colección de Manuales elaborados en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. 2ª. Ed. 1997. M3-L1, p 1-22.

O'Melia C.R. *A Review of the coagulation process*. Public Works. 100:5.p 87.1969

Orta L.T, Ham O. P., Crespo S.R. *Síntesis de floculantes poliméricos de tipo Zwitteriónico y su utilización en el tratamiento de agua*. Informe técnico proyecto 8366. Instituto de Ingeniería .UNAM. p 5-33,45-73,118-121. 1989.

Riddick, T. M. *Role of Zeta potencial in Coagulation Involving Hydrous Oxides Tappi*, vol 47, pt. 1, p 171 A, 1964

Rey, P.A. and R.G. Barsanik. *Application and Function of Syntetic Polymeric Flocculents in Wastewater Treatment*. American Chemical Society. Calgon Corporation, Pittsburg. 1986

Shao Y.J., Anmin Liu, frank Wada, John Crosse and David Jenkins *Advanced primary treatment an alternative to biological secondary treatment* 66Th annual conference & exposition, Anaheim California, U.S.A. WEF, OCTOBER 3-7,1993

Stumm W. and O'Melia C. *Stoichiometry of Coagulation* J. AWWA. Vol 60 (num 5), p 514-539. 1968

Therriault E.J. Clark, W.M. *An experimental study of flocculation of hydrogen ion concentration to formation in alum solution*. Public Health reports, Vol 38, p 181. Feb 1923.

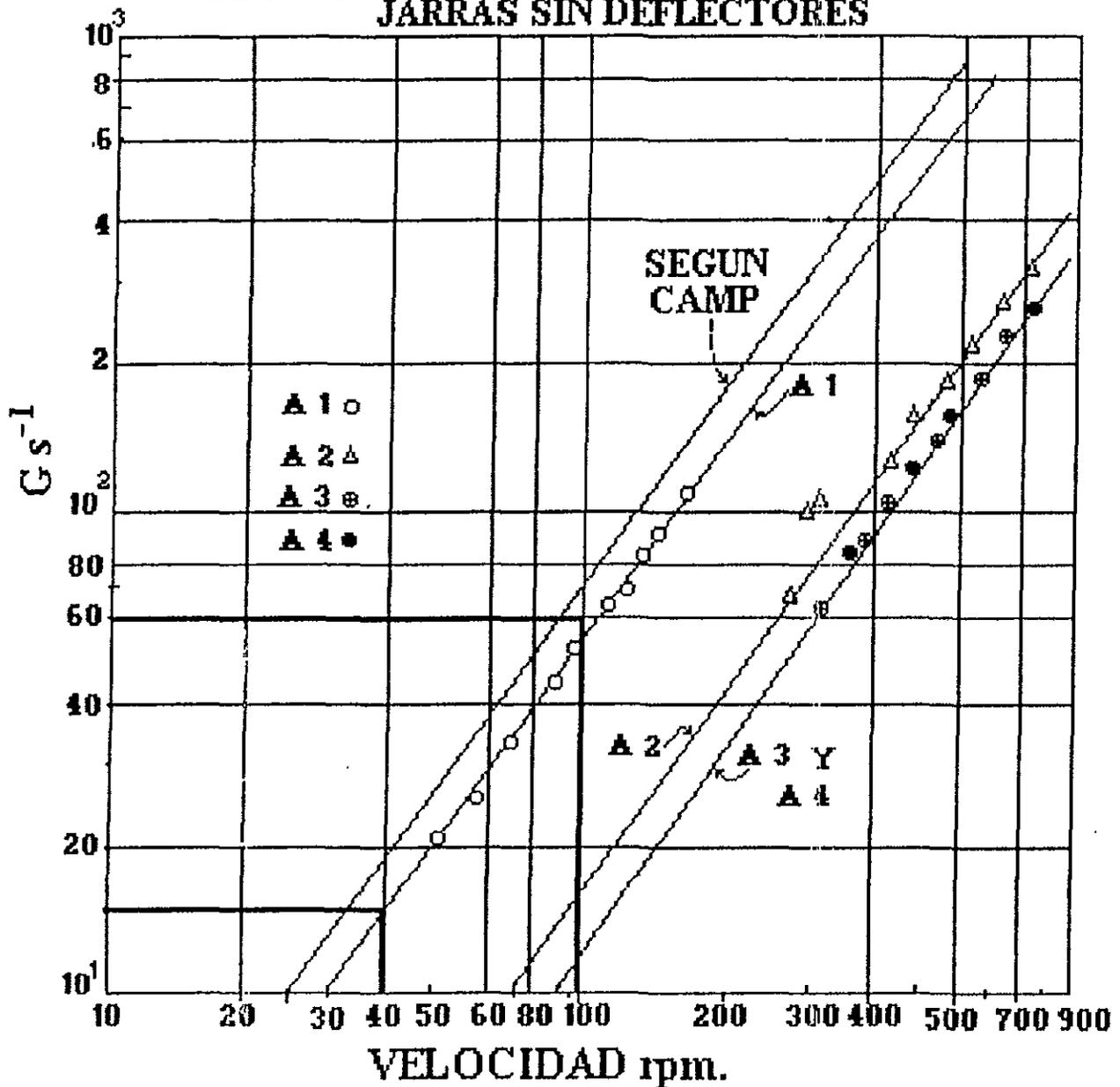
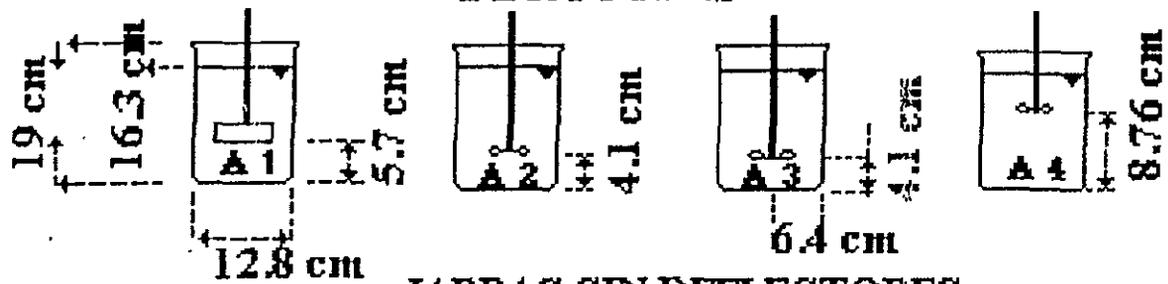
United States Environmental Protection Agency (USEPA) *Process Design Manual for phosphorus removal*, EPA 625/1-76-001a, 1976

Water Pollution Control Federation (WPCF), ***Wastewater Treatment Plant Design***, WPCF Manual of Practice No. 8, ASCE Manual on Engineering Practice No. 36. Editorial Lancaster, Inc, 1982.

Weber W.J. Jr. *Physico-chemical System for direct wastewater treatment in application of new concepts of physical-chemical wastewater treatment*, W.W. Eckenfelder and L.K. Cecil, eds, Pergamon Press, Inc. 1972.

ANEXO 1

GRADIENTES DE VELOCIDAD PARA DIVERSOS TIPOS DE ROTORES



ANEXO 2

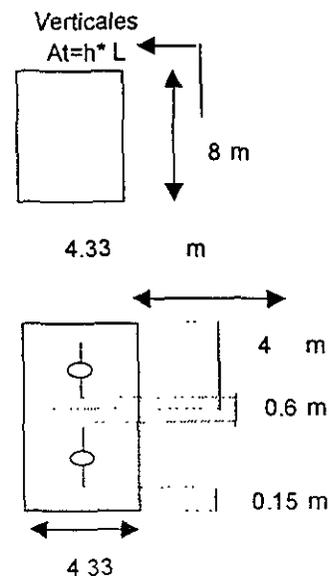
Programa para el cálculo de floculadores mecánicos verticales

Datos de entrada

TRH en el floculador en min	20	min
Caudal en L/s	500	L/s
Altura del floculador propuesta (h en m) 3 a 5 m	8	m
Número de cámaras	1	
Gradiente para la 1a. Cámara	60	s ⁻¹
Gradiente para la 2a. Cámara	40	s ⁻¹
Gradiente para la 3a. Cámara	30	s ⁻¹
Gradiente para la 4a. Cámara	20	s ⁻¹
Gradiente para la n cámaras		s ⁻¹

Primeros resultados

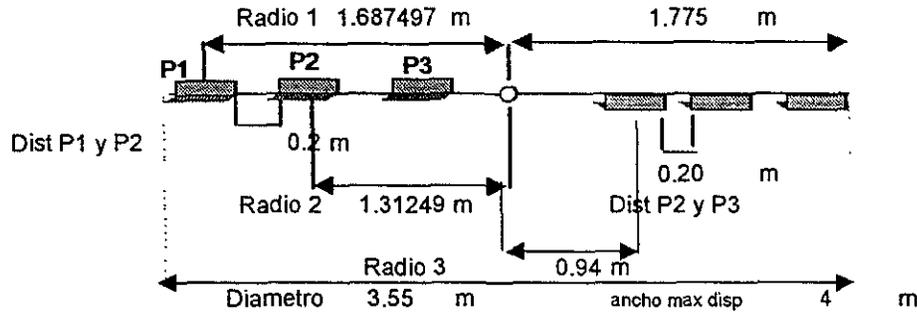
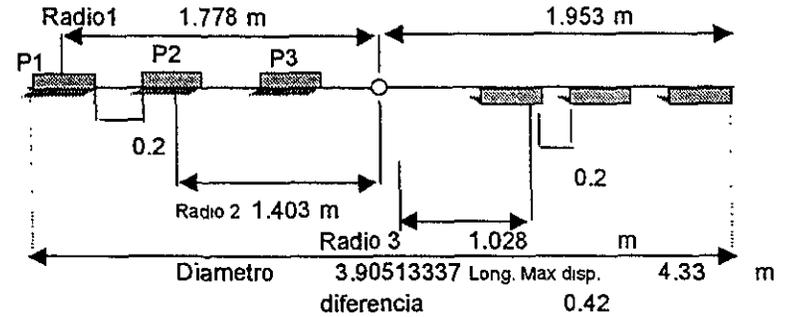
Volumen del floculador m ³	600	m ³	
En cuantos floculadores desea repartir este volumen	1		
Volumen de cada floculador m ³	600	m ³	
Fijando ancho del floculador B	8	m	
Calculando la longitud de cada cámara floculadora	4.33	m	
Area superficial del floculador m ²	139	m ²	
Area superficial de cada cámara m ²	34.64	m ²	
Calculando altura de cada cámara floculadora	4.33	m	
Área transversal de cada cámara floculadora m ²	18.75	m ²	
Máximo de área de las paletas en % (0.15 a 0.20)	0.2		
Area máxima de las paletas m ²	3.8	m ²	
Si Lc es > al B/2 usar este último para calcular radios de paleta	*****		
Calculo del numero de paletas	*****		
l/b recomendado entre 18 a 20	20		
Distancia paleta, piso y superf. liquido (mayor a 0.6 m)	0.83	m	
Distancia entre motores en cada sección (0,6)	0.6	m	
Distancia entre agitadores y pared	0.15	m	
Fijando Longitud de paleta (l) max 3.5 m	3.50	m	
Ancho de la paleta m (b)	0.1750	m	
Area de una paleta m ²	0.6125	m ²	
Numero de paletas a distribuir en la sección de la cámara	*****		
Número de secciones en la cámara o motores en la cámara	1		
Area meta sección del floculador m ²	3.8	3.7	m ²
Area meta cámara floculador	3.8	3.7	m ²
Comprobación con el At no mayor al 20 %	19.6%		



Calculo del radio basado en el ancho	*****	
Temperatura agua promedio oC	23	oC
Radio 1 propuesto	1.687	m
Espacio entre la primera paleta y la segunda, propuesta en m	0.2	m
Espacio entre la segunda paleta y la tercera, propuesta en m	0.2	m
Volumen de la cámara m ³	150	m ³
Radio 2	1.312	m
Radio 3 en m para una G de	0.9375	m
Sum Ar ³	4.83	m ⁵
Distancia entre paleta 2 y 3 en m	0.20	mayor a 0,1 m
Comprobación $R3+2b+b/2+dist / paletas 1 y 2, 2 y3$	1.775	m

Calculo del radio basado la longitud

Radio 1	1.778
Radio 2	1.403
Radio 3	1.028



Potencia neta requerida para cada compartimento del floculador

Viscosidad del agua a 23 oC	9.57E-05	
Potencia neta a gradiente de 60 s ⁻¹	0.34	HP
Potencia neta a gradiente de 40 s ⁻¹	0.15	HP
Potencia neta a gradiente de 30 s ⁻¹	0.08	HP
Potencia neta a gradiente de 20 s ⁻¹	0.04	HP
Potencia real a G de 60 s ⁻¹	0.51	HP
Potencia real a G de 40 s ⁻¹	0.23	HP
Potencia real a G de 30 s ⁻¹	0.13	HP
Potencia real a G de 20 s ⁻¹	0.06	HP
Cálculo de velocidad de las paletas	*****	
Densidad del agua a 23 oC	997.50	kg/m ³
Valor de Cd	1.50	
Areas paletas	0.61254446	m ²
Vel. de las paletas para G= 60 s ⁻¹	0.0875	rps
Vel. de las paletas para G= 40 s ⁻¹	0.0668	rps
Vel. de las paletas para G= 30 s ⁻¹	0.0551	rps
Vel. de las paletas para G= 20 s ⁻¹	0.0421	rps

primera cámara para cada motor
segunda cámara para cada motor
tercera cámara para cada motor
cuarta cámara para cada motor

ANEXO 3

ANEXO 4

Proceso fisicoquimico

Datos técnicos:

Capacidad de la planta	350	l/s - min.	500	l/s - max.
	30240	m ³ /d	43200	m ³ /d
Área de la planta:	450	m ²	Renta	1800
Bombas y motores:	10	2	HP	5 años
Filtro	0	m ³		5 años
Tanques:	5	3000 y 600	m ³	20 años
		Los 600 m ³ divididos en 4 tanques de 150 m ³		

Datos económicos:

Horizonte de planeación	10 años
Turnos operados	3 día
Tasa de rentabilidad	0.04 %

Inversiones

Valor anualizado

Activos fijos	total	3,151,500	
Obra civil	3,121,500		254,856.3
Empaque	-		0.0
Equipo	30,000		6738.8
Intangibles	total	64,000	14376.1
Proyecto ejecutivo	15,000		
Instrumentación	5,000		
Instalación	8,000		
Arranque	36,000		
Costos fijos	total	32,620	32,620
Operación	19,600	año	
Laboratorios	12,300	año	
Mantenimiento	720	año	
Costos variables			
Sulfato de aluminio	0.5	\$/k	
Consumo 1er año	178.4		
Consumo 20o año	263.2		
Incremento anual	4.2		
Consumo de energía:			
Tarifa	0.3067	\$/ kWh	
Consumo 1er año	28,195.5		
Consumo 20o año	41,600.5		
Incremento anual	670.2		
Precio nivelado	33,910.8	\$ anuales	33,910.8

Costo anualizado en dolares =	344,302.1
Costo prom. /m ³ en dolares =	0.03
Costo de op /m ³ en dolares =	0.01