

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE QUIMICA



METODOLOGIA PARA EL CALCULO DE
FLOCULADORES

T E S I S

Q U E P R E S E N T A

JOSE LANDEROS CABALLERO

PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O Q U I M I C O

MEXICO, D. F.

1980



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

Jurado asignado originalmente según el tema

PRESIDENTE: Ing. Roberto Andrade Cruz
VOCAL: Ing. Antonio Frías Mendoza.
SECRETARIO: Ing. Guillermo Alcayde Lacorte
1er. SUPLENTE: Ing. Claudio A. Aguilar Mtz.
2do. SUPLENTE: Ing. José A. Ortiz Ramírez

Sitio donde se desarrolló el tema: BIBLIOTECA FACULTAD DE QUIMICA

Nombre completo y firma del sustentante: JOSE LANDEROS CABALLERO

Nombre completo y firma del asesor del tema: ING. ANTONIO FRIAS MENDOZA

Nombre completo y firma del supervisor técnico: (NO HAY)

A MIS PADRES
CON CARIÑO

A MIS HERMANOS

AL ING. ANTONIO FRIAS MENDOZA
POR SU PACIENCIA

"METODOLOGIA PARA EL CALCULO DE FLOCULADORES"

I. PROLOGO

I.1 RESUMEN

II. INTRODUCCION

III. TEORIA GENERAL DE LA FLOCULACION

IV. DISEÑO DE FLOCULADORES

V. SEDIMENTACION

VI. APLICACIONES (EQUIPOS CONVENCIONALES)

VII. ANEXOS

VIII. CONCLUSIONES

IX. BIBLIOGRAFIA

CAPITULO I

PROLOGO.

La separación sólido-líquido, es uno de los problemas que con mayor frecuencia se presenta al ingeniero químico.

Problema debido principalmente a la gran variedad en las características que presentan los sólidos contenidos en los diferentes tipos de suministros de agua a tratar.

Este problema se vé aumentado por el desconocimiento por parte del ingeniero químico de las interrelaciones que guardan entre sí las partículas sólidas contenidas en el seno del líquido, y los fenómenos físicos y químicos que se presentan en relación con éste; así como de las expresiones matemáticas que mejor representen los fenómenos que se presentan al efectuar el estudio de los diversos tipos de agua a tratar.

El presente trabajo pretende desarrollar una metodología práctica para el cálculo y diseño de floculadores.

El objetivo principal será lograr la separación de los sólidos en suspensión contenidos en las diferentes aguas a tratar.

Se mencionan aquí, a manera de resumen los diferentes tipos de tratamientos existentes, adecuados y disponibles para algunos suministros de agua.

Los términos "coagulación" y "floculación", tienen distinto significado según diversos autores.

Los procesos de desestabilización, han permitido durante largo tiempo, esta diferenciación.

Algunos autores americanos denominan "coagulación"; a la desestabilización por neutralización de cargas; y "floculación" a la desestabilización por adsorción.

Sin embargo, entre los especialistas en el tratamiento de aguas, se reservan el término "coagulación" para denominar el fenómeno de desestabilización, y el de "floculación", para la aglomeración de los coloides "descargados".

En realidad, una definición de las diferencias entre coagulación y floculación se hace necesaria debido a que los términos son usados intercambiamente.

Una coagulación involucra una reducción de las cargas superficiales y la formación de óxidos acuosos complejos.

La coagulación es esencialmente instantánea, en la que el único tiempo requerido es el necesario para la dispersión de los coagulantes químicos en el seno del líquido.

Por otro lado la floculación involucra el juntar o reunir las partículas coaguladas.

A diferencia de la coagulación, la floculación requiere intervalos de tiempo definidos para ser realizada.

Naturalmente, al hablar de coagulación, tiene por fuerza que tratarse también del término "sedimentación".

La sedimentación de suspensiones sólido-líquido es efectuada para obtener uno o más de los siguientes resultados:

- la producción de una fase líquida substancialmente clara ("clarificación").
- la concentración de los sólidos suspendidos en un lodo más denso ("espesado").

- la separación de partículas de varios tamaños, formas y densidades relativas en fracciones. ("clasificación").

El empleo de los términos "clarificación" y "espesado" requiere de la explicación siguiente: la terminología que se utiliza en la industria está usualmente determinada por el producto deseado del proceso de sedimentación, esto es: si el objetivo principal es producir un líquido claro, a partir de una suspensión diluida, entonces el término "clarificación" es normalmente utilizado y la unidad es denominada clarificador.

Por el contrario, en una operación donde la recuperación de sólidos sedimentados en la forma de un lodo concentrado es de primera importancia el término utilizado es "espesado" y la unidad es denominada espesador.

El término deshidratar es a menudo empleado indistintamente con el de espesado.

1.1. RESUMEN.

INTRODUCCION. Se presenta un panorama general histórico así como los criterios sobre calidad del agua, normas que debe cumplir ésta para consumo doméstico y se describen las impu^{re}zas comunes en el agua y sus efectos. Se plantea la necesidad de un tratamiento.

TEORIA GENERAL DE LA FLOCULACION. Se describen las caracte^{ri}ísticas de las partículas sólidas suspendidas en el agua y su naturaleza química.

Se habla de los sistemas coloidales y sus propiedades.

Se plantean los modelos físico y químico que pretenden explicar la coagulación-floculación.

DISEÑO DE FLOCULADORES. Se describen las diferentes etapas a considerar al efectuar el diseño de un floculador, como son: preparación de soluciones, sistemas de dosificación y disper^sión de coagulantes los diversos métodos para realizar el mezclado.

Se presenta un problema-ejemplo de un floculador con mamparas.

SEDIMENTACION. Se presentan nomogramas para evaluar la veloci^{dad} de asentamiento de las partículas suspendidas en el seno de un líquido.

Se presenta la teoría del tanque de sedimentación ideal y su

importancia en el diseño de un tanque real.

Se describen los diversos tipos de recipientes de asentamiento (circulares, cuadrados, rectangulares, etc.).

Se desarrollan las ecuaciones de Stokes y Newton para el asentamiento por gravedad.

Se muestran los criterios a seguir para el diseño de un sedimentador así como sus propiedades hidráulicas. Se presentan datos reales usados en la práctica para velocidades de sobreflujo.

Se describen los procesos de "sólidos en contacto."

EQUIPOS CONVENCIONALES. (Problema-ilustrativo).

Se presenta un problema ejemplo de un sistema de pretratamiento para el suministro de agua de una refinería. Se describen los parámetros importantes a ser considerados, así como algunos criterios recomendados por fabricantes.

Así mismo se presentan una gran variedad de equipos que se utilizan en la práctica normal de tratamiento de agua.

ANEXOS.

Considerando que la dosis de coagulantes requerida para un tratamiento, es de primordial importancia y que un sin número de técnicas de control han venido apareciendo se enumeran y presentan algunas de ellas.

CAPITULO II

INTRODUCCION.

Cada uno de nosotros está interesado en el agua desde su especial punto de vista; que puede implicar sus aplicaciones comerciales, industriales, recreativas, etc. Como las características deseables de un agua cualquiera varían según la utilización a la que quiera destinársela, frecuentemente existe una comunicación muy poco satisfactoria entre los usuarios del agua en todo lo que respecta a la calidad de la misma. Por ejemplo, puede ser que un ama de casa opine que el agua del abastecimiento público es de buena calidad, mientras que un maestro cervecero sostenga exactamente lo contrario.

Todos los empleos del agua deben subordinarse a la necesidad del hombre de disponer de un fluido sano para su consumo.

El agua destinada a la bebida y a la preparación de alimentos debe estar exenta de cualesquiera organismos capaces de provocar enfermedades y de cualesquiera minerales y sustancias orgánicas que pueden producir efectos fisiológicos perjudiciales. Para fomentar el consumo de este líquido, el agua debe ser aceptable desde el punto de vista estético; por ejemplo, debería estar exenta de turbidez, color y olor perceptibles, así como de cualquier sabor desagradable.

El agua de bebida debe tener también una temperatura razonable. Esta agua recibe la denominación de "potable", lo que significa que puede consumirse en cualquier cantidad sin provocar efectos perjudiciales sobre la salud.

La calidad del agua es dinámica, y sus parámetros en constante evolución exigen que el técnico de aguas se mantenga en contacto constante con muchos sectores del mundo científico.

El químico, el bacteriólogo, el biólogo y el toxicólogo están progresando constantemente en todo lo que respecta a las técnicas de valoración y cuantificación de los parámetros de la calidad de éste líquido. No obstante, otros campos de la ciencia están dando lugar a la aparición de nuevos productos y contaminantes del agua a un ritmo acelerado. El mismo hombre se multiplica sin cesar y su campo de acción crece constantemente.

Los resultados del aumento de la población y del desarrollo industrial se reflejan en una calidad cada vez peor del agua en zonas de este país y de otros que antes no estaban en absoluto afectados por éstos problemas.

En épocas pasadas, la industria de abastecimiento de aguas en muchas regiones ha tenido la buena fortuna de obtener cantidades adecuadas de agua cruda de buena calidad, aunque a veces ésta hubiera de transportarse a través de largas distancias. En el futuro se darán muchos casos en los que una empresa de abastecimiento de agua tendrá que aceptar agua de una calidad inferior para someterla a tratamiento antes de ponerla a disposición del consumidor. Como consecuencia de todo ello, la calidad del agua va adquiriendo un significado cada vez mayor, y el hombre deberá determinar con mayor precisión aquellos parámetros que, en su mayor parte, han sido puramente subjetivos durante el proceso de desarrollo de nuestra sociedad.

UN POCO DE HISTORIA.

Si recurrimos a la historia comprobamos que los valles fluviales fértiles que disponían de agua abundante fueron los focos iniciales de la civilización. La mayor parte del agua empleada se destinaba al riego y a la agricultura, mientras que tan solo una pequeña parte la consumía la población. El empleo del agua para beber y cocinar se limitaba a aquellas personas que podían llevarla desde el pozo o el riachuelo hasta su domicilio en jarras, cántaros u otros recipientes.

Teniendo en cuenta que el agua es absolutamente necesaria para la vida, es curioso que los historiadores antiguos apenas mencionen la calidad del agua de bebida, si bien es cierto que, de vez en cuando, aparecen referencias al hervido, filtrado, sedimentación y tratamiento del agua con sales.

Como en aquellas épocas el hombre apenas conocía nada del origen de las enfermedades, forzosamente tenemos que llegar a la conclusión de que los tratamientos a que el agua se sometía no tenían otro objeto que mejorar su aspecto o sabor y, que sepamos, las civilizaciones antiguas carecían de normas de calidad, excepción hecha en lo que se refiere a la transparencia o potabilidad.

En épocas pasadas, el estado de limpidéz servía para designar a un curso de agua en el que se podía ver el fondo perfectamente desde la superficie. Hoy, un especialista en aguas describiría así a un curso de agua que careciese de turbidez o color perceptibles. Por consiguiente, parece ser que se reconocía la necesidad de que el agua fuese lo más clara posible, aunque el grado de claridad no fuera medible.

la que toda el agua debería filtrarse. Este hecho se registró unos cincuenta años antes de que se construyera en Paisley (Escocia) la primera planta municipal de filtración de aguas y unos diez años antes de que Pasteur y sus colaboradores comprobasen la teoría microbiana de las enfermedades.

En el año 1900 no existían en los Estados Unidos mucho más de diez plantas de filtración lenta de agua con arena. Todo ello nos dice que se necesitó un siglo de observaciones sobre las causas de la mortalidad ocasionada por las enfermedades propagadas por el agua para establecer firmemente los hechos que se habían puesto de manifiesto a través de las observaciones generalizadas del público. Al echar una mirada retrospectiva, parece obvio que el progreso tendiente a la mejora de la salud y bienestar de la especie humana tan sólo pudo lograrse recurriendo a un mejor control de sus circunstancias ambientales. La obtención de un agua de mejor calidad constituyó una etapa lógica en este sentido.

El abastecimiento de agua ha sido una de las principales preocupaciones de la humanidad. Las primeras comunidades agrícolas se establecieron alrededor de los ríos y los lagos, posteriormente las ciudades se fundaron junto a ellas y hoy día, una de las mayores preocupaciones de las grandes metrópolis de la era industrial, es la de conseguir un adecuado suministro de agua potable.

Por el agua se luchó en el pasado, y se lucha en el presente. Desde la más remota antigüedad se advirtió su poder vivificador. Cinco mil años atrás, el Zendavesta consignaba esta frase: "ordena, oh santo Zaratustra, que la lluvia caiga en mil gotas para combatir la enfermedad y la muerte. Si la lluvia estropea

la noche, puede en cambio mejorar el día...

Es la lluvia una gran bendición, pues por ella existen los manantiales y los árboles".

La formación de los conglomerados urbanos, complicó en forma notable el suministro de este precioso elemento.

El hecho de que los ríos fueron utilizados simultáneamente como fuente de abastecimiento y como vehículo de transporte de desperdicios domésticos, creó la necesidad de traer el agua de manantiales lejanos a las ciudades.

Fue la época de los grandes acueductos, técnica en que los romanos se distinguieron extraordinariamente.

A medida que los conglomerados urbanos crecieron, los abastecimientos relativamente limpios de que se podía disponer, se hicieron cada vez más escasos, y fue indispensable buscar algún método de purificar el agua: inicialmente en forma doméstica y luego en forma conjunta para toda una comunidad.

Los albores del siglo XIX vieron las primeras instalaciones municipales de filtración. La aparición de las ciencias bacteriológicas a mediados de dicho siglo, impulsó aún más esta práctica. Esta, con el correr del tiempo, vino a constituir un requisito indispensable de la vida civilizada.

Las plantas de tratamiento de agua permanecieron casi inmodificables desde la época de Louisville y Little Fall (1898) hasta principios de la década del 50.

Durante estos cinco primeros lustros, la ingeniería sanitaria fue más un arte que una ciencia. Si bien Hazen, Miller, Baylis, Langelier, Camp, Iwasaki, y otros realizaron importantes estudios, al-

gunos de los cuales todavía tienen vigencia, el desconocimiento de las causas de los fenómenos llevó a los proyectistas a diseñar las plantas apoyándose principalmente en especificaciones simples, basadas en la experiencia de autoridades reconocidas en la materia.

Fue una época de un empirismo sano, pero poco imaginativo, en que los cambios, si los había, no llegaban a convertirse en práctica general.

La década del 50 al 60 fue de mayor estudio. Se amplió mucho la teoría y las formulaciones matemáticas. Se introdujeron los polielectrolitos como ayudantes de coagulación y se publicaron algunos de los textos más conocidos hoy en día.

Fue, sin embargo, en la década del 60 cuando se realizaron casi todos los trabajos que indujeron avances de significación en la tecnología del agua. Los mecanismos que operan los procesos de coagulación, sedimentación y filtración, se estudiaron exhaustivamente. Esto condujo a la introducción de modificaciones tales como los medios filtrantes múltiples, los sedimentadores tubulares, la generalización de los polielectrolitos, no sólo como ayudantes de coagulación sino también de filtración, etc.

Quizás lo más importante fue el cambio de mentalidad.

La tecnología del agua dejó de ser un conjunto de reglas empíricas y se convirtió en una ciencia multidisciplinaria, con teorías básicas que pretenden explicar la complejidad de los procesos analizados.

Por consiguiente, el tratamiento del agua no puede explicarse hoy en día, suministrando una serie de especificaciones, sino entrando

PRINCIPALES IMPUREZAS DEL AGUA

IONICAS Y DISUELTAS		NO-IONICAS Y NO-DISUELTAS	GASEOSAS
CATIONICAS	ANIONICAS		
CALCIO	ALCALINIDAD BICARBONATO	TURBIDEZ, BARRO, TIERRA, LODO Y	BIOXIDO DE CARBONO
MAGNESIO	CARBONATO	OTRAS MATERIAS SUSPENDIDAS	SULFURO DE HIDROGENO
SODIO	HIDROXIDO	MATERIA ORGANICA ⊗	AMONIACO
POTASIO	SULFATO	COLOR ⊗	METANO
ION AMONIO	CLORURO	SILICE COLOIDAL	OXIGENO
HIERRO	NITRATO	MICROORGANISMOS, PLANKTON.	CLORO
MANGANESO	FOSFATO	BACTERIAS	
	SILICE	ACEITES	
	MATERIA ORGANICA ⊗		
	COLOR ⊗		

⊗ LA MATERIA ORGANICA Y EL COLOR APARECEN EN AMBAS COLUMNAS DEBIDO A QUE HAY MUCHOS TIPOS: ALGUNOS DISUELTOS E IONICOS, TALES COMO LOS "HUMATOS" Y OTROS COLOIDALES Y NO-IONICOS, TALES COMO LOS "TANINOS".
ADEMAS, TAMBIEN HAY MATERIA ORGANICA, QUE ESTA DISUELTA Y NO-IONICA.

a fondo en el análisis de los fenómenos, para extraer de allí las normas prácticas que deben aplicarse.

CRITERIOS SOBRE CALIDAD DEL AGUA.

Antes de establecer normas sobre la calidad del agua de consumo, deben definirse las metas y los costos.

Básicamente el agua que se suministra debe cumplir dos condiciones:

- a) no debe ser peligrosa para la salud ó la vida de los consumidores.
- b) El sistema debe poderse operar a un costo razonable.

Estas condiciones pueden ser en ocasiones conflictivas, pero la norma que se establezca debe ser tal, que tenga en consideración ambos factores.

Para cumplir con lo primero, el agua no debe contener ni microorganismos patógenos, ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud. Esta es una condición imprescindible.

Para cumplir con lo segundo, las características del agua deben ser tales, que no produzcan daño, ni a la red de distribución, ni a las industrias, ni a la economía privada, y que se pueda llegar a esto sin tener que hacer al agua un tratamiento excepcionalmente costoso.

En este punto, cada país debe llegar a establecer sus propias normas, de acuerdo con la calidad de agua cruda que suele obtener y la relación costo-beneficio que puede producir en la región, la presencia de determinados iones (como hierro, sulfatos, carbonatos) en el agua que se distribuye.

NORMAS SOBRE POTABILIDAD DEL AGUA

I.- Normas Bacteriológicas.

Toda agua para consumo humano no debe contener microorganismos patógenos ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud.

Por tanto, el agua debe cumplir con ciertas normas bacteriológicas y fisicoquímicas para que pueda ser considerada potable. Desde el punto de vista bacteriológico, se ha establecido que no debe mostrar la presencia de E coli. Esta regla no tiene en cuenta los virus entéricos, que pueden existir en el agua y que son potencialmente peligrosos.

La dificultad que entraña el aislarlos y detectarlos hace que hasta ahora en el control rutinario de las plantas de tratamiento, no se hagan pruebas para constatar su presencia.

Las normas internacionales para agua potable de la Organización Mundial de la Salud de 1971, establecen una diferencia entre el agua que se suministra por medio de una red de distribución a la comunidad y la que no se suministra en esta forma, partiendo del principio de que a ésta última le resulta impracticable mantener los mismos patrones de calidad que a la primera.

Debe también observarse que la calidad del agua que se produce en la planta no necesariamente es la misma que la que se distribuye en la red, por cuanto pueden presentarse contaminaciones en ella.

Las normas antes citadas por eso, recomiendan:

- 1.- mantener una presión suficientemente alta en toda la red, como para evitar la succión de líquidos contaminantes.
- 2.- disponer de equipos de cloración de emergencia.

Para el agua que entra a la red de distribución y ha sido desinfectada, estatuyen que no debe demostrar la presencia de gérmenes coliformes en ninguna de las muestras de 100 ml. Las pruebas presuntivas deben ser debidamente confirmadas.

Para el agua que entra a la red de distribución pero que no ha sido desinfectada, establecen que ninguna muestra puede considerarse satisfactoria si tiene E. coli por 100 ml.

Si E. coli está ausente, la presencia de 3 gérmenes coliformes por 100 ml. puede tolerarse en muestras ocasionales, siempre y cuando exista una vigilancia regular y frecuente y tanto el abastecimiento como el almacenaje sean satisfactorios desde el punto de vista sanitario.

Para el agua dentro de la red de distribución, las normas de la OMS reconocen que pueden haber contaminaciones que desmejoren la calidad, en vista de lo cual recomiendan que:

- 1.- En el curso del año, el 95% de las muestras no deben contener ningún germen coliforme en 100 ml.
- 2.- ninguna muestra ha de contener E. coli en 100 ml.
- 3.- ninguna muestra ha de contener más de 10 gérmenes coliformes por 100 ml.
- 4.- en ningún caso han de hallarse gérmenes coliformes en 100 ml. de dos muestras consecutivas.

El exámen bacteriológico del agua es un desarrollo relativamente reciente. Por regla general, la contaminación por heces se refleja en la presencia de un grupo de organismos a los que se designa con el término de "coliformes". En el pasado, la bibliografía se ha referido a estos organismos designándolos con los nombres de B. coli,

Bacterium coli, Bacillus colon, Escherichia coli ó E. coli.

En la actualidad, estos organismos se conocen por "el grupo coliforme", lo que implica que se trata de un grupo de bacterias de dimensiones desconocidas, más que de una sola especie.)

En abastecimientos individuales o para pequeñas comunidades, el recuento de coliformes debe ser menor de 10 por 100 ml.

El no poder lograr esto, y particularmente la presencia repetida de E. coli, debe conducir a abandonar el abastecimiento como regla general.

Las normas de Sanidad de los Estados Unidos de 1962 no distinguen entre agua en la planta y agua en la red. Según ellas, toda agua para el consumo tiene que llenar los siguientes requisitos.

1.- Cuando se examinan porciones normales de 10 ml no más del 10% debe mostrar, en cualquier mes, la presencia del grupo coliforme. No será permisible la presencia del grupo coliforme en tres o más de las porciones de 10 ml. de una muestra normal cuando ocurran:

- a) en dos muestras consecutivas.
- b) en más de una muestra mensual, cuando se examinen mensualmente menos de 20 muestras, ó
- c) en más del 5% de las muestras, cuando se examinen mensualmente más de 20 muestras.

Cuando se presentan organismos del grupo coliforme en tres o más de las porciones de 10 ml de una muestra normal aislada, se deben tomar inmediatamente muestras diarias del mismo punto de muestreo y examinarlas, hasta que los resultados que se obtengan cuando menos con dos muestras consecutivas demuestren que el agua es de una calidad satisfactoria.

2.- Cuando se examinen porciones normales, de 100 ml. no más del 60% deben mostrar, en cualquier mes, la presencia del grupo coliforme. No será permisible la presencia del grupo coliforme en todas las cinco porciones de 100 ml de una muestra normal cuando ocurra:

- a) en dos muestras consecutivas.
- b) en más de una muestra mensual, cuando se examinen menos de 5 muestras mensuales, ó
- c) en más del 20%, de las muestras, cuando se examinen mensualmente cinco o más muestras.

Cuando se presenten los organismos del grupo coliforme en todas las 5 porciones de 100 ml. de una muestra normal aislada, se deben tomar inmediatamente muestras diarias del mismo punto de muestreo y examinarlas, hasta que los resultados que se obtengan con dos muestreos consecutivos, cuando menos, demuestren que el agua es de una calidad satisfactoria.

3.- Cuando se aplique la técnica de filtros de membranas, la media aritmética de la densidad coliforme de todas las muestras normales que se examinen en un mes, no deben exceder de un organismo por 100 ml . El número de colonias coliformes por muestra normal no ha de exceder de 3/50 ml, 4/100 ml, 7/200ml, ó 13/500 ml. en:

- a) dos muestras consecutivas.
- b) más de una muestra normal, cuando se examinen mensualmente menos de 20 muestras , ó
- c) más del 5% de las muestras normales, cuando se examinen mensualmente 20 o más muestras.

Cuando en una muestra normal aislada, las colonias coliformes exceden de los valores anteriores, se deben tomar inmediatamente muestras diarias del mismo punto de muestreo y examinarlas, hasta que los resultados que se obtengan, cuando menos en 2 muestras consecutivas, demuestren que se tiene agua de una calidad satisfactoria.

NORMAS QUIMICAS SOBRE POTABILIZACION

Las sustancias que un agua no debe contener se pueden clasificar en dos grupos:

- 1.- Sustancias tóxicas.
- 2.- Sustancias que pueden producir determinadas enfermedades.

En la siguiente tabla, se incluyen los nombres de estas sustancias y los valores máximos recomendables y permisibles establecidos en las Normas de la Organización Mundial de la Salud de 1971, y el Servicio de Salud Pública de los Estados Unidos (U.S.P.H.S) de 1962.

SUSTANCIAS QUIMICAS QUE INFLUYEN SOBRE LA POTABILIDAD DEL AGUA

SUSTANCIA	Normas OMS (1971)		Normas USPHS (1962)	
	máxima recomendable	máxima permisible	maxima recomendable	máxima permisible
1.- SUSTANCIAS TOXICAS				
. Arsénico (como As)mg/l	-	0.05	0.01	0.05
. Bario (como Ba)mg/l (a)	-	-	-	1.0
. Cadmio (comoCd)mg/l	-	0.01	-	0.01
. Cromo Hexavalente (Cr ⁺⁶),mg/l (a)	-	-	-	0.05
. Cianuro (como CN), mg/l	-	0.05	0.01	0.2
. Plata (como Ag),mg/l (a)	-	-	-	0.05
. Plomo (como Pb),mg/l	-	0.1	-	0.05
. Mercurio (como Hg)mg/l	-	0.001	-	-
. Selenio(como Se)mg/l	-	0.01	-	0.01
. Cobre (como Cu)mg/l	0.05	1.5	1.0	-
2. - COMPUESTOS ORGANICOS				
. Hidrocarburos polinucleares aromáticos, mg/l (b)	-	0.2	-	-
. Compuestos fenólicos orgánicos como fenoles mg/l (c)	-	-	0.001	-
. Extracto en carbón clorofomizado (ECC) mg/l (d)	-	-	0.2	-
3.- SALES				
. Cloruros (como Cl ⁻)mg/l (e)	200	600	250	-
. Fluoruros (comoF ⁻ mg/l (f)	0.6-1.7	-	0.8-1.7	1.4-2.4
. Nitratos (como NO ₃ ⁻) (g)	-	45	45	-
. Sulfatos (como SO ₄ ⁻), (e)	200	400	250	-

- a) La OMS considera que bario, berilio, cobalto, molibdeno, ni trilotriacetato, trocianato, estaño, uranio y vanadio deben controlarse en el agua, pero no existe información suficiente para fijar límites tentativos.
- b) Se ha encontrado que algunos hidrocarburos polinucleares aromáticos, son cancerígenos.
- c) Los fenoles se combinan con el cloro para producir compuestos que le dan sabor y olor al agua.
- d) El extracto en carbón cloroformizado en el agua es un indicio de la magnitud de contaminación por materia orgánica.
- e) Los cloruros y los sulfatos tienen propiedades laxantes, para personas, no acostumbradas a ellos en el agua. Los efectos no civos sólo se presentan con altas concentraciones.
- f) La concentración máxima de fluoruros en el agua depende de la temperatura. Concentraciones que exceden los límites pueden producir "fluorosis" o manchas en los dientes.
- g) Los nitratos producen "metemoglobinemia" en los niños de pocos meses. Sin embargo, la OMS reconoce que se han informado muy pocos casos de dicha enfermedad cuando la concentración es menor de 100 mg/l.

NORMAS FISICOQUIMICAS DEL AGUA DE CONSUMO

Las características fisicoquímicas del agua influyen en:

- a) La aceptabilidad del agua por parte del público consumidor.
- b) Los costos de operación y mantenimiento de las redes.
- c) La economía de algunos procesos industriales.

Cuando un agua ha sido sometida a proceso de clarificación, ciertas características como la turbiedad, pueden influir no solo en la aceptabilidad del agua, sino también en el aspecto sanitario.

Se ha hallado últimamente que existe una correlación entre re moción de partículas y calidad bacteriológica del efluente de los filtros. Salvo este caso, las normas fisicoquímicas deben estar regidas por consideraciones puramente económicas.

Según sea el destino que se le dé, además del uso doméstico, tienen que establecerse los límites de pureza, hierro y manga neso, pH, alcalinidad, etc., en especial cuando se hace un ex tenso uso del agua en la industria o en la agricultura.

La siguiente tabla presenta las Normas de la OMS de 1971 y las del U.S.P.H.S. de los Estados Unidos de 1962, sobre las princi pales características fisicoquímicas del agua de consumo humano.

NORMAS DE CALIDAD FISICO-QUIMICA DEL AGUA PARA USO DOMESTICO

SUSTANCIA	Normas OMS (1971)		Normas USPHS (1962)	
	máxima recomendable	máxima permisible	máxima recomendable	máxima permisible
1. CARACTERISTICAS FISICAS				
. Turbiedad U.J. (a)	5 U.J.	25 U.J.	5	-
. Color - Unidades	5	50 U.J.	15	-
. Olor y sabor.N.Incipiente	Ninguno	Ninguno	3	-
. Sólidos totales-mg/l	500	1,500	-	-
2. CARACTERISTICAS QUIMICAS				
a) Generales				
. rango de pH	7.0-8.5	6.5-9.0	-	-
. dureza total, mg/l	100	500	-	-
b) Metales.				
. Calcio (como Ca), mg/l	75	200	-	--
. Hierro (total como Fe), mg/l	0.1	1.0	0.3	-
. Manganeso (como Mn), mg/l	0.05	0.5	0.05	-
. Magnesio (como Mg), mg/l (b)	30	150	--	-
. Zinc (como Zn), mg/l	5.0	15.0	5.0	-
. Boro (como B) (c)	-	-	-	-

- a) Para agua tratada en plantas de tratamiento, el USPHS recomienda un máximo de 1.0 U.J.- La AWWA recomienda 0.1 U.J. como meta en este caso.
- b) El límite de 30 mg/l se fija cuando no hay más de 250 mg/l de sulfatos, si hay menos el límite sube hasta 150 mg/l, de magnesio.
- c) Ni las Normas de la OMS ni las de la USPHS han fijado límite para el boro. El "Water Quality Criteria" del Estado de Cali-

fornia, Estados Unidos, dice que el Boro no es considerado como un peligro para la salud.

En la agricultura puede ser muy perjudicial en concentraciones mayores de 0.5- 4.0 mg/l.

Si el agua tal como ocurre en la naturaleza fuera agua "pura" y nada más, no habría necesidad de efectuar análisis ni acondicionamiento del agua.

Sin embargo, cualquiera que sea la fuente, el agua siempre contiene impurezas, en solución o en suspensión. Es la determinación de esas impurezas, lo que hace necesario el análisis del agua, y el control de esas impurezas lo que hace esencial el acondicionamiento del agua.

El agua "pura" es insípida, incolora e inodora, y es uno de los solventes casi universal.

Nuestros suministros naturales de agua son derivados principalmente de los océanos. Las nubes están formadas por evaporación solar y son impulsadas por los vientos hacia la tierra, para condensar y precipitar como lluvia, o nieve.

El agua, una vez que cae a la tierra, o fluye sobre la superficie o bien se infiltra en la tierra. El exceso de agua, regresa a la fuente primaria por medio de los ríos que fluyen de regreso hacia los océanos. Nuestros suministros de agua, son por consiguiente clasificados en dos grandes grupos:

- aguas superficiales. (ríos, lagos, arroyos, lagunas y depósitos)
- aguas subterráneas. (pozos y manantiales).

El vapor de agua en las nubes es bastante puro, pero conforme la

lluvia cae a través de la atmósfera, atrapa gases y polvos. Luego, cuando alcanza la tierra, recoge impurezas de la tierra. Los suministros superficiales contienen materia suspendida erosionada de los ríos, tal como lodo, polvo, barro y turbiedad. En resúmen, contienen materia mineral disuelta, filtradas de la tierra y rocas, y materia orgánica y color de "aguas negras", desperdicios industriales, y vegetación descompuesta. (Estrictamente hablando, el color es causado por material en un estado coloidal).

Los suministros subterráneos, en virtud del efecto de la filtración durante la percolación a través de la tierra, están usualmente libres de materia suspendida y son de bajo contenido orgánico, pero debido a la presencia de gases y a su mayor contacto con el suelo y las rocas, la mayoría de ellos contienen más materia disuelta que las de los suministros superficiales.

La naturaleza de las substancias disueltas es determinada, por la composición de las rocas encontradas. Por ejemplo, la dureza (calcio y magnesio) es derivada de la piedra caliza y yeso, sílice y cuarzo, y fierro y manganeso de los constituyentes metálicos del suelo.

Los pozos más profundos están usualmente más altamente mineralizados que los pozos superficiales.

A pesar de su mayor contenido disuelto, las aguas de pozos tienen la ventaja de que son más claras y están más libres de contaminación bacteriana, haciéndolas más adecuadas para beber.

Son también de menor temperatura, haciéndolas preferibles para propósitos de enfriamiento.

Por otra parte, su composición química es más constante que la de los suministros superficiales, la cual varía con la lluvia, y esto facilita el control de su tratamiento.

Los suministros superficiales en muchos lugares tienen la ventaja de su disponibilidad en bastante cantidad.

Las aguas de los lagos son más claras que las aguas de los ríos, porque la materia suspendida, sedimenta.

Sin embargo, las tormentas pueden agitar el fondo de los lagos cerca de las orillas e incrementar la turbidez^Δ apreciablemente.

Las tomas municipales en los grandes lagos son por consiguiente extendidas una distancia considerable de la orilla.

El agua obtenida de corrientes superficiales, puede ponerse bastante turbia, por la presencia de arcilla y lodo.

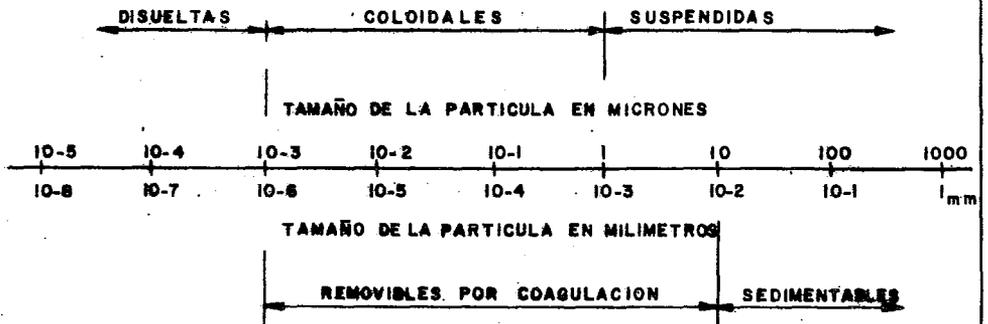
Las tierras agrícolas pueden contribuir en materia orgánica y contaminar el agua con desechos de animales.

Los lugares pantanosos, pueden descargar sus aguas cuando se desbordan y acarrear materia vegetal en descomposición, color y microorganismos hacia las corrientes superficiales.

En resumen, las aguas superficiales están expuestas a contaminación por animales y seres humanos, las "aguas negras" de las ciudades y los desechos de las industrias.

Las aguas superficiales obtenidas de los estanques, lagos y depósitos cerrados, son similares a las obtenidas de las corrientes que fluyen. Sin embargo, dentro de esas grandes cantidades de agua, una considerable autopurificación, puede tener lugar y la calidad del agua puede cambiar en una gran proporción.

CLASIFICACION Y RANGO DE TAMAÑO DE LAS PARTICULAS ENCONTRADAS EN EL AGUA



Las aguas subterráneas, obtenidas de pozos, pueden ser duras ó blandas, dependiendo de las características minerales de las áreas que le rodean. Una filtración natural, a través de la arena, usualmente suministrará un agua relativamente libre de turbidez y con bajo contenido de materia orgánica.

Las aguas de los pozos superficiales, son usualmente, más blandas que las obtenidas de los pozos profundos, ya que éstas contienen relativamente altas concentraciones de minerales disueltos.

Las aguas de los pozos profundos, son usualmente claras e incoloras, debido a la filtración que se lleva a cabo a través de las capas de arena.

En el presente trabajo se muestra un listado de las determinaciones analíticas hechas en el examen de la mayoría de las aguas naturales. Se ilustra, la fórmula química (cuando puede ser dada), las dificultades comunmente causadas por la presencia de esos constituyentes y los medios usuales de tratamiento para evitar esas dificultades.

IMPUREZAS EN EL AGUA.

Las principales impurezas de las aguas naturales, son clasificadas en 3 grupos que son:

- impurezas iónicas y disueltas (cationes y aniones).
- impurezas no-iónicas y no-disueltas (suspendidas).
- impurezas gaseosas.

Las impurezas suspendidas, son halladas principalmente en los suministros de aguas superficiales, tales como ríos y lagos.

Esas impurezas son:

- . turbidez y lodo (de las orillas de los ríos ó fondo de los lagos)
- . color y materia orgánica, plancton y bacterias (de desechos industriales, aguas negras, hojas podridas y otras materias vegetales).

El color es la tendencia amarillenta ó color café remanente en el agua, después de que la materia suspendida es removida. En algunos casos, éste es debido a ciertos ácidos orgánicos (húmico y fúlvico) en solución, pero usualmente es debido a materia coloidal. Otro coloide, sílice no-reactiva, está ocasionalmente presente.

Aceite y productos corrosivos son encontrados algunas veces en aguas superficiales pero ellos están principalmente en el condensado. Los límites de tolerancia para esas impurezas suspendidas, en la mayoría de las aplicaciones industriales y para el agua para consumo humano, son bastante bajos.

Cantidades excedentes de esas tolerancias interfieren con la producción de productos industriales de alta calidad. También causan ensuciamiento de las resinas usadas en los desmineralizadores y por consiguiente deben ser removidos en plantas de pretratamiento.

Para propósitos de aclaración, se dice que un agua es turbia cuando ésta contiene material visible en suspensión.

Mientras la turbidez puede resultar de algas u otros organismos vivos o muertos, ésta es causada generalmente por cieno-fango o arcilla. La cantidad y carácter de la turbidez dependerá del tipo de suelo sobre el cual el agua ha corrido y de la velocidad del agua. Cuando el agua llega a estar "quieta", las partículas suspendidas más grandes y más pesadas sedimentan rápidamente, mientras que las

IMPUREZAS COMUNES EN EL AGUA Y SUS EFECTOS

IMPUREZAS SUSPENDIDAS	}	BACTERIAS Y ESPORAS DE ORGANISMOS		--- CAUSA DE ENFERMEDADES MICROSCOPICOS		
		ALGAS, PROTOZOARIOS			--- OLOR, COLOR, TURBIDEZ	
		BARRO (LODO)			--- TURBIDEZ.	
IMPUREZAS DISUELTAS	}	SALES	{	CALCIO Y MAGNESIO	BICARBONATO	--- DUREZA, ALCALINIDAD.
				CARBONATO	--- DUREZA, ALCALINIDAD.	
				SULFATO	--- DUREZA.	
				CLORURO	--- DUREZA. CORROSIVO A- CALDERAS.	
				BICARBONATO	--- ALCALINIDAD, TIENE EFEC- TO SUAVIZADOR.	
				CARBONATO	--- ALCALINIDAD, TIENE EFEC- TO SUAVIZADOR.	
		SODIO	{	SULFATO	--- ESPUMADO EN CALDERAS	
				FLUORURO	--- MANCHA EL ESMALTE DE LOS DIENTES	
				CLORURO	--- SABOR.	
				OXIDO DE FIERRO	---	--- SABOR, AGUA COLOR ROJO, DUREZA, CORROSIVO A METALES
				MANGANESO	---	--- AGUAS COLOR CAFE O NEGRO.
				TINTES VEGETALES	---	--- COLOR, ACIDEZ.
				BASES	{	OXIGENO
DIOXIDO DE CARBONO	---	--- ACIDEZ, CORROSIVO A METALES.				
SULFURO DE HIDROGENO	---	--- OLOR A HUEVOS PODRI- DOS, ACIDEZ, CORROSIVO A METALES.				
NITROGENO	---	---				

más ligeras y más finamente divididas sedimentan muy lentamente. Arcilla muy finamente dividida puede requerir meses de completa quietud para sedimentar .

Baja turbidez inorgánica puede resultar en una turbidez orgánica relativamente alta. La explicación de esto es que la baja turbidez inorgánica permite a los rayos del sol penetrar libremente en el agua y estimular un mayor crecimiento de las algas.

Los métodos de tratamiento para remover las impurezas suspendidas son:

- filtración.
- una combinación de coagulación, floculación, asentamiento y filtración.
- oxidación.
- absorción por medio de carbón.

La filtración es empleada sola, si la cantidad de turbidez en el influente a los filtros, es moderada, esto es menor de 20 a 50 ppm y los filtros tienen camas simples de material convencional.

EFFECTOS DAÑINOS DE LAS IMPUREZAS DEL AGUA EN LA INDUSTRIA.

En general, los efectos nocivos pueden ser clasificados como,

- 1.- Depósitos (ó incrustación) o escamas (escarcha), formada en calderas y otros equipos de intercambio de calor, ya que estos depósitos o escamas actúan como aislantes, evitando una transferencia de calor eficiente y causando fallas en los tubos de las calderas a través de un sobrecalentamiento del metal.

- 2.- Pobre calidad del vapor generado en calderas, el cual contiene impurezas que ensucian los equipos que utilizan vapor tales como turbinas disminuyendoles su eficiencia rapidamente.
- 3.- Decoloración, manchado y otros defectos de superficie sobre muchos productos industriales y sabores pobres en comidas y bebidas.
- 4.- Corrosión de calderas, calentadores, y otros recipientes de metal, tanto como tubería.
- 5.- Desperdicio y destrucción de varios productos químicos, tales como jabones y alcalis utilizados en lavado, teñido y operaciones similares, resultando en precipitados indeseables sobre textiles que estén siendo producidos o lavados.
- 6.- Agua inadecuada para uso doméstico y otros propósitos debido a su sabor y olor objetables y contaminación bacterial.

Además de los propósitos sanitarios y para beber, los usos principales del agua en la industria son:

- . Generación de vapor.
- . Calentamiento y enfriamiento.
- . Transportación y procesado de materiales tales como pulpa y papel.
- . Como una materia prima que llega a formar parte de un producto terminado tales como comidas enlatadas y bebidas.
- . Pasar a través de desperdicios industriales y domésticos.

Algunas veces, el agua puede ser usada sin tratamiento. Pero frecuentemente ésta contiene impurezas que deben ser removidas, reducidas ó estabilizadas.

El primer paso para seleccionar un tratamiento es un examen de las características del suministro de agua disponible y pensar en los usos a los cuales el agua será aplicada.

Si se tienen pozos privados, se analizan muestras separadas de cada uno. Cuando el suministro es agua superficial se deben realizar una serie de análisis a cada período de tiempo.

Se deben checar los registros cuidadosamente a fin de localizar cualquier cambio en composición.

Si se usa suministro municipal, se deben checar sus registros para máximas y mínimas cantidades de impurezas, durante un período de varios años.

Las aguas de pozo profundo, usualmente tienen una composición uniforme. Pero es un error suponer que las aguas de un pozo cercano a otro tendrán el mismo análisis. Las aguas superficiales, excepto para los lagos o depósitos de captación grandes, varían enormemente en composición durante un año.

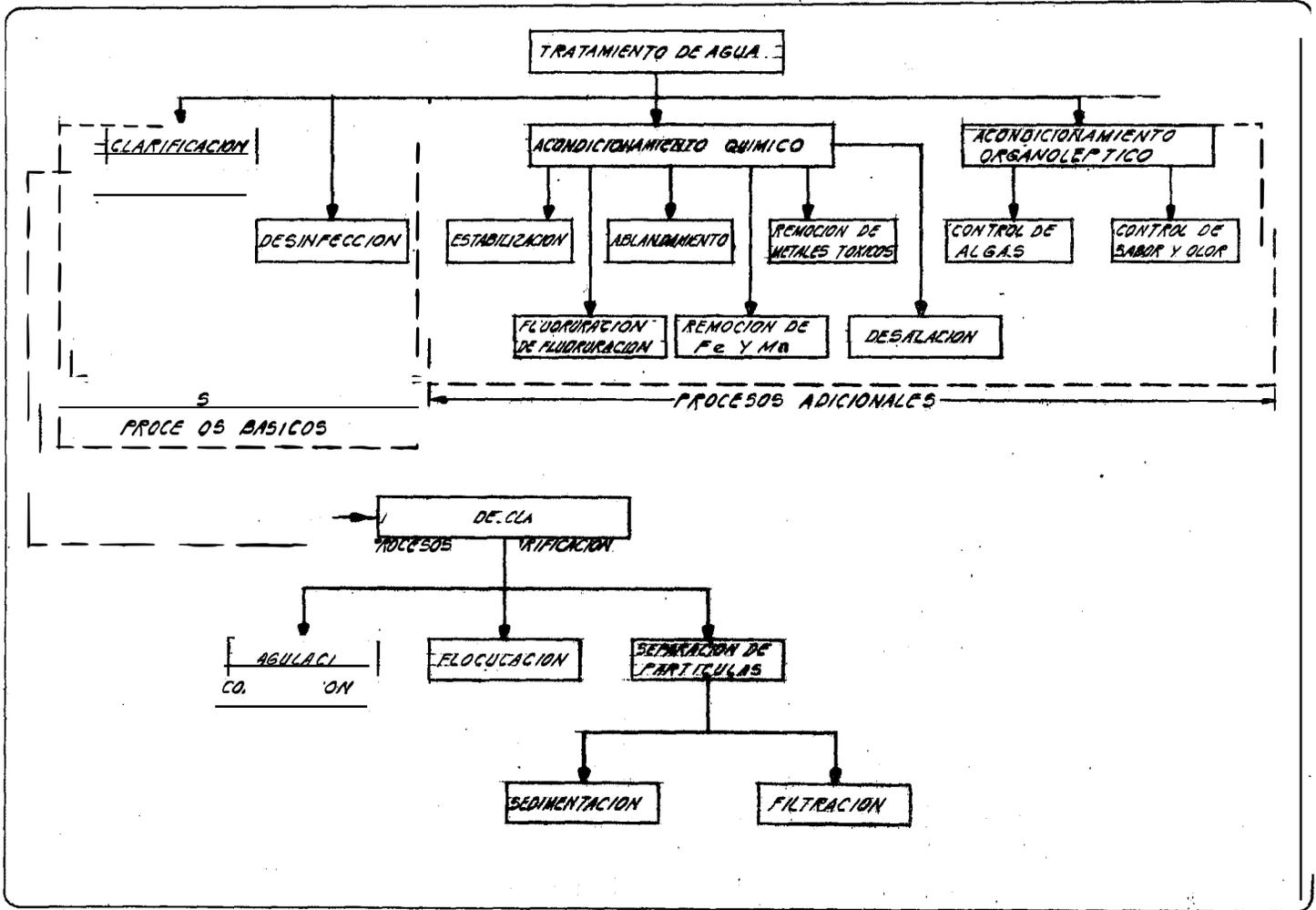
Los límites en las cantidades de impurezas en el agua usada para proceso en varias industrias son determinadas por la experiencia en el control de calidad de los productos.

Obviamente, con el número siempre creciente de nuevos productos los requerimientos de calidad del agua variarán de una planta a otra. El costo de tratar el agua para aumentar su grado de pureza también debe ser considerado.

Los costos del equipo requerido y los costos de operación, deben ser comparados con los beneficios que se obtendrán.

Los procesos de tratamiento de agua pueden dividirse en cuatro grupos:

- . Procesos de clarificación.
- . Procesos de desinfección
- . Acondicionamiento químico.



. Acondicionamiento organoléptico.

Es en los procesos de clarificación en donde ha habido recientemente tal vez un mayor número de avances tecnológicos.

Los procesos de clarificación básicamente son tres:

- a) coagulación.
- b) floculación.
- c) separación de partículas

Los dos primeros son solamente procesos preparatorios para el tercero que puede hacerse por sedimentación o por filtración ó ambos consecutivamente que es lo más común.

AVANCES DE LOS PROCESOS DE COAGULACION Y FLOCULACION

Intensos trabajos se han realizado últimamente sobre la teoría de la coagulación del agua, algunos autores han publicado estudios en los que se trata de explicar qué ocurre cuando se agrega un coagulante al agua; por citar solamente a unos pocos:

- La Mer
- O'Melia
- Stumm
- Black
- Fair
- Kaufman
- Riddick
- Langelier
- Mackrle
- Hudson
- Singley

El mejor conocimiento de la tecnología de la coagulación, ha conducido a la introducción de algunos cambios en los procesos convencionales:

Ejemplo: Teniendo en cuenta la velocidad de reacción de los compuestos químicos utilizados, se han podido hacer significativas economías en el uso de coagulantes.

- Por igual motivo se introdujo el uso de los mezcladores en el tubo ("in line-blenders") y los difusores.

- Los floculadores de turbina se han empezado a aplicar con éxito.

- Los trabajos sobre tiempo medio de residencia en reactores, llevaron a puntualizar más la importancia de la compartimentalización de los tanques de floculación.

AVANCES EN EL PROCESO DE SEDIMENTACION

La teoría de la sedimentación se ha enriquecido últimamente con los estudios de Rebhun y Argaman, Wolf y Resnick y otros, que analizaron la distribución del tiempo de detención en sedimentadores.

Igualmente Bond, Tesarik, Miller, Ives, Brown, investigaron el comportamiento de los clarificadores de carpetas de lodos y formularon interesantes ecuaciones para describirlas.

El cambio más significativo se produjo al aplicarse en forma práctica la vieja teoría de Hazen y de Camp. Fue así como surgieron los sedimentadores tubulares o de celdas inclinadas, capaces de trabajar con una velocidad de 4 a 6 veces mayor que la de los decantadores horizontales, usados preferentemente en nuestro medio.

Esta solución propuesta por Hanzen y Culp, que había tenido antecedentes en los trabajos de Thomas y Camp y fue desarrollada en sus aspectos teóricos por Yao, demostró ser aplicable en muchos casos, tanto en nuevas instalaciones como en la ampliación de las existentes produciendo siempre una notable reducción en los costos.

Al reunir todas estas modificaciones más los avances en los procesos de filtración, se puede diseñar una planta de tratamiento extraordinariamente simple y económica.

Para poder hacerlo, es necesario:

- conocer a fondo la tecnología de los procesos de tratamiento.
- aplicar ésta tecnología a la búsqueda de sistemas menos costosos.

Teniendo en cuenta esto, el presente trabajo incluye las teorías de la coagulación, haciendo énfasis en los aspectos básicos del problema.

Se presentan no sólo las ideas convencionales consagradas, sino también aquellas que pueden ser útiles aunque estén todavía en una etapa experimental.

Además, se incluye amplia información sobre los sistemas convencionales, por cuanto éstos son los que prevalecen en el presente.

CAPITULO III

TEORIA GENERAL DE LA FLOCULACION.

Si examinamos las tablas siguientes, nos daremos cuenta que las velocidades de sedimentación de arcilla finamente dividida y coloidal son tan pequeñas que la separación de ellas en un recipiente de asentamiento es imposible bajo las condiciones ordinarias sin muy largos períodos de retención.

Ha sido necesario por consiguiente, proporcionar los medios para coagular las partículas muy pequeñas en otras mayores con valores de asentamiento superiores.

Lo anterior es logrado por agregar al agua ciertos productos químicos conocidos como coagulantes.

Como un proceso de tratamiento de agua, la floculación fue desconocida hace 100 años. Igualmente, las bacterias y los virus fueron desconocidos.

Con el desarrollo de la filtración rápida de arena, alrededor de 1885, fué inmediatamente comprendido que con éste método de filtración agua clara no podía ser producida sin floculación.

Basta observar los tamaños de los materiales involucrados en el tratamiento de aguas que se muestran enseguida:

<u>Material</u>	<u>Diámetro de partícula (μ)</u>
. arena	500
. partículas del suelo	1-100
. bacterias	0.3 - 3.0
. virus	0.005 - 0.01
. partículas floculadas	100 - 2,000

La experiencia ha demostrado que pocas bacterias y partículas del suelo y casi ningún viru son removidos por pasar agua no-floculada a través de filtros rápidos de arena.

El objetivo de la coagulación y la floculación es conseguir un involucrimiento casi completo de las partículas suspendidas, dentro de un flóculo ("floc") de partículas y condicionar las partículas floculadas en tal forma que serán fácilmente removidas en los procesos subsecuentes de sedimentación ó filtración ó ambos.

El agua contiene substancias que pueden estar en suspensión o en solución verdadera según el tamaño de disgregación del material que acarrea. Por otra parte, de acuerdo con el tipo de impurezas presentes, el agua puede aparecer como turbia ó coloreada, o ambas. La turbiedad, que no es más que la capacidad de un líquido de diseminar un haz luminoso, puede deberse a partículas de arcilla provenientes de la erosión del suelo, a algas o a crecimientos bacterianos.

El color está constituido por substancias químicas, la mayoría de las veces provenientes de la degradación de la materia orgánica, tales como hojas y plantas acuáticas con las cuales el agua entra en contacto.

El conocimiento exacto de las características de estos contaminantes es la base para comprender los procesos de remoción usados en la práctica.

La turbidez está principalmente formada por arcillas en dispersión. El término arcilla comprende una gran variedad de compuestos, pero en general se refiere a la tierra fina (0.002 mm de diámetro de

CLASIFICACION DE PARTICULAS SUSPENDIDAS EN EL AGUA

MATERIAL	DIAMETRO DE LAS PARTICULAS (mm)
Grava ordinaria	2 y mayores
Grava fina	2 a 1
Arena ordinaria	1 a 0.5
Arena media	0.5 a 0.25
Arena fina	0.25 a 0.1
Arena muy fina	0.1 a 0.05
Cieno	0.05 a 0.01
Cieno fino	0.01 a 0.005
Arcilla	0.01 a 0.001
Arcilla fina	0.001 a 0.0001
Arcilla coloidal	más finas que 0.0001
Bacterias	0.001

DIAMETRO DE LA PARTICULA (mm)	ORDEN DE MAGNITUD	TIEMPO REQUERIDO PARA SEDIMENTAR 1 PIE.
10.0	GRAVA	0.3 SEGUNDOS
1.0	ARENA GRUESA	3. SEGUNDOS
0.1	ARENA FINA	38. SEGUNDOS
0.01	LODO, CHENO	33. MINUTOS
0.001	BACTERIAS	35. HORAS
0.0001	PARTICULAS DE ARCILLA	200. DIAS
0.00001	PARTICULAS COLOIDALES	63. AROS

OBSERVACIONES: ESTOS DATOS ESTAN REPORTADOS PARA AGUA
ESTATICA A UNA TEMPERATURA DE 10°C.
Y A UNA GRAVEDAD ESPECIFICA DEL SOLIDO DE 2.65

VALORES DE ASENTAMIENTO HIDRAULICO DE PARTICULAS EN
AGUA A 10°C.

DIAMETRO DE PARTICULAS MM.	SP. GR. 2.65 VALOR HIDRAULICO MM/SEG.	SP. GR. 1.2 VALOR HIDRAULICO MM./SEG.
1.00	100	12.0
0.80	83	9.6
0.60	63	7.2
0.50	53	6.0
0.40	42	4.8
0.30	32	3.6
0.20	21	2.4
0.15	15	1.8
0.10	8	1.2
0.08	6	0.54
0.06	3.8	0.30
0.05	2.9	0.21
0.04	2.1	0.13
0.03	1.3	0.076
0.02	0.62	0.034
0.015	0.35	0.019
0.010	0.154	0.008,4
0.008	0.098	0.005,4
0.006	0.065	0.003,0
0.005	0.038,5	0.002,1
0.004	0.024,7	0.001,3
0.003	0.013,8	0.000,76
0.002	0.006,2	0.000,34
0.001,5	0.003,5	0.000,19
0.001	0.001,54	0.000,084
0.000,1	0.000,015,4	0.000,000,84

grano ó menos), a veces coloreada, que adquiere plasticidad al mezclarse con limitadas cantidades de agua.

Químicamente son silicatos de aluminio con fórmulas bastante complejas.

Ejemplo:

Caolinita $Al_4(Si_4O_{10})(OH)_8$, y $Al_4(Si_4O_6)(OH)_{16}$

Muscovita $K_2Al_4(Al_2Si_6O_{20})(OH)_4$

Físicamente están constituidas por cristales con una estructura atómica reticular definida. Se considera que hay dos tipos de estructuras que caracterizan a la mayoría:

- 1.- Un átomo de aluminio, hierro o magnesio incluido en el centro geométrico de un octaedro en cuyos nodos hay oxígeno ó hidroxilos (OH)
- 2.- Un átomo de silicio incluido dentro de un tetraedro equidistante de los cuatro oxígenos ó hidroxilos de los nodos.

La dimensión de estos cristales varía de 2.6×10^{-8} cm de nodo a nodo hasta 5.05×10^{-8} cm. Debe tenerse presente que la estructura reticular en ellos no siempre es perfecta, lo cual dá origen a fenómenos que se verán adelante.

Las formas varían mucho. Una de las propiedades típicas de las arcillas es la gran superficie específica que tienen.

(Por superficie específica se entiende la superficie total que poseen por unidad de peso, y generalmente se expresa en m^2 por gramo.

SUPERFICIE ESPECIFICA DE ALGUNOS MINERALES DE ARCILLA.

(Son arcillas que han sido secadas a diferentes temperaturas.)

Mineral	Tratamiento de calor, °C	Perdida de peso %	Superficie específica m ² /gr.
Caolinita (0.3 μ)	30	-	15.5
	200	0.2	15.3
Illita (0.3 μ)	30	-	97.1
	200	0.4	92.2
Halloysita	30	-	43.2
Montmorillonita	30	-	15.5

La densidad de las arcillas es función del grado de humedad de la muestra: cuanto más húmeda sea ésta, su densidad es menor.

Se puede esperar por eso que las arcillas dispersas en el agua tengan densidades relativamente bajas y lenta velocidad de asentamiento.

Ejemplos:

Mineral	Contenido de Humedad %	Densidad
Montmorillonita	0.0	2.348
	46.0	1.772
Illita	0.0	2.649
	18.0	2.128
Caolinita	0.0	2.667
	6.5	2.427

TAMAÑO DE LAS DISPERSIONES

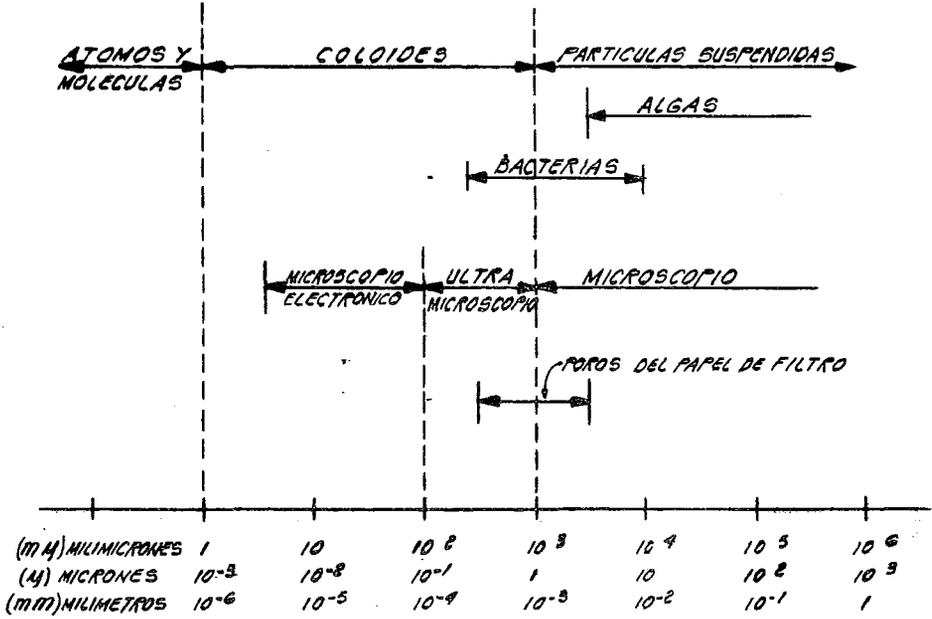
Una sustancia puede estar dentro de otra de varios modos diferentes:

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

Como se puede apreciar, según el tamaño de las partículas del sólido ó líquido disgregado dentro de otro, hay un cambio en la clasificación del fenómeno y en las características que éste reviste. Cuando hay verdadera solución, el soluto tiene dimensiones aproximadamente iguales o inferiores a $1 \text{ m}\mu$; cuando hay estado coloidal, el coloide tiene dimensiones que varían entre 1μ y 1000μ . Y cuando hay suspensión gruesa las partículas o gotas suspendidas tienen tamaños iguales o mayores de 1000μ .

Para poder entender que es la Coagulación, es preciso que veamos las propiedades que caracterizan y distinguen a los coloides.

Existen 8 clases de disoluciones coloidales las cuales son:



Fase Dispersa	Fase Dispersante	Nombre	Ejemplo
• líquido	líquido	emulsión	aceite en agua
• sólido	líquido	"sol"	Turbiedad del agua
• gas	líquido	espuma	crema batida
• líquido	gas	aerosol	niebla, neblina
• sólido	gas	aerosol	humo, polvo
• líquido	sólido	"gel"	jalea
• sólido	sólido	-	vidrio coloreado
• gas	sólido	-	piedra pómez

ya que nos interesa eliminar la turbiedad y el color del agua, entonces nos ocuparemos de la dispersión del sólido en líquido.

Algo sobre sistemas coloidales

Se pueden dividir en:

- Moleculares y no moleculares (micelares).
- Liofílicos y liofóbicos.
- Diuturnos y caducos.
- Orgánicos e inorgánicos.

El término "coloide" significa originariamente "gelatinoso" y fue dado por Graham a las dispersiones de proteínas, al comprobar que no se comportaban como verdaderas soluciones.

Los coloides moleculares, están constituidos por sustancias polímeras, formadas por largas cadenas orgánicas, con pesos moleculares muy grandes (15,000-100,000) y tamaños entre 10^2 y 5×10^2 m μ de longitud por 0.2 y 1 m μ de grosor.

Ejemplos: gelatina, proteínas, almidón, no obstante estar dispersados molecularmente, no constituyen verdaderos solutos, sino coloides.

Los coloides de asociación o micelares (no-moleculares), pueden formarse por asociación de moléculas más pequeñas de minerales (ejem. oro) ó compuestos orgánicos (ejem. jabones, detergentes) que espontáneamente aglutinan en presencia de un dispersante en partículas de tamaño coloidal.

Los coloides liofílicos (hidrofílicos cuando se refieren al agua). Están constituidos por las dispersiones moleculares de sustancias poliméricas o sustancias aglutinadas en tamaño coloidal, que tienen una fuerte atracción por el solvente, y reaccionan químicamente con el agua en la cual están dispersados. (ejem. jabones, materia orgánica encontrada en el "agua negra"). Su estabilidad depende de la capa de hidratación que los rodea en la cual hay moléculas de agua adheridas que actúan como barrera que impide el contacto entre partículas.

Los coloides liofóbicos están, en cambio, formados por sustancias insolubles en el dispersante (ejem. arcillas, metales) y por lo mismo son mucho más inestables que los liofílicos. Son el tipo de dispersiones que más interesa en el tratamiento de aguas potables. Los coloides diuturnos (término que significa de "larga duración"). Son aquellos que no se modifican o se aglutinan durante mucho tiempo, comparado con el período de observación.

Los coloides caducos son, al contrario, los transitorios que se aglutinan o cambian rápidamente.

Los orgánicos (ejem. las proteínas o las grasas).

Los inorgánicos (ejem. el oro (Au) y las arcillas minerales).

Forma de los coloides.

La forma de los coloides tiene relación directa con sus propieda

des. Algunos las clasifican en:

- . Isométricas (tienen una dimensión igual en todas direcciones; (esferas, poliedros)).
- . Anisométricas. (se extienden preferentemente en una o dos dimensiones tales como cilindros, láminas, cintas, etc.)

En un líquido turbulento, las formas filamentosas o cilíndricas tienen mas oportunidad de contacto que las formas esféricas o poliédricas, lo cual influencia la posibilidad de aglutinación de las partículas.

Algunas de las más importantes propiedades de los coloides son:

- Propiedades cinéticas
 - . movimiento browniano
 - . difusión
 - . presión osmótica
- Propiedades ópticas
 - . efecto Tyndall-Faraday
 - . coloración.
- Propiedades de superficie (adsorción).
- Electrocinetismo.
 - . reemplazo isomórfico.
 - . ionización
 - . adsorción preferencial

PROPIEDADES CINÉTICAS :

a) Movimiento browniano.

Una de las propiedades que más distingue a las dipersiones coloidales, es el que no pueden sedimentarse, aún cuando las partículas sean más densas que el líquido que las rodea.

hasta alcanzar un equilibrio.

Esta es la razón por la cual si se introduce una celda, hecha de una membrana semipermeable que contenga cierta dispersión coloidal, en un líquido puro, ésta trata de introducirse dentro de ella, para establecer una concentración uniforme, diluyendo la dispersión coloidal y produciendo una elevación del líquido dentro de la celda. El incremento de volumen produce una presión del líquido dentro de la celda. El incremento de volumen produce una presión llamada, presión osmótica.

De acuerdo con Van't Hoff, la presión osmótica (p) es directamente proporcional a la concentración "c" (gr/lit) y la temperatura absoluta T, e inversamente proporcional al peso molecular, (M) así:

$$P = \frac{c}{M} RT$$

donde: R = constante de los gases = PV/T = Dinás xcm/
grado °K.

T = temperatura absoluta en grados Kelvin.

PROPIEDADES OPTICAS.

Las propiedades ópticas de los coloides son:

- . Dispersión de la luz.
- . Opalescencia.

a) Dispersión de la luz.

Un rayo de luz es diseminado al pasar a través de una suspensión coloidal. La diseminación es proporcional al tamaño de las partículas.

Cuando se usa un rayo bien definido se puede observar claramente un cono de luz. A este fenómeno se le suele llamar efecto de -

Tyndal- Faraday y se le puede observar en la vida diaria cuando un rayo de luz penetra una habitación oscura donde flotan partículas de polvo.

La diseminación hace aparecer las soluciones turbias. La turbiedad es por tanto una forma de medir la concentración de partículas coloidales en un líquido. (La dispersión de la luz consiste en la aparición de la luz fuera de su camino normal, por su interacción con una partícula pequeña).

b) Opalescencia.

Los coloides son primariamente incoloros, sin embargo, las suspensiones coloidales aparecen con una cierta coloración. Por ejemplo, la suspensión de hidróxido férrico es roja. Esto puede deberse a:

- a la diseminación de la luz.
- a la absorción selectiva por el coloide de una cierta longitud de onda.

La coloración puede usarse también para medir la concentración de los coloides.

La ley de Lambert-Beer establece que la absorción es proporcional a la longitud ("l") de la luz a través de la solución absorbente y a la concentración "c" de la solución.

PROPIEDADES DE SUPERFICIE.

Cuando la materia se subdivide hasta llegar al tamaño coloidal se produce un gran incremento del área.

(si dividimos un cubo de 1 cm de lado en cubos de 1 m^μ obtendremos un área de 6,000 m²).

Esta enorme superficie tiene la tendencia a absorber, en la inter

fase sólido-líquido, moléculas, iones ó coloides.

La capacidad de adsorción de las superficies es una de sus principales propiedades. El fenómeno es exotérmico, es decir libera energía térmica. En cambio el fenómeno contrario, esto es la - "desorción", es endotérmico, ó sea que consume energía en el proceso.

La ecuación de Freundlich establece que la cantidad de material adsorbido por unidad de peso del adsorbente, es proporcional a la concentración de equilibrio .

PROPIEDADES ELECTROKINETICAS.

Se ha observado que las partículas de una dispersión coloidal, se mueven de un polo de determinado signo a otro, al estar sometidos a un campo eléctrico, lo que demuestra que poseen una carga electrostática. Esta carga primaria de los coloides se debe a tres causas principales:

- . reemplazo isomórfico.
- . ionización.
- . adsorción preferencial.

a) Reemplazo isomórfico.

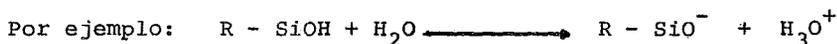
Se dijo al hablar de arcillas, que la estructura reticular de los cristales puede tener imperfecciones. Dichas imperfecciones pueden originar el reemplazo de un átomo de mayor valencia por uno de menor valencia ó viceversa, creando así una carga eléctrica en la partícula.

Por ejemplo, si en la estructura reticular tetraédrica del SiO_4 un

átomo de Si (valencia + 4) es reemplazado por uno de Al (valencia + 3), el cristal quedará cargado negativamente. El signo y la magnitud de la carga; en este caso, son independientes de las características de la fase acuosa.

b) Ionización.

Muchos coloides naturales contienen en la superficie grupos químicos (carboxilos, hidroxilos, etc.) que pueden ionizarse dando origen a cargas eléctricas.



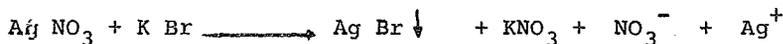
Estando envuelto en las ecuaciones el grupo hidroxilo, la carga primaria es dependiente del p^{H} .

c) Adsorción preferencial.

Los coloides pueden también cargarse por adsorción preferencial de iones en la superficie. Este fenómeno puede deberse a:

- 1.- fuerzas químicas (quimiosorción).
- 2.- fuerzas electrostáticas o eléctricas.

Un ejemplo puede encontrarse en la precipitación del bromuro de plata, que queda en forma coloidal como resultado de la reacción, entre el nitrato de plata y el bromuro de potasio.



El "sol" de bromuro de plata adsorbe iones Ag^+ quedando cargado positivamente. Estos iones suelen llamarse "iones determinantes del potencial". El signo y magnitud de la carga dependen en este caso, en gran parte, de las características de la fase acuosa. Esta carga primaria de los coloides produce una fuerza repulsiva, que impide la aglomeración ó coagulación de las partículas, cuando

éstas se acercan a otras.

Por tanto, dos fuerzas deben tenerse en cuenta:

- las coulómbicas de repulsión y
- las atractivas de Van der Waals.

Las fuerzas coulómbicas de repulsión se desarrollan cuando dos partículas de igual signo se aproximan y varían proporcionalmente con el producto de sus cargas ($q_1 \times q_2$), e inversamente proporcional con el cuadrado de la distancia.

$$F = \frac{q_1 \times q_2}{E l^2}$$

E = cte. que es igual a la unidad cuando las cargas actúan en el vacío .

Su intensidad está controlada por las características tanto de la fase acuosa como de la fase sólida.

Por otra parte, las fuerzas de Vander Waals se deben a una multiplicidad de causas, una de las cuales se ha atribuido al movimiento continuo de los electrones en sus órbitas, el cual crea un campo magnético que fluctúa constantemente en forma bastante compleja y ejerce influencia sobre los electrones de la materia circundante, dando origen a fuerzas que son siempre atractivas y que pueden existir entre partículas de carga opuesta, entre partículas neutras y entre partículas con la misma carga. Dicha fuerza es relativamente débil, decrece en proporción a la séptima potencia de su distancia y, en consecuencia, rara vez es efectiva a más de 10^{-6} mm.

Su magnitud es independiente de la carga neta de los coloides y no varía, por tanto, con el pH ni con otras características de la fase acuosa. Las fuerzas de Van der Waals son grandemente responsables de la adsorción de moléculas o iones en las partículas coloidales.

COAGULACION Y FLOCULACION.

Se llama coagulación - floculación al proceso por el cual las partículas se aglutinan en pequeñas masas con peso específico superior al del agua llamadas "floc" .

Dicho proceso se usa para:

- . Remoción de turbiedad orgánica e inorgánica que no puede sedimentarse rapidamente.
- . Remoción de color verdadero y aparente.
- . Eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos susceptibles de ser separados por coagulación.
- . Destrucción de algas y plancton en general .
- . Eliminación de sustancias productoras de sabor y olor en algunos casos y de precipitados químicos suspendidos en otros.

El uso de cualquier otro proceso, como la sedimentación simple , para la remoción de partículas muy finas, resulta antieconómico, si no imposible. Hay que distinguir dos aspectos fundamentales en la coagulación-floculación del agua:

- a.- La desestabilización de las partículas suspendidas, o sea la remoción de las fuerzas que las mantienen separadas.
- b.- El transporte de ellas dentro del líquido para que hagan contacto, generalmente estableciendo puentes entre sí y formando una malla tridimensional de coágulos porosos.

Al primer aspecto los autores suelen referirse como coagulación y al segundo como floculación.

La coagulación comienza en el mismo instante en que se agregan los coagulantes al agua y dura solamente fracciones de segundo.

Básicamente consiste en una serie de reacciones físicas y químicas,

entre los coagulantes, la superficie de las partículas, la alcalinidad del agua y el agua misma.

La floculación es el fenómeno por el cual las partículas ya desestabilizadas chocan unas con otras para formar coágulos mayores. Dos modelos explican el primer aspecto: el de la doble capa, basado en las fuerzas electrostáticas de atracción y repulsión, y el del puente químico que establece una relación de dependencia entre las fuerzas químicas y la superficie de los coloides.

En el segundo aspecto, debe distinguirse entre: floculación ortocinética y pericinéctica. La primera es la inducida por la energía comunicada al líquido por fuerzas exteriores (paletas giratorias, por ejemplo). La segunda es la promovida, internamente dentro del líquido, por el movimiento de agitación que las partículas tienen dentro de aquel (movimiento browniano) y por la gravedad o peso de las partículas que al caer tienden a aglomerarse, y se realiza en un tiempo muy corto después de desestabilizada la partícula.

En las plantas de tratamiento la floculación es tanto pericinéctica como ortocinética.

Resumiendo:

- | | | |
|--|---|---|
| 1.- Desestabilización de partículas
(coagulación) | { | Modelo físico (doble capa).
Modelo químico (puente químico) |
| 2.- Transporte de partículas
(floculación) | { | Ortocinéctico (Creado en el líquido por el gradiente de velocidad).
Pericinéctico {
Por el movimiento Browniano.
Por sedimentación. |

Observación: Coagular.- Viene del latín "coagulare" que significa aglutinar.

Flocular.- Viene del latín "floculare" que significa hacer un flóculo.

EXPLICACION DE LA COAGULACION.

MODELO FISICO.- Este modelo explica la coagulación del agua teniendo en cuenta las fuerzas electrostáticas existentes en las partículas, considerandolas rodeadas de una doble capa eléctrica que interacciona con la fase acuosa. Se han presentado, sucesivamente, tres teorías para explicar este concepto.

. la de HELMHOLTZ

. la de GOUY-CHAPMAN.

. la de STERN.

- a) La de Helmholtz, supone que acudirán a la superficie del coloide, tantos iones positivos (contraiones) del medio dispersante cuantos sean necesarios para neutralizar su carga.

Se formará una capa adherida alrededor de él, en la que caerá todo el potencial (ψ). Esta fue la teoría inicial propuesta por Helmholtz en 1879 y analizada por Nernst diez años más tarde.

- b) Gouy en 1910 y Chapman en 1913, demostraron que la teoría de Helmholtz- Nernst no era adecuada, pues la agitación térmica del líquido tiende a separar los contraiones de la superficie del coloide y a formar una capa difusa alrededor de ella, en la que el potencial cae lentamente prolongándose hasta una distancia (δ) dentro del líquido que la rodea.

c) En 1924, Stern mostró que era necesario aceptar la posibilidad de la coexistencia de las teorías de Helmholtz y las de Gouy, considerando la formación de una capa adherida y una capa difusa alrededor del coloide. El potencial (ψ) cae rápidamente en la capa adherida y lentamente en la capa difusa.

A esta última suelen referirse los autores como "capa de Gouy" ó "Gouy-Chapman", y su espesor (δ) (teóricamente infinito) puede ser determinado prácticamente .

La capa adherida es llamada capa de Stern. (Por transportarse con la partícula se puede considerar como parte del coloide).

Debe notarse que el espesor del doble lecho en comparación con su diámetro es muy pequeño, del orden de centésimas de micrones.

ALGO SOBRE POTENCIALES:

En un coloide deben tenerse en cuenta, los siguientes potenciales:

- 1.- El potencial (ψ) que existe en la superficie del coloide, ó potencial de Nernst.
- 2.- El potencial (ψ) que existe en la superficie interior de la doble capa, donde empieza la capa difusa.

3.- El potencial "zeta" (ζ) que existe en el plano de cizalla, y que es el que por su importancia en la coagulación, estudiaremos más detenidamente.

El plano de cizalla es el que separa del resto de la dispersión la sección de la capa que se mueve con la partícula formando parte integral de ella, y está situado en algún punto, entre la superficie interior y la superficie exterior de la doble capa. Como no se puede separar el coloide de los contraiones que lo rodean, el único potencial que se puede determinar con más o menos precisión es el potencial "zeta", ó sea el potencial en la superficie del plano de cizalla.

POTENCIAL ZETA.

La teoría de la doble capa no está aún totalmente completa. La simplificación hecha por Helmholtz en 1879 dá, sin embargo una mayor comprensión del fenómeno.

Helmholtz asimila la doble capa a un condensador de dos cargas iguales y opuestas, separadas por el espesor (d).

Si las cargas son iguales a (q), el potencial de dicho condensador es el potencial "ZETA" (ζ).

De acuerdo con la electrostática, este potencial varía con la constante dieléctrica (D_c) y viene expresado por la fórmula:

$$\zeta = 4\pi q \frac{(d)}{D_c} \quad \text{de donde} \quad (q) = \frac{\zeta (D_c)}{4\pi}$$

El producto ($q\delta$), ó sea la carga de la partícula por la distancia hasta la cual se le considera efectiva, es llamado el momento eléctrico del coloide, y ha sido determinado experimentalmente partiendo del valor de la constante dieléctrica.

MEDICIONES ELECTROKINETICAS.

Para estimar el potencial en la superficie del conjunto partícula-contraciones, que se transportan unidos dentro del líquido cuando se les somete a un campo eléctrico, se suele medir el desplazamiento diferencial y por él calcular el potencial en el plano de cizalla ó potencial zeta, que será inferior al de Stern, es cierto, pero no muy inferior. Tres tipos de mediciones electrocinéticas suelen efectuarse para determinar el potencial zeta.

- a) La electroforesis.
- b) La electroósmosis.
- c) El potencial de corriente.

- Si las partículas coloidales se mueven en un campo eléctrico, llevando parte de la doble capa consigo, esto es electroforesis.
- Si la superficie cargada se mantiene quieta, como por ejemplo la pared de vidrio de la celda, la aplicación de un campo eléctrico en la suspensión hará que los contraiones cerca de la pared se muevan, arrastrando con ellos el líquido. Esto es electroósmosis. Si el líquido que contiene contraiones se difunde

a través de un tapón poroso éste desarrolla una diferencia de potencial entre los dos lados del tapón. Esto es potencial de corriente.

La electroforesis, es el procedimiento más empleado para medir el potencial zeta. Se hace básicamente en dos formas:

- . con el "ZETA METER."
- . con la celda de Briggs.

En ambos casos la suspensión coloidal cuyo potencial zeta se quiere medir, se coloca en una celda capilar con electrodos en los extremos, la cual va montada sobre un microscopio, provisto de retículos calibrados. Se aplica una determinada corriente a dichos electrodos, para crear una diferencia de potencial, y se mira con el microscopio la velocidad con que las partículas, que se ven como puntos luminosos, se desplazan entre los retículos.

Esta medición hay que hacerla en el punto de la celda en que el movimiento del agua por efectos térmicos, es cero.

Como la velocidad v (cm/seg) con que la partícula se traslada guarda relación con el mayor ó menor potencial zeta que ella posea:

$$v = \frac{\zeta (Dc)}{4\pi\mu}$$

En donde μ es la viscosidad absoluta del agua en poises.

Esta es la ecuación de Helmholtz-Smoluchowski.

$$\text{Despejando: } \zeta = \frac{4\pi\mu v}{(Dc)}$$

En la mayoría de los casos, la movilidad electroforética " v ",

se expresa en micrones/segundo por voltio/cm, dando así simultáneamente la velocidad de translación de la partícula y el gradiente del potencial del campo.

Para un líquido dado y a una temperatura determinada.

$$\frac{4\pi A}{Dc} = \text{cte.} \quad \text{Por lo tanto, } \zeta = (\text{constante}) \times "v"$$

ESTABILIDAD E INESTABILIDAD DE LAS SUSPENSIONES COLOIDALES.

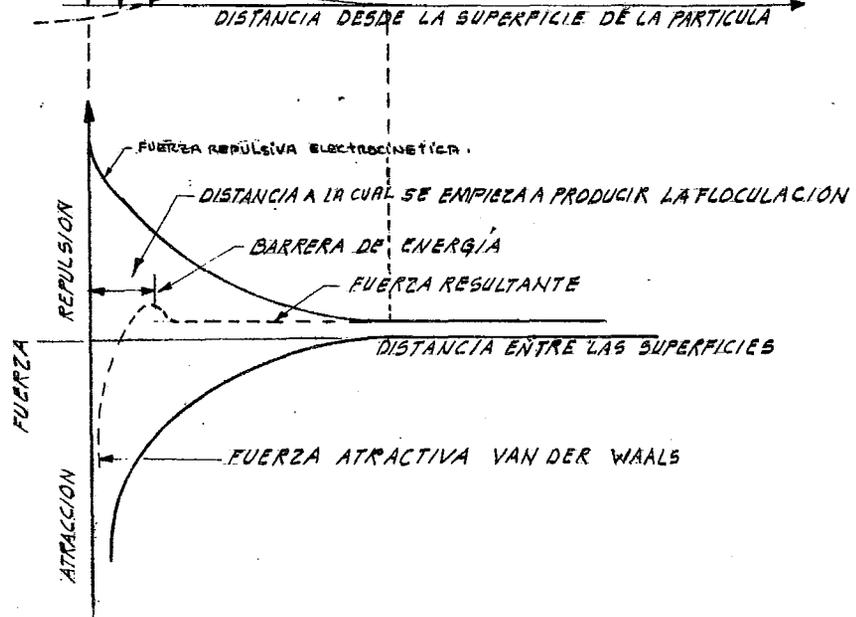
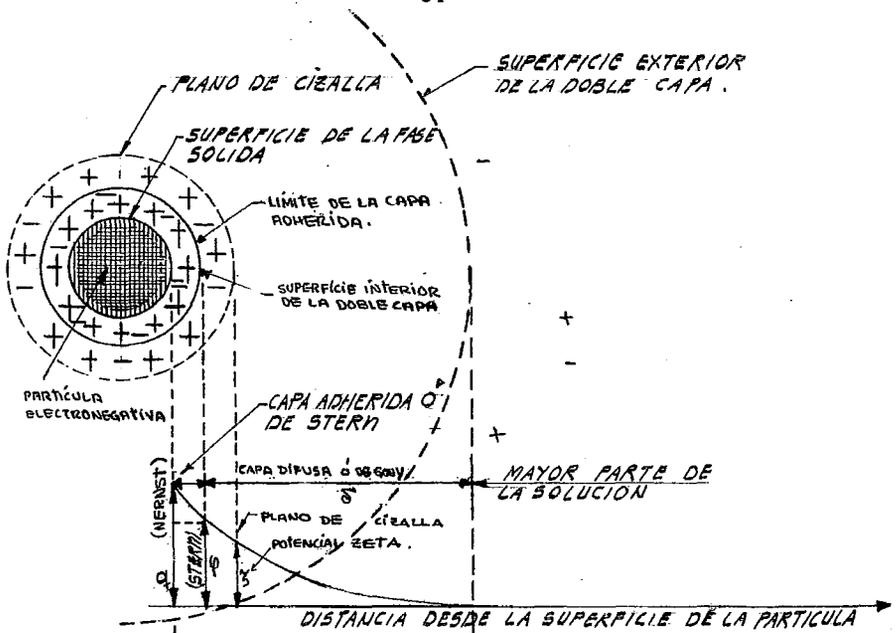
Hamaker, en 1936, desarrolló su célebre teoría sobre la estabilidad o inestabilidad de los coloides liofóbicos, según la cual, éstos dependen de la acción combinada:

- De las fuerzas coulombicas de repulsión.
- De las fuerzas atractivas de Van der Waals.

Si componemos las fuerzas atractivas y repulsivas nos dan una resultante que es la marcada por la línea de puntos. Esta resultante tiene una cresta que es llamada "barrera de energía". Para que un coloide flocule, es decir se aglutine con otros, es necesario que las partículas se aproximen a una distancia menor que "L", esto es una distancia menor que la que existe entre el centro del coloide y la cresta de la resultante o barrera de energía. (ver figura anexa).

La ubicación de la barrera de energía varía con el p^H .

Ahora bien, los coloides se aproximan a distancia menor que la de la barrera de energía, cuando el potencial zeta baja hasta un punto llamado "punto isoeléctrico", ($\zeta = 0$), lo que sucede si:



- . se neutraliza la carga (q).
- . se represa (compresión) (δ) incrementando el número de iones en la solución.

COAGULACION POR NEUTRALIZACION DE LA CARGA.

La neutralización de las cargas de coloides liofóbicos, puede hacerse según Mackrle:

- . Por cambio de la concentración de los iones que determinan el potencial del coloide.
- . Por la adsorción de iones que posean una carga opuesta a las de los iones determinantes del potencial, y que sean capaces de reemplazar a éstos en la capa de STERN.

2.- Coagulación por compresión de la doble capa.

Incrementando la concentración del electrolito se incorporan contraiones en la capa difusa o de Gouy-Champman, con lo cual ésta se represa y se disminuye la magnitud de las fuerzas repulsivas, permitiendo la eliminación de la barrera de energía. Por eso, la adición de una sal neutra (electrolito indiferente) no cambia el potencial del coloide pero altera la forma de la curva de las fuerzas coulombicas, disminuyendo la distancia (δ) hasta la cual son efectivas.

Al primer tipo de coagulación los autores lo consideran como el mecanismo de interacción de la superficie específica; al segundo, como el mecanismo de reducción de la interacción de la doble capa. No existe una línea de demarcación precisa en-

tre estos dos mecanismos, ambos pueden actuar simultaneamente para promover la desestabilización de las partículas.

La reducción de espesor de la doble capa, sin embargo, es más importante que la reducción del potencial zeta hasta el punto isoeléctrico ($\zeta=0$).

La concentración de electrolito necesaria para realizar la coagulación depende de la carga de los iones, de acuerdo con la ley de Schulze-Hardy, que dice: "La precipitación de un coloide es efectuada por aquel ión del electrolito añadido, que tenga una carga opuesta en signo a la de las partículas coloides y el efecto de dicho ión se incrementa tanto más cuanto mayor sea el número de cargas que posea".

De acuerdo con esta ley se ha encontrado que un ión bivalente es de 30 a 60 veces más efectivo que un ión monovalente; y un ión trivalente, de 700 a 1000 veces más efectivo que un ión monovalente.

Del modelo físico de la coagulación, se deducen los siguientes principios:

- a.) Existe una "concentración crítica de coagulación" que debiera alcanzarse cuando los coloides disminuyen su potencial hasta alcanzar el punto isoeléctrico ($\zeta=0$).
- b.) La "concentración crítica de coagulación" debe ser independiente de la concentración de la fase dispersa o concentración de sólidos floculables en el agua.
- c.) El exceso de coagulantes agregados al agua, no puede producir inestabilización de las partículas, por cuanto los

coloides no adsorben más contraiones de lo que su carga primaria lo permite.

Se ha observado, sin embargo, que la "concentración crítica de coagulación", se alcanza con valores cercanos al punto isoeléctrico como regla general, pero no necesariamente cuando ($\zeta=0$), lo cual contradice al punto "a". por otro lado, a mayor turbiedad, aunque no siempre, se requiere mayor cantidad de coagulantes, esto contradice el punto "b".

Asimismo, si se agrega un exceso de coagulantes, la coagulación no se efectúa o se realiza pobremente porque los coloides pueden re-estabilizarse, lo que contradice el punto "c".

El modelo físico de la coagulación, por tanto, podría no explicar la totalidad del fenómeno. Algunos autores han recurrido por eso a un modelo químico para complementarlo.

MODELO QUIMICO DE LA COAGULACION.

El modelo químico de la coagulación considera que la carga primaria de las partículas coloidales se debe a la ionización directa de los grupos químicos presentes en la superficie de ellas, tales como hidróxilos, carboxilos, fosfatos, o sulfatos; y que la precipitación de los coloides se realiza por reacción de estos grupos con los iones metálicos polivalentes agregados con los coagulantes.

Según esto, el efecto desestabilizante de ciertos iones se interpreta más en términos de interacción química que exclusiva-

mente en términos de adsorción de contraiones en la doble capa, como en el modelo físico.

La repulsión electrostática puede disminuir, pero no necesariamente eliminar la adsorción de un ión en la superficie de un electrodo que tiene una carga similar. De donde se deduce que la contribución química de la adsorción de iones, puede ser mayor, a veces, que la contribución electrostática. 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.

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

Si (τ) es el número de segmentos por molécula que posee un polímero, y (β) el número de segmentos adsorbidos por molécula, la cantidad de segmentos libres será $(\tau - \beta)$.

La proporción de segmentos adsorbidos será (β/τ) . Por otro lado, si (P_0) , es la concentración de polímero añadido y (P) es la concentración residual de polímero después de realizada la adsorción, $(P_0 - P)$ será la concentración adsorbida y $(P_0 - P)N$ (N ; es el número de Avogadro) las moléculas concentradas en

la interfase.

El número de sitios cubiertos será:

$$\theta (P_0 - P) N$$

y la fracción de sitios cubiertos en una superficie dada:

$$\theta = \frac{\theta (P_0 - P) N}{s s_0}$$

En donde (s) es el número de sitios de adsorción por unidad de área y (s_0) es el área superficial de los coloides.

La probabilidad de flocular de los coloides es proporcional a la fracción de superficie cubierta (θ) por el polímero y a la fracción de superficie no cubierta ($1-\theta$).

Por tanto, la velocidad de formación de floc $-\frac{dn_0}{dt}$ (velocidad de disminución del número de partículas primarias sin flocular)

es igual a: $-\frac{dn_0}{dt} = K_1 n_0^2 (\theta) (1-\theta)$.

donde: n_0 = número de partículas primarias sin flocular.

Partiendo de la ecuación anterior, los autores antes mencionados concluyen que:

a.- Cuando el polímero no es adsorbido ($\theta=0$) el "floc" se desintegra espontáneamente y (dn_0/dt) se aproxima a cero.

b.- Cuando la superficie está totalmente cubierta ($\theta=1$) no se pueden formar puentes y (dn_0/dt) se aproxima también a cero.

c.- En cambio, cuando $\theta = 0.5$ y la mitad de la superficie de los coloides está cubierta por los segmentos poliméricos, el "floc" tiene la máxima estabilidad ($dn_0/dt = \text{máxima}$).

Esto explica el que la coagulación sea pobre o no se produzca,

cuando se pone un exceso de polímeros. Pues, en este caso, todos los sitios de adsorción pueden quedar cubiertos ($\theta=1$), lo que reestabiliza las partículas sin que tal cosa signifique reversión del potencial zeta.

Por otra parte, dentro de determinadas condiciones, una suspensión desestabilizada puede estabilizarse de nuevo si es sometida a una agitación violenta, puesto que las partículas llegan a quedar totalmente cubiertas por el polímero, al doblarse las cadenas poliméricas sobre si mismas y ocupar sitios en el mismo coloide al cual se han adherido.

El modelo del puente químico, también explica la relación (estequiométrica) que existe entre la cantidad de superficie disponible o cantidad de coloides y la cantidad de coagulantes agregados.

Además se puede comprender el hecho de que en muchos casos se obtenga coagulación óptima con polímeros que tienen una carga similar a la de los coloides.

Por último, concluye O'Melia. "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 Fe^{+++} y Al^{+++} no se pueda describir en forma completa por ninguno de estos dos modelos; sin embargo, la comprensión del proceso empieza con la comprensión de ambos modelos".

FASES DE LA COAGULACION.

Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que estos modelos simplifican el fenómeno para poderlo analizar. En la práctica, en adición a los efectos químicos y electrostáticos, hay que considerar los aspectos perifericos y ortocinéticos capaces de crear segregación del coagulante dentro de la masa de agua, haciendo que su concentración no sea uniforme y que, en consecuencia, las reacciones tengan diferentes características en los diferentes puntos del líquido.

Esto quizás puede explicar por qué ninguno de los dos modelos describe la totalidad del proceso.

Debe tenerse en cuenta también que cuando se habla de la 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. Cuando se dice, por ejemplo, que una suspensión ha alcanzado el punto isoeléctrico, lo que se quiere indicar es que el promedio de la carga de las partículas es cero, o tiende a cero; pero no debe olvidarse que cierta proporción tiene cargas positivas ó negativas, lo que complica la interpretación del fenómeno.

Conviene distinguir además entre:

- a.- Los coloides que existen en la suspensión y se quieren desestabilizar, y
- b.- Los coloides que se forman al agregar los coagulantes.

Teniendo en cuenta esta distinción, podríamos considerar la coagulación desarrollándose en cinco fases consecutivas ó simultáneas que implicarían reacciones químicas y físicas. Así:

- 1.- Hidrólisis de los coagulantes y desestabilización de las partículas existentes en la suspensión.
- 2.- Precipitación y formación de compuestos químicos que se polimerizan.
- 3.- Adsorción de las cadenas poliméricas en la superficie de los coloides.
- 4.- Adsorción mutua entre coloides.
- 5.- Acción de barrido.

Al agregar un coagulante al agua, éste se hidroliza y puede producir la desestabilización de las partículas por simple adsorción específica de los productos de hidrólisis (generalmente con carga positiva), en la doble capa que rodea a los coloides negativamente cargados (compresión de la doble capa ó neutralización de las cargas), o por interacción química con los grupos ionizables de su superficie (1a. fase).

Por otro lado, como los productos de la hidrólisis de los coagulantes sufren reacciones de polimerización, se transforman en largas cadenas tridimensionales con extremos activos. (2a. fase).

Estas cadenas pueden ser fácilmente adsorbidas en los sitios vacantes de adsorción de los coloides existentes en la suspensión, dejando los extremos extendidos en el agua. (3a. fase).

Dichos extremos pueden adherirse a otros coloides que tengan sitios vacantes también, formando así masas esponjosas de partículas de la suspensión ligadas por cadenas poliméricas (4a. fase).

Este proceso debe ser ayudado agitando lentamente el agua. Al sedimentar, éstos coágulos hacen un efecto de barrido (5a. fase), atrapando en su caída nuevas partículas que se incorporan a los microflóculos en formación. La aparición de hidróxilos metálicos insolubles en agua, que se precipitan, puede contribuir también y, en algunos casos, producir por sí sola el efecto de barrido. Debe notarse que este modelo de la coagulación es bastante simplificado, y que las fases pueden coexistir y en ocasiones invertirse.

Las fases 1 y 3 podrían ser simultáneas, por ejemplo, cuando se agregan polielectrolitos al agua, en cuyo caso la causa de la desestabilización de las partículas puede ser la adsorción de las cadenas poliméricas agregadas con el polielectrolito. Cuando se usan coagulantes metálicos, la desestabilización y la formación de polímeros podrían ocurrir como fenómenos separados pero no necesariamente consecutivos.

Los polímeros formados por los coagulantes metálicos son menos efectivos como aglutinantes para enlazar partículas, que los orgánicos o sintéticos que ya están formados cuando se agregan al agua.

Puede también ocurrir que un coloide adsorba a otro de carga opuesta sin ligante ninguno (coagulación mutua).

- ZONA II.- Al incrementar la dosis de coagulantes, se produce una rápida aglutinación de los coloides.
- ZONA III.- Si continua incrementándose la dosis, llega un momento en que no se produce buena coagulación, pues los coloides se reestabilizan.
- ZONA IV.- Al aumentar aún más la dosis hasta producir una supersaturación, se produce de nuevo una rápida precipitación de los coagulantes que hace un efecto de barrido, arrastrando en su descenso las partículas de turbiedad.

CONCENTRACION DE COLOIDES.

El que se produzca uno o varios de los procesos descritos al analizar una muestra de agua, depende del área superficial total de los coloides, que puede ser mayor o menor, según sea la concentración de las partículas y su diámetro.

La misma área superficial puede producirse con un diámetro grande de partículas y una alta concentración que con un pequeño diámetro y una baja concentración.

Cuanto más se subdividan las partículas, menor número de ellas se necesitan para producir una superficie dada.

Black y Vilaret han relacionado el diámetro de las partículas con las dosis óptima de polielectrolito requerida para desestabilizar esferas de látex de diámetro uniforme, y han encontrado que cuando se usa un polímero catiónico, las dosis que producen

Cuando la turbiedad del agua es muy pequeña (línea AB), se necesita una gran cantidad de coagulante para iniciar la precipitación. A medida que aumenta la concentración de partículas esta cantidad disminuye.

En cambio, cuando la turbiedad del agua es alta (línea CD) existe una relación estequiométrica entre la dosis de coagulante aplicado y la cantidad de partículas suspendidas. Esto es, a mayor concentración de coloides, mayor cantidad de coagulante se requiere para iniciar la coagulación.

La razón para esta aparente discrepancia en el comportamiento de las aguas con alta y con baja turbiedad, se ha explicado diciendo que en el primer caso, la coagulación es producida principalmente por la precipitación de los hidróxidos metálicos ($\text{Al}(\text{OH})_3$, $\text{Fe}(\text{OH})_3$) que aparecen al reaccionar los coagulantes con la alcalinidad y que al descender arrastran las partículas que encuentran a su paso (floc de barrido). Se necesita por eso una gran cantidad de coagulante para crear un voluminoso precipitado que pueda producir este efecto. En el segundo caso, la coagulación es llevada a cabo por la adsorción de productos de hidrólisis o polímeros en la superficie de las partículas de turbiedad, y existe por eso una relación estequiométrica entre la superficie de los coloides y la cantidad de coagulantes añadidos.

Esta reacción requiere para completarse, por lo general, una menor cantidad de coagulante y una mayor cantidad de tiempo. Las suspensiones concentradas, difícilmente se reestabilizan

aún aplicando grandes dosis de coagulantes.

De lo anterior se deduce que: el que un agua, sea poco o muy turbia, cambia su comportamiento cuando se quiere coagularla. Usando los mismos cuatro tipos de agua que considera O'Melia, se ha elaborado la tabla siguiente, que clasifica las suspensiones según su comportamiento en la coagulación.

REMOCION DE COLOR.

El mecanismo de la coagulación de las partículas de color, es distinto al de la coagulación de partículas de turbiedad.

Esto se debe a la diferente naturaleza del color.

El color es producido por lo que se denomina sustancias húmicas, término bastante genérico que cubre una gran variedad de complejos compuestos químicos no definidos de variable peso molecular, que están en estado coloidal, tienen su origen en la descomposición de la materia orgánica, y poseen una definitiva afinidad (hidrofilica) por el agua.

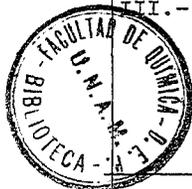
Las sustancias húmicas se han clasificado en carbón húmico (humus coal), ácido fúlvico, ácido himatomelánico y ácido húmico.

El ácido fúlvico es quizás la fracción más soluble.

El tamaño del coloide de color es extremadamente fino. Experimentos hechos por Black y Christman demostraron que la membrana filtrante de 10 mμ de abertura de malla retiene solamente el 13% del color original.

CLASIFICACION DEL AGUA SEGUN SU COMPORTAMIENTO EN LA COAGULACION

<u>TIPO DE AGUA:</u>	<u>COAGULACION PRODUCIDA POR:</u>	<u>FORMA DE COAGULACION REQUERIDA:</u>
I.- Baja conc. de coloides, baja alcalinidad	Formación de precipitado floc de barrido	Alta dosis de coagulantes. Adición de alcalinidad o partículas, o ambas.
II.- Baja conc. de coloides, alta alcalinidad.	Formación de precipitado Floc de barrido	Alta dosis de coagulantes Adición de partículas.
III.- Alta conc. de coloides, Baja alcalinidad	Adsorción de polímeros metálicos positivos en la superficie de los coloides (pH 4 a 7).	Dosis de coagulante incrementa con concentración de partículas. Adición de alcalinidad.
IV.- Alta conc. de coloides, alta alcalinidad	Adsorción de polímeros metálicos positivos y precipitación de hidróxidos (pH mayor de 7)	Dosis de coagulantes incrementa con concentración de partículas.



En cambio membranas de colodión con poros de 2,5 μ retuvieron el 91%. Esto sugiere que las partículas tienen tamaños que varían entre 3.5-10 μ , lo que está muy cerca del límite entre dispersión coloidal y solución verdadera.

Otra característica del color es la de que disminuye su intensidad con la disminución del pH . Este fenómeno se puede observar en la vida diaria al ponerle limón al té. Existe bastante evidencia de que la mayoría de las partículas de color, son electronegativas; y que se mantienen en suspensión debido a las fuerzas coulombicas de repulsión.

De acuerdo con experimentos de Black, las siguientes generalizaciones pueden hacerse:

- Una remoción satisfactoria de color puede obtenerse con movilidad positiva de las partículas, o sea, la coagulación óptima no se produce necesariamente en el punto isoeléctrico.
- El pH óptimo para coagular el color es generalmente más bajo ($pH= 3.5-6$) que el que se necesita para desestabilizar las arcillas ($pH= 6-7$).
- La cantidad de color que queda después de efectuada la coagulación, varía al cambiar el pH , en forma mucho más acentuada que cuando se desestabiliza la turbiedad. Al aumentar el pH se fija el color.
- Existe una marcada relación estequiométrica entre la cantidad de color y la cantidad de coagulante.

COAGULANTES.

Los coagulantes los podemos clasificar en dos grandes grupos:

- . Los polielectrolitos o ayudantes de coagulación.
- . Los coagulantes metálicos.

Ambos grupos básicamente actúan como polímeros además de la carga eléctrica que poseen.

En los primeros, las cadenas poliméricas están ya formadas cuando se los agrega al agua.

En los segundos, la polimerización se inicia cuando se pone el coagulante en el agua, después de lo cual viene la etapa de adsorción por los coloides presentes en la fase acuosa.

Es, sin embargo, necesario observar que la velocidad de sedimentación de las partículas coaguladas no depende en forma exclusiva de los coagulantes usados, sino del peso de las partículas que se trata de sedimentar.

POLIELECTROLITOS.

En los últimos 15 años se ha venido usando en los Estados Unidos y Europa, polielectrolitos naturales ó sintéticos ya sea como coagulantes ó como ayudantes de coagulación.

Los polielectrolitos son una serie de compuestos orgánicos muy variados en su estructura química, como derivados del almidón y la celulosa, materiales proteínicos y otros muchos, los cuales se producen en forma sintética.

Existen más de 100 marcas comerciales,

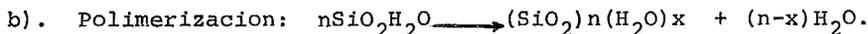
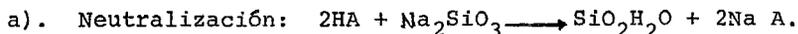
Químicamente son polímeros de alto peso molecular (10^4 - 10^7) con un gran número de sitios activos en sus largas cadenas orgánicas, que pueden ser lineales o con brazos, compuestos de un solo tipo de monómero o de varios tipos: pero, en todos los casos, forman macromoléculas de tamaño coloidal.

Los polielectrolitos se clasifican de acuerdo con su carga en aniónicos y catiónicos; según que los grupos ionizables que poseen sean negativos ó positivos. También pueden ser no iónicos, cuando no poseen grupos ionizables.

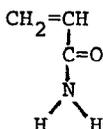
Uno de los más antiguos polielectrolitos usados fue la silice activada, que se prepara haciendo reaccionar una solución diluida de silicato de sodio (Na_2SiO_3) con cualquiera de los siguientes compuestos: ácido sulfúrico o silicato de sodio, o solución de sulfato de aluminio, o sulfato de amonio, o cloro, o bicarbonato de sodio ó bióxido de carbono.

Estos compuestos se denominan "agentes activadores" y son los que promueven la polimerización del (Na_2SiO_3). La extensión de este proceso depende del porcentaje de neutralización del silicato de sodio y se incrementa con el tiempo. Si se deja que se complete se forma un gel o pasta que puede tapar los conductos en el sistema de dosificación.

La reacción se realiza en dos partes:



En donde "A" representa el radical del agente activador.
 La fórmula exacta de los polielectrolitos sintéticos es por lo general un secreto comercial,
 Packham considera que el 90% de ellos tiene como monómero básico la acrilamida.



La poliacrilamida es típicamente un polímero no iónico que puede manejarse en forma muy variada.
 Esto tiene la ventaja de que pueden sintetizarse una gran variedad de compuestos, con distintas propiedades y aplicaciones. 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 en condiciones en las cuales no hubiera habido normalmente coagulación. Esta reacción es generalmente rápida, con 85% del polímero adsorbido en menos de 10 segundos.
 La cantidad de polielectrolito que se usa es por lo común muy pequeña. Suele estar entre 0.01 y 1 mg/lt, lo que compensa un poco por su precio, que es alto. Los polielectrolitos sintéticos, sin embargo, rara vez se usan solos, sino en combinación con coagulantes metálicos.
 La razón para usar bajas dosis está en la cantidad tan enorme

de segmentos que ellos poseen. La poliacrilamida con un peso molecular de 5.5×10^6 produce 10^{13} segmentos por litro de agua con una dosis de 0.1 mg/lt.

Algunas conclusiones prácticas, derivadas de la investigación son:

- . Los polielectrolitos usados en unión de coagulantes metálicos comunes, producen un "floc" que sedimenta rápidamente.
- . Con ciertas aguas, la dosificación de polielectrolitos en pequeñas cantidades reduce el gasto de coagulantes.
- . Las algas son rápidamente coaguladas con polielectrolitos catiónicos.
- . A veces, los polielectrolitos actúan no como ayudantes de la coagulación, sino como coagulantes.
- . Todos los polielectrolitos no son igualmente efectivos con todas las aguas,
- . Dosis excesivas de polielectrolitos producen dispersión en lugar de ayudar a la coagulación.
- . Deben los polielectrolitos añadirse en forma de solución diluida para asegurar una completa mezcla.

COAGULANTES METALICOS.

Existe una variedad bastante grande de coagulantes metálicos todos los cuales los podemos clasificar en tres tipos: sales de aluminio, sales de hierro y compuestos varios.

COAGULACION CON SALES DE ALUMINIO.

Las sales de aluminio forman un "floc" ligeramente pesado.

Las más conocidas de éstas son el sulfato de aluminio, el sulfato de aluminio amoniacal y el aluminato de sodio.

El primero, es el coagulante que por su bajo costo y su manejo relativamente sencillo, se usa con mayor frecuencia en las plantas de tratamiento de agua potable, por lo cual lo estudiaremos en detalle.

QUIMICA DE COAGULACION CON Al⁽⁺⁺⁺⁾.

El sulfato de aluminio Al₂(SO₄)₃ · 18 H₂O, es un polvo de color marfil, ordinariamente hidratado, que con el almacenaje suele convertirse en terrones relativamente duros.

Cuando está en solución se encuentra hidrolizado, esto es, asociado, con el agua.



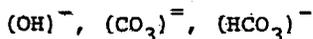
En realidad, esta es una propiedad común con todos los cationes metálicos, que no pueden permanecer puros cuando están rodeados de moléculas de agua. Por tanto, iones tales como Al⁺⁺⁺ ó Fe⁺⁺⁺ no existen en solución acuosa.

Los iones de aluminio hidratados Al(H₂O)₆⁺⁺⁺, actúan como un ácido en el sentido Brønsted. (Según la definición de Brønsted, comunmente aceptada, se considera que una molécula actúa como un ácido cuando dona un protón (H⁺); y como base, cuando acepta

un protón (H^+ }); y reaccionan, por tanto, con las bases que encuentran en el agua.

Así:

1ª Con la alcalinidad, que la expresaremos como:



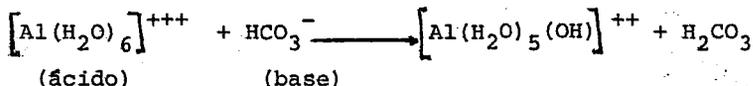
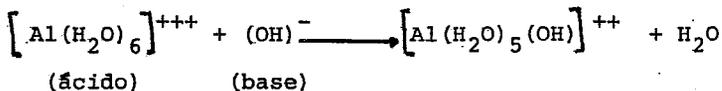
2ª Con las moléculas de agua (H_2O).

Como las bases que constituyen la alcalinidad son más fuertes que el H_2O , el $[Al(H_2O)_6]^{+++}$ reaccionará siempre antes con ellas, que con la molécula de agua. Por tanto, habrá un consumo de alcalinidad y un descenso del p_H.

I.- REACCIONES CON LA ALCALINIDAD.

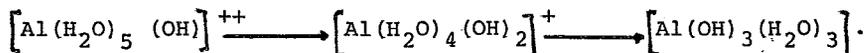
Las reacciones con la alcalinidad, desde el punto de vista de la teoría de ácidos y bases, ocurren con más facilidad que las reacciones con el agua.

Pueden expresarse en la forma siguiente:



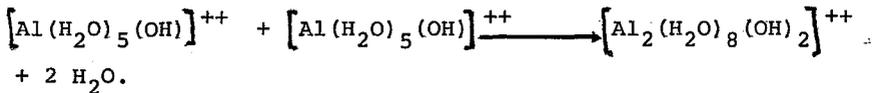
El $[Al(H_2O)_5(OH)]^{++}$ es un compuesto inestable y transitorio que se hidroliza rápidamente, reemplazando un H_2O por un $(OH)^-$.

Así:



El producto final es un hidróxido de aluminio insoluble que precipita a ciertos p^H y que puede no tener carga ó tenerla negativa $Al(OH)_4^-$.

De acuerdo con Stumm y Morgan, las especies monoméricas, esto es, que contienen un solo ión de aluminio, se polimerizan reaccionando entre si:

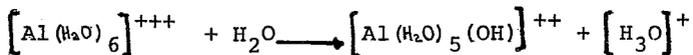


Estas reacciones de polimerización continúan con el tiempo, formando compuestos tales como $Al_6(OH)_{15}$, $Al_8(OH)_{20}$ y, finalmente, $Al(OH)_3(H_2O)_3$ ó $[Al(OH)_4]^-$, según el p^H .

Tanto los iones de aluminio hidratados como los compuestos poliméricos pueden ser adsorbidos rápidamente por las partículas del agua; produciendo su desestabilización. Los hidróxidos de aluminio son, en cambio, menos efectivos como coagulantes.

II.- REACCIONES CON EL AGUA.

Cuando toda la alcalinidad se consume (si se consume), el ión de aluminio hidratado reacciona con el agua, que es una base débil.



Como en el caso anterior el $[Al(H_2O)_5(OH)]^{++}$ es considerado como un compuesto transitorio, que se hidroliza para producir hidróxidos de aluminio, y que se combina para producir compues-

tos poliméricos hasta llegar al $[\text{Al}(\text{OH})_3(\text{H}_2\text{O})_3]$ neutro ó $[\text{Al}(\text{OH})_4]^-$ negativo.

III.- INFLUENCIA DEL p^{H} .

Ya en 1923 Theriault y Clark habían reconocido que "un precipitado de alumbre, no se forma cuando la solución final es muy ácida o muy alcalina", y daban como fórmula para el "punto isoeléctrico" definido como "aquel punto en el cual hay una equivalencia eléctrica de iones de aluminio positiva y negativamente cargados" la siguiente:

$$[\text{H}^+] = \sqrt[4]{\frac{\text{KasKw}^3}{3 \text{K}_{\text{bs}}}}$$

donde:

$[\text{H}^+]$ = concentración de iones hidrógeno.

Kas = producto de solubilidad ácida.

Kw = $[\text{H}^+][\text{OH}^-]$

Kbs = producto de solubilidad básica.

Aplicando ésta fórmula, los autores antes citados encontraron que el "punto isoeléctrico" estaba a $p^{\text{H}} = 5.6$

Cualquiera que sea el significado que ellos dieran al "punto isoeléctrico", lo importante es el haber reconocido que: "La concentración de iones hidrógeno de la mezcla final agua y sulfato de aluminio es de fundamental importancia en la formación del floc".

Esto se debe a que en todas las reacciones entre el $[\text{Al}(\text{H}_2\text{O})_6]^{+++}$ y el agua, los iones H^+ y OH^- están involucrados y por tanto dichas reacciones serán dependientes del pH .

Obsérvese que la reacción del ión de aluminio hidratado con la alcalinidad, es similar a la reacción con la molécula de agua (reacciones ácido-base) con la sola diferencia que en el primer caso se forman además de la base conjugada

$[\text{Al}(\text{H}_2\text{O})_5(\text{OH})]^{++}$ ácidos débiles (H_2O , $\text{CO}_3^{=}$, HCO_3^-), en cambio en el segundo caso, se forma un ácido fuerte $[\text{H}_3\text{O}]^+$, Hidronio .

De aquí se puede deducir que en la reacción del Al^{+++} con la alcalinidad, la disminución del pH es mucho más lenta que en la reacción del Al^{+++} con la molécula de agua sin la presencia de ésta (alcalinidad). La alcalinidad viene a actuar como una solución amortiguadora, que evita el brusco descenso del pH .

Un pH final muy bajo tiene dos principales desventajas:

- a. Sitúa al agua en un rango de pH , en el cual la coagulación no se realiza ó se realiza pobremente.
- b. Hace al agua corrosiva.

(debe observarse también que el pH modifica las cargas electrostáticas).

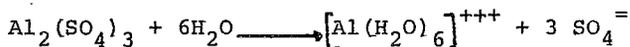
IV.- CONCENTRACION DE LAS DIFERENTES ESPECIES,

Se ha dicho que de acuerdo con el p_H , se forman diferentes especies de productos de hidrólisis. A éste respecto podrían establecerse tres zonas:

- a.- A $p_H = 5$ ó menor la especie predominante la constituyen iones hidratados de aluminio $[Al(H_2O)_6]^{3+}$, $[Al(H_2O)_5(OH)]^{2+}$, $[Al_2(H_2O)_8(OH)]^{4+}$.
- b.- A p_H entre 5 y 6.5 predominan compuestos poliméricos como $[Al_{13}(OH)_{34}]^{5+}$, $Al_8(OH)_{20}^{4+}$, etc. El mecanismo de coagulación en este caso se debe a la adsorción de estas especies en la superficie de los coloides, con la consiguiente reducción y aún inversión del potencial zeta.
- c.- A p_H mayor que 6.5 predomina el hidróxido de aluminio $Al(OH)_3$, que al precipitar atrapa las partículas de turbiedad ("floc de barrido").

V.- INTERFERENCIAS.

La presencia de sales metálicas tales como sulfatos $SO_4^{=}$ ó fosfatos $PO_4^{=}$ interfieren en el proceso de coagulación con Al^{+++} , pues cambian el punto de p_H óptimo y el tiempo para iniciar la formación del flóculo.



Puede afirmarse que a medida que aumenta la concentración de iones ($\text{SO}_4^{=}$) se modifica y amplía el rango de pH óptimo.

COAGULACION CON SALES DE HIERRO (Fe).

Las sales de hierro tienen su ventaja sobre las sales de aluminio en algunos casos, porque forman un "floc" más pesado y de mayor velocidad de asentamiento, y porque pueden trabajar con un rango de pH mucho más amplio. Por tanto se usan cuando el sulfato de aluminio no produce una coagulación adecuada o cuando los sedimentadores están demasiado recargados y resulta económico aumentar el peso del "floc" para incrementar la eficiencia de ellos.

Las sales de hierro más conocidas son:

- el cloruro férrico.
- el sulfato férrico.
- el sulfato ferroso.

a) CLORURO FERRICO.

El cloruro férrico se consigue en tres formas: como cristales hidratados ($\text{FeCl}_3 \times \text{H}_2\text{O}$) amarillos ó cafés, como cristales anhidros (FeCl_3) de color verde oscuro, ó como solución del 35% a 45%.

Cualquiera que sea la forma en que venga, el cloruro férrico se aplica en solución del 2 al 20%, según el tamaño de la planta y la capacidad del aparato dosificador.

El cloruro férrico puede trabajar con pH tan bajo como 4 y tan alto como 11. Sin embargo, se suele utilizar más bien con agua ácida y blanda, fuertemente coloreada y que contiene ácido sulfúrico (H_2S).

Los lodos provenientes de la coagulación con hierro son muy corrosivos, tienen un color café oscuro y suelen manchar ó teñir los objetos y las corrientes de agua. Son por eso difíciles de manejar.

b) SULFATO FERRICO.

El sulfato férrico se encuentra en su forma anhidra como $Fe_2(SO_4)_3$, pero más comunmente en su forma hidratada como $Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$.

La adición de un álcali (cal o bien soda ash) en combinación con el coagulante, resulta en un rango más amplio del pH que puede ir desde 3.5 hasta 11.

Suele, sin embargo, preferirse para que trabaje con aguas muy ácidas.

c) SULFATO FERROSO.

El sulfato ferroso es la fuente más barata de hierro como coagulante. Ordinariamente se usa hidratado como $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ y se conoce con el nombre de "coperas". Una de sus desventajas es que debe usarse en combinación con cal.

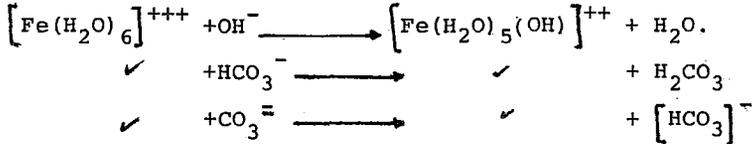
En la práctica es conveniente agregarle un pequeño exceso de cal, de 1 a 5 mg/l, sin sobrepasar cierto límite para evitar la precipitación posterior del hidróxido férrico en las tuberías.

El sulfato ferroso se usa para agua turbia, fuertemente alcalina, con pH superior a 8 y es, por tanto, inadecuado para tratar agua blanda, especialmente si su contenido de color es alto, ya que la alcalinidad interfiere con la remoción del color.

QUIMICA DE LA COAGULACION CON SALES DE HIERRO.

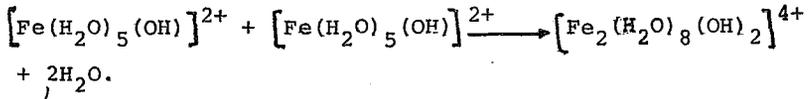
La química de la coagulación con sales de hierro es bastante similar a la del Al^{+++} . El Fe^{+++} en solución acuosa está hidrolizado $Fe(H_2O)_6^{+++}$ y al ser agregado al agua reacciona, primero con la alcalinidad $(OH)^-$, $(CO_3)^{=}$, $(HCO_3)^-$ y luego con la molécula de agua.

a.- Las reacciones con la alcalinidad son de este tipo:



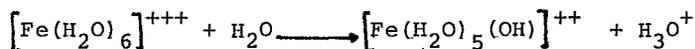
El $[Fe(H_2O)_5(OH)]^{++}$ se hidroliza formando sucesivamente $[Fe(H_2O)_4(OH)_2]^+$ y $[Fe(OH)_3(H_2O)_3]$.

La reacción de estos productos monoméricos entre sí, crea productos poliméricos:



Esta reacción continua con el tiempo, hasta llegar como producto final, a un hidróxido de hierro neutro $Fe(OH)_3$ ó negativo $Fe(OH)_4^-$.

b.- Las reacciones del $[\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_6]^{+++}$ con la molécula de agua son también del tipo ácido-base como las del Al^{+++} y pueden escribirse así:



Al igual que en la reacción con la alcalinidad el

$[\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_5(\text{OH})]^{++}$ se hidroliza hasta formar hidróxidos neutros ó negativos y se polimeriza.

El descenso del pH cuando no hay alcalinidad, es también más pronunciado (esto es más brusco) debido a la formación de ácidos fuertes (H_3O^+) que cuando la alcalinidad se encuentra presente (formando ácidos débiles).

c.- La composición de las diferentes especies de productos de hidrólisis, que existen en equilibrio con hidróxido de hierro recién precipitado, depende del pH .

Las siguientes observaciones pueden ser anotadas:

- A pH inferior a 4 las especies primariamente presentes están constituidas por los iones de hierro hidratados ($\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_6^{3+}$), monohidróxidos simples $[\text{Fe}(\text{H}_2\text{O})_5(\text{OH})]^{2+}$ ó compuestos poliméricos.
- A pH mayor que 4 lo constituyen los hidróxidos de hierro insolubles. Obsérvese que el rango de insolubilidad del hidróxido férrico es mucho mayor que la del hidróxido de aluminio.

Como en el caso del Al^{+++} son los iones trivalentes hidratados los responsables de la compresión ó neutralización de la doble capa.

Los compuestos polinucleares poliméricos cargados positivamente, son rápidamente adsorbidos por la superficie del coloide estableciendo puentes químicos. La agitación lenta del líquido estimula este proceso. (floculación ortocinética).

d.- Los sulfatos $\text{SO}_4^{=}$ y los fosfatos $\text{PO}_4^{=}$, también interfieren en el proceso de coagulación con sales de hierro cambiando el punto de pH óptimo.

III.- TRANSPORTE DE PARTICULAS - CINETICA DE LA COAGULACION.

1.- GENERALIDADES.

Después de desestabilizadas, las partículas coloidales tienen que trasladarse dentro del líquido para hacer contacto unas con otras y aglutinarse.

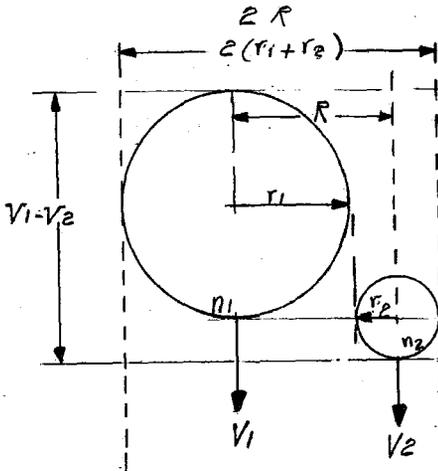
Este es el proceso que hemos definido como floculación, la cual, se ha dicho que puede ser pericinetica y ortocinética, dependiendo de que sea el movimiento browniano o la agitación del líquido la causa principal de las colisiones. En cierta manera todas las partículas están sometidas a floculación debida a ambos mecanismos. La mayor ó menor influencia de uno u otro depende del tamaño de ellas. En partículas muy finas ($< 1\mu$), predomina el movimiento browniano (floculación pericinetica); mientras que en las de mayor tamaño ($> 1\mu$), predominan las diferencias de velocidad creadas por la agitación del fluido ó gradiente de velocidad (floculación ortocinética).

Entonces la ecuación $I = 4\pi RDn_1n_2$; quedaría así: $I = 4\pi D_{1+2} R n_1 n_2$ que es la ecuación de Von Smoluchowski, quien en 1918 presentó la teoría de la floculación pericinetica.

Si el choque es debido a la velocidad de sedimentación diferencial, las partículas (n_1) y (n_2) harán contacto cuando están contenidas en un cilindro de diámetro $2(r_1 + r_2) = 2R$ y altura $(V_1 - V_2)$, en donde (V_1) es la velocidad de la partícula (n_1) y (V_2) la de la partícula (n_2).

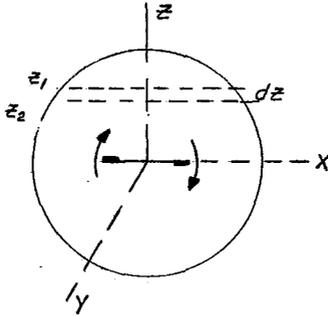
El número de colisiones por unidad de tiempo será entonces:

$$I = \pi R^2 (V_1 - V_2) n_1 \cdot n_2$$



3.- GRADIENTE DE VELOCIDAD.

Supongamos un líquido sometido a agitación por una turbina como se muestra enseguida:



Si se determinan las velocidades en el tanque, prácticamente en cada punto se encontrará que son diferentes.

Entre los puntos z_1 y z_2 separados por una distancia (dz) habrá una diferencia de velocidad ($u_2 - u_1$).

Tal cosa se expresa diciendo que existe un gradiente de velocidad du/dz que caracteriza la "velocidad" de deformación del fluido.

Sabemos por la mecánica de los fluidos que el esfuerzo cortante (τ) entre dos láminas de fluido de área (A) que se deslizan una sobre otra, con una fuerza (F), es igual a :

$$\tau = \frac{F}{A} = \mu \left(\frac{du}{dz} \right)$$

en donde (μ) es un coeficiente de proporcionalidad llamado viscosidad absoluta ó dinámica.

Ahora bien, según Camp y Stein la potencia consumida por unidad de volumen para transportar un fluido es igual a:

$$P = \tau \left(\frac{du}{dz} \right)$$

Si reemplazamos el valor de (τ); la ecuación resultante será:

$$P = \mu \left(\frac{du}{dz} \right)^2$$

Si para condiciones de trabajo estables determinamos en el canal ó en el eje del agitador, el valor (P) promedio de la potencia unitaria disipada en el tanque, el valor (du/dz) vendrá a ser el gradiente promedio para toda la masa de agua.

Llamando "G" a (du/dz):

$$P = \mu (G)^2$$

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu}}$$

Camp propuso que el tiempo de detención $t = \frac{V}{Q}$ (Volumen del

tanque dividido entre el caudal que entra), se multiplicara por el gradiente "G" para obtener el producto adimensional Gt , que caracterizara el proceso de floculación.

Estudios posteriores han demostrado que la remoción de turbiedad ó color no queda convenientemente caracterizada por el término (Gt).

Se ha propuesto otro grupo adimensional: ($G \text{ No } t$) donde:

No= "concentración inicial del floc", que ha demostrado ser útil en simulación del proceso de coagulación con computador.

Ninguno de los dos sistemas, sin embargo, parece evaluar en su totalidad el fenómeno.

Valorando la ecuación tenemos que:

$$P = \frac{F \cdot L}{(t) (L^3)} = \frac{F}{(t) (L^2)} \quad \text{y } M = \frac{F t}{(L^2)}$$

$$G = \sqrt{\frac{1}{(t^2)}} = (t^{-1})$$

En el sistema métrico (G) se da en seg^{-1} ó en m/seg/m . Como (M) viene expresado en poises, cuyo valor es $(\text{gr-masa/cm}) \times (\text{seg})$ ó $\text{dinas} \times \text{seg/cm}^2$, para homogeneizar las unidades, éste debe dividirse por 981, en el caso en que P venga dado en $\text{gr-cm/seg} \times \text{cm}^3$.

$$\text{Por tanto: } G = \sqrt{\frac{981 \times P}{M}}$$

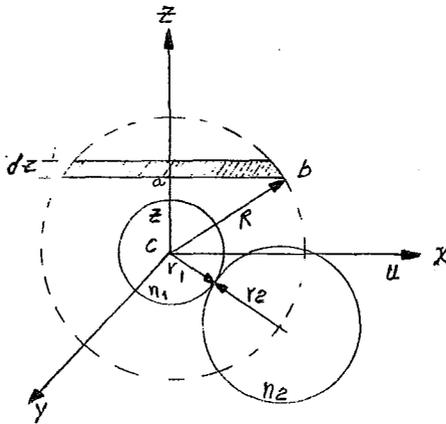
Camp en un estudio posterior basado en el análisis de 20 plantas de tratamiento de los Estados Unidos, estimó que G varía entre 20 y 74 seg^{-1} y (Gt) (valor adimensional) entre 23,000 y 210,000. Para obtener un floc adecuado recomendó que la suma de los valores (Gt) para una serie de tanques debería ser el mismo que el valor para un solo tanque.

De acuerdo con los datos obtenidos por C.T. Stein en pruebas de jarras, concluyó que un gradiente de velocidad de 20 seg^{-1} podría romper el floc.

4.- FLOCULACION ORTOCINETICA.

De tiempo atrás se ha observado que el proceso de floculación se acelera cuando la suspensión está sometida a agitación lenta.

Von Smoluchowski en 1918 desarrolló una teoría para explicar este fenómeno, basada en el gradiente de velocidad.



Según ella para que las partículas n_1 y n_2 establezcan contacto, sus centros deben estar a una distancia $(r_1 + r_2) = R$.

El número de partículas de radio (r_1) que choca con partículas de radio (r_2) por unidad de tiempo, es igual al número de partículas (n_1) por unidad de volumen del líquido que fluye con flujo laminar a través de la esfera de radio R .

Para el flujo en la dirección (y) , y un gradiente de velocidad (du/dz) ; la velocidad en el punto "a" será $(z) (du/dz)$.

El área diferencial será: $2(ab) dz = 2 \sqrt{(R^2 - z^2)} \cdot dz$

El flujo será: $(Q=AV)$.

$$dq = z \left(\frac{du}{dz} \right) 2 \sqrt{(R^2 - z^2)} dz.$$

y la frecuencia de las colisiones entre partículas (n_1) y (n_2) :

$$J = (n_1) (n_2) \left(z \frac{du}{dz} \right) 2 \int_0^R \sqrt{(R^2 - z^2)} \cdot dz$$

Integrando la ecuación anterior entre 0 y R resulta:

$$J = \frac{4}{3} (n_1) (n_2) R^3 \left(\frac{du}{dz} \right)$$

Expresando la misma ecuación en función del diámetro (d_1) y (d_2) de las partículas, entonces:

$$R = \frac{d_2 + d_1}{2}$$

$$J = \frac{1}{6} (n_1) (n_2) (d_2 + d_1)^3 \left(\frac{du}{dz} \right)$$

5.- COMPARACION ENTRE FLOCULACION PERI Y ORTOCINETICA.

La efectividad relativa entre el movimiento browniano (floculación pericinetica) y el gradiente de velocidad (floculación ortocinetica) para promover la aglutinación, se puede ver si comparamos las ecuaciones anteriormente vistas:

$$I = 4\pi D_{1,2} R(n_1) (n_2) \quad (a).$$

$$J = \frac{4}{3} (n_1) (n_2) R^3 \frac{du}{dz} \quad (b).$$

Harris y Kaufman consideran que para dos partículas iguales cuyos radios están a la mitad de la distancia de colisión, la floculación de partículas con radios menores de 0.37μ está más fuertemente influenciada por el movimiento browniano, mientras que las de radio mayor de 0.37μ lo están preferentemente por el gradiente de velocidad.

O'Melia, por otra parte, dice que para partículas coloidales con un diámetro menor de 0.1μ , un gradiente de velocidad de 1000 seg^{-1} sería necesario para que la floculación ortocinética fuera tan efectiva como la floculación pericinetica. Si similarmente, para partículas de 10μ de diámetro, un gradiente de velocidad de 0.001 seg^{-1} sería suficiente para que la floculación ortocinética igualara la eficiencia de la floculación pericinetica.

Conviene además tener en cuenta que la concentración de partículas determina la velocidad de floculación.

O'Melia, calcula que una muestra de agua que sólo contenga 10,000 organismos coliformes por litro y ninguna otra partícula coloidal, necesitaría un período de detención de 40 días agitando la muestra con un gradiente de velocidad de 10 seg^{-1} , para reducir la concentración de microorganismos a la mitad. Debe por tanto concluirse que la agitación del líquido no es efectiva sino cuando la concentración de sólidos es relativa-

mente alta y las partículas han alcanzado tamaños relativamente grandes ($>1\mu$).

6.- APLICACIONES DE LA TEORIA DE SMOWLUCHOWSKI

Camp y Stein, en 1943, tomando las ecuaciones de Smowluchowski para floculación ortocinética, desarrollaron una expresión que permite calcular el número de colisiones entre partículas en la unidad de tiempo con flujo turbulento, relacionándola con la raíz cuadrada del gradiente de velocidad promedio.

$$\text{Así: } H = \frac{1}{6} (n_1) (n_2) (d_1 + d_2)^3 (G).$$

Argaman y Kaufman consideran, sin embargo, que la sustitución en la ecuación de Smowluchowski de (du/dz) por G es, más bien, un procedimiento arbitrario por cuanto no tiene en cuenta la longitud de la escala sobre la cual se extiende el gradiente de velocidad local y temporal.

Gradientes de velocidad de una escala de longitud dada, no contribuyen grandemente a la velocidad de colisión de partículas que son más grandes que esa escala.

Ellos partiendo de la ecuación: $J = \frac{4}{3} (n_1) (n_2) R^3 \frac{du}{dz}$; llega-

ron a la expresión siguiente: $\frac{No}{N} = (1 + K DG No \frac{t}{m})^m$

En donde:

No = concentración de partículas que entran a la cámara de floculación.

N = concentración de partículas que quedan sin flocular después del tiempo de retención nominal: $t = V/Q$.

No/N = Grado de floculación.

K = constante de la reacción en $[mg/lt]^{-1}$

D = función de distribución adimensional.

m = número de compartimientos del floculador.

KD = se puede calcular con la fórmula:

$$KD = \frac{\left[\frac{No}{N} \right]^{1/n} - 1}{Gt \quad No/m}$$

Los valores de No y N pueden evaluarse por la turbiedad inicial que entra al tanque y la turbiedad residual que queda en el agua, después de un cierto período de sedimentación.

Para una remoción relativa de materia suspendida.

$(No \ Gt)$ disminuye considerablemente cuando aumenta la compartimentalización. (o sea el número de compartimientos). Bajos valores de $(No \ Gt)$ producen un menor consumo de energía y floculadores más pequeños, pero incrementa el costo de tabiques adicionales y de equipo.

Hudson, partiendo de la fórmula de Camp y Stein, considera que (d_2) (diámetro de las partículas ya formadas) en las ecuaciones de floculación ortocinética citadas, es muy grande en comparación con (d_1) (diámetro de la partícula de floc en

formación],

Aduce para ello estudios de Robeck y Riddick que indican que las partículas que causan turbiedad son menores de 10μ de diámetro y en ocasiones menores de 1.5μ , mientras que las que forman el floc tienen diámetros entre 100 y 2000μ .

Por tanto (d_1) puede suprimirse en la ecuación:

$$H = \frac{1}{6} (n_1) (n_2) (d_2 + d_1)^3 G$$

y la ecuación quedaría así:

$$H = \frac{G}{6} (n_1) (n_2) (d_2)^3$$

Si todas las colisiones resultan efectivas $H = (dn/dt)$; (volumen de materia aglutinada en la unidad de tiempo).

Como generalmente no todas las colisiones resultan efectivas, pues no siempre las partículas que chocan se adhieren, debe afectarse la ecuación con un coeficiente (α) que se llama razón de adherencia ("sticking ratio").

Se podría entonces escribir:

$$\frac{dN_1}{dt} = \frac{G}{6} (\alpha) (n_1) (n_2) (d_2)^3$$

Por otra parte; el volumen de floc por unidad de volumen de agua es igual a :

$$V = (n_2) \frac{\pi (d_2)^3}{6}$$

Combinando las 2 ecuaciones anteriores resulta:

$$\frac{-dN_1}{dt} = \frac{G}{\pi} (\alpha) V(n_1)$$

Integrando ésta ecuación entre (0) y (t);

$$\text{resulta: } \ln \frac{N_t}{N_0} = - \frac{G}{\pi} (\alpha) V (t) \text{ o sea;}$$

$$\frac{N_t}{N_0} = e^{-\frac{G}{\pi} (\alpha) V (t)}$$

En donde, N_t representa la materia que no ha sido floculada después del tiempo (t) (turbiedad remanente); y (N_0), representa la materia originalmente presente en el agua (turbiedad del agua cruda),

Hudson recalca que la conclusión más significativa que se puede sacar de la ecuación es que la rapidez con que se aglutina el floc depende del volumen de éste y no del número ó tamaño de las partículas involucradas.

Si (S) es la concentración de coagulante en el floc y (A) es la dosis de coagulante aplicada al agua por unidad de volumen (ppm), el volumen de floc se puede considerar proporcional a la dosis de coagulante,

$$V = \frac{A}{S}$$

Sustituyendo:

$$\frac{N_t}{N_0} = e^{-\frac{\alpha AG}{\pi S}} (t)$$

Debe tenerse en cuenta que la proporcionalidad entre el volumen de floc y la dosis de coagulante no es indeterminada, sino que depende del gradiente de velocidad que se aplique durante la floculación ortocinética.

El valor (α), por otra parte, tiene en cuenta el grado de desestabilización de las partículas que puede ser 1.0 cuando toda la materia suspendida está completamente desestabilizada, o menos en caso contrario.

CAPITULO IV.

DISEÑO DE MEZCLADORES Y FLOCULADORES.

El proceso de coagulación-floculación se realiza en las plantas de tratamiento en tres pasos separados.

- 1.- Adición de los coagulantes.
- 2.- Dispersión de los coagulantes. (mezcla rápida).
- 3.- Aglutinación de partículas (mezcla lenta).

1.- Adición de los coagulantes.

Los coagulantes metálicos Al (+++) y Fe (+++), siempre deben aplicarse en solución verdadera. Al aplicarlos en suspensión ó peor aún en polvo, sin que las partículas del compuesto hayan tenido tiempo de disolverse, disminuye notablemente la efectividad del proceso, lo que se traduce en un desperdicio de dichas sustancias químicas.

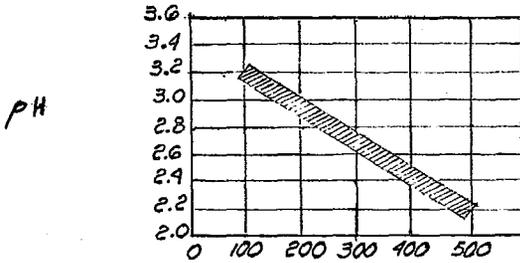
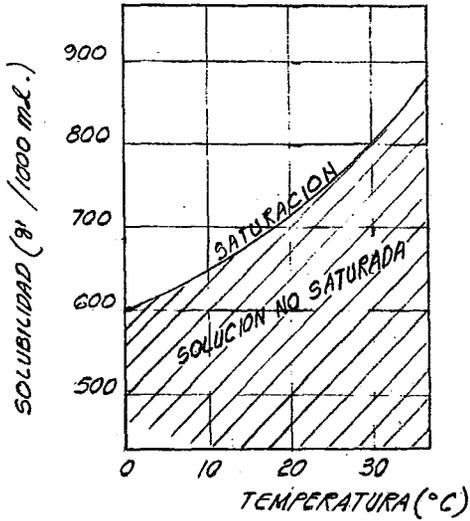
Preparación de las soluciones.

- a) soluciones de coagulantes metálicos.
- b) soluciones de polielectrolitos
- c) soluciones de álcalis.

a) Soluciones de coagulantes metálicos.

Se pueden usar soluciones saturadas ó no saturadas para dosificar coagulantes. Se dice que una solución es saturada cuando contiene a una determinada temperatura, tanto soluto cuanto puede retener en presencia de un exceso de dicho soluto.

SOLUBILIDAD EN EL AGUA DEL $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14 \text{H}_2\text{O}$
A DIFERENTES TEMPERATURAS



CONCENTRACION DE $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$ (g/l)

PH DE LAS SOLUCIONES DE SULFATO DE ALUMINIO

De acuerdo con la figura anterior, se vé que entre 0 y 10°C la concentración de saturación puede variar en un 8.3%; entre 10°C y 20°C, 10%, y entre 20°C y 30°C, 13.3%.

Esto quiere decir que un cambio de sólo 5°C entre el día y la noche puede aumentar o disminuir la cantidad de coagulantes en 4 a 7% cuando se usan concentraciones saturadas.

Cuando se usan soluciones no saturadas, los cambios de temperatura no le afectan pero debe evitarse al preparar este tipo de disoluciones, la hidrólisis del coagulante.

El pH de la solución debe ser siempre ácido, inferior a 4, para que la especie primariamente presente la constituya iones hidratos. Al permitir la hidrólisis del coagulante antes de aplicarlo, esto es, al dejar que reaccione con las moléculas de agua para formar hidróxidos y compuestos poliméricos (lo que sucede a pH mayor de 4), se destruye buena parte de la efectividad del Al^{+++} y del Fe^{+++} .

Se dice que los coagulantes metálicos deben aplicarse en soluciones concentradas en lo posible superiores al 10%.

Sin embargo, deben realizarse ensayos específicos, para determinar la concentración óptima de la solución de Al^{+++} ó Fe^{+++} que deberá aplicarse.

b) Soluciones de polielectrolitos.

Los polielectrolitos pueden conseguirse en polvo ó en líquido.

En ambos casos hay que aplicarlos en concentraciones bajas.

Cuando se piensa usar uno de estos compuestos, es necesario primero averiguar:

- El nombre del polímero y de la casa fabcte.

- Si está o no aprobado por las autoridades de salud pública del país, para su uso en agua potable.
- Las características físicas y químicas del polímero, si es catiónico, aniónico o no-iónico.
- Si viene en polvo ó en líquido
- La dosis de polímero requerida por el agua.
- La concentración máxima que se aplica y volúmenes que deben manejarse.
- Tipo de equipo para dosificarlo.

Este último punto depende de la concentración de la solución que el fabricante recomienda como la óptima.

Esta concentración suele ser muy inferior a la que se usa para la aplicación de los coagulantes metálicos, pues varía entre el 2% y el 0.25% para los polielectrolitos sólidos.

Para polielectrolitos líquidos se usan relaciones volumétricas entre 4:1 y 20: 1, según la marca. Por lo general los polímeros son más efectivos cuando se aplican en suspensiones diluidas, por cuanto esto permite que las cadenas poliméricas se "abran" (se activen) y puedan ser más fácilmente adsorbidas por las partículas de turbiedad.

La preparación de dichas suspensiones, sin embargo, no suele ser fácil en especial cuando se utilizan compuestos en polvo.

Estos se preparan agitando la mezcla del polímero y el agua de dilución durante un tiempo que puede variar entre 1/2 hora y 2 horas, lo que requiere un equipo especial, que puede consistir o de un tanque grande con su agitador ó de un sistema de dosificación continua. En ambos casos el polielectrolito se dosifica con

una bomba de pistón ó de diafragma.

Mucho cuidado debe ponerse en evitar las obstrucciones de equipos y tuberías, pues los polímeros tienen la tendencia a adherirse a ellos.

c) Soluciones de álcalis.

Cuando la alcalinidad $[(OH)^-, (CO_3)^{=}, (HCO_3)^-]$ del agua no es suficiente para reaccionar con los coagulantes, se aplica alguna base conjuntamente con ellos.

Los compuestos más comunes son:

- el carbonato de sodio (Na_2CO_3) ó (soda ash)
- la cal viva (CaO)
- la cal apagada ($Ca(OH)_2$).

La ceniza de soda (ó soda ash) es una sal de sodio anhidra, que se expende como polvo blanco en concentraciones del 98% y 99% y que se disuelve fácilmente en agua. La preparación de soluciones de este compuesto no tiene por tanto mayor problema.

Su costo es en cambio alto, unas tres veces mayor, que el costo de la cal. Se usa por eso para plantas pequeñas, por la sencillez en su aplicación que puede hacerse con cualquier dosificador por gravedad o con bombeo.

Las plantas grandes requieren el uso de cal. El óxido de cal (CaO) se produce con concentraciones entre el 80 y 99%.

El problema de la cal "viva" es que hay que "apagarla", esto es hacerla reaccionar con el agua. Esta es una reacción exotérmica que debe hacerse con la mínima cantidad de agua y que puede durar entre 15 y 60 minutos, según la calidad del material de que se disponga.

Terminado este proceso, a la cal, ya en la forma de hidróxido de calcio (Ca(OH)_2) se le agrega más agua, para llevarla hasta la concentración que se necesita, según el equipo dosificador que se use.

Queda preparada entonces una suspensión que se debe agitar mientras se aplica, para que no sedimente, pues su solubilidad en agua es baja, en proporción inversa a la temperatura.

A mayor temperatura menor solubilidad.

Algunas plantas prefieren el uso directo de cal apagada, para evitar el tener que hidratar el CaO antes de dosificarla.

El costo del Ca(OH)_2 suele ser mayor, pero tiene la ventaja de que no se deteriora con el almacenamiento.

La aplicación de cal en las plantas de tratamiento suele traer problemas de operación en especial cuando la pureza del material que se consigue comercialmente es baja, como sucede en algunos países latinoamericanos. En estos casos la alta proporción de sólidos inertes puede obstruir los equipos dosificadores ó las mangueras. Con el objeto de superar esta dificultad, en ciertas partes se ha encontrado útil construir sedimentadores para la lechada de cal, de corto período de detención, para separar las impurezas.

Método para dosificar compuestos químicos.

Los compuestos químicos pueden medirse:

- 1.- En seco o polvo
- 2.- En solución ó líquido.

El primer método permite una dosificación continua del compuesto, pues automáticamente va vertiendo el material granular en la cá-

para de solución, lo que hace que se requiera poca mano de obra, pero en cambio tiene las siguientes desventajas:

- El costo de los equipos necesarios es entre 10 y 20 veces mayor que el de los alimentadores por solución.
- El mantenimiento de los aparatos requiere piezas que hay que importar en algunos casos y que necesita de mano de obra especializada que a veces no está disponible.

Cuando se usa para dosificar coagulantes, tiene además las siguientes desventajas:

- El pequeño tamaño de las cámaras de solución hace que los coagulantes en algunas oportunidades no alcancen a disolverse completamente antes de ser aplicados, lo que deteriora notablemente el proceso de mezcla, e induce un serio desperdicio de dicho material, que es el que representa el mayor costo en sustancias químicas, para la planta de tratamiento.
- La medida del coagulante no es exacta, pues está influenciada por el tamaño del grano.
- El coagulante en polvo es más caro que el coagulante en bloque sin refinar, ó que el coagulante líquido.

Por todas estas razones, en Europa siempre se ha preferido la dosificación en solución.

DOSIFICADORES EN POLVO.

Los dosificadores en seco, pueden ser volumétricos o gravimétricos. En los primeros el polvo es colocado en una tolva alta, desde donde el material cae hasta un mecanismo de medida consistente en un disco giratorio, un tornillo sin fin u otro elemento que se

desplaza con una velocidad prefijada variable a voluntad, arras|trando un cierto volumen de sólidos y vertiéndolos en una cámara de solución con agua, provisto de un sistema de agitación.
| |

Los hay de muchos tipos y precios.

En los segundos, el polvo es dosificado por medio de una balanza que regula el peso del material que pasa y permite que una correa sin fin u otro mecanismo lo vierta en la cámara de solución, desde donde fluye por mangueras o tubos hasta el punto de aplicación. Estos dosificadores son más costosos que los volumétricos. El diseño o la operación de la tolva de alimentación en este tipo de equipo es crítico.

Si el ángulo que las paredes de la tolva hace con la horizontal no es mayor que el ángulo de reposo del material que se almacena en ella, éste se puede adherir a las paredes.

Además, según sea la calidad del compuesto que se emplee (tamaño del grano, humedad, etc), puede formar bóvedas dentro de la tolva que impidan el flujo, o sectores de menor porosidad junto a la salida que induzcan un sobreflujo.

DOSIFICADORES EN SOLUCION.

Los dosificadores en solución son menos costosos que los anteriores, requieren un menor número de piezas y son, por eso, más fácilmente reparables por un operador no entrenado.

Desgraciadamente la costumbre de las naciones no industrializadas de imitar a las más industrializadas, ha traído como consecuencia en algunos países el uso indiscriminado de costosos equipos de dosificación en seco, cuyo mecanismo es desconocido por los

operarios locales y su trabajo es por eso deficiente y pobre.

La dosificación en solución puede hacerse de muchas formas, generalmente se clasifica en:

- Sistemas por gravedad.
- Sistemas por bombeo.

Sistemas de dosificación en solución por gravedad:

Los sistemas por gravedad constan básicamente de 3 partes:

- tanques de solución
- tanque dosificador
- elemento hidráulico de medida.

En instalaciones pequeñas, los 2 últimos pueden integrarse dentro del primero, haciendo un diseño integrado, que por lo común resulta más económico.

Sistemas por bombeo:

Los sistemas de dosificación de solución por bombeo constan de:

- tanques de solución
- bombas dosificadoras.

El uso de este sistema está bastante generalizado. Se emplean preferentemente bombas reciprocantes (pistón), de diafragma, rotatorias, o de canjilones.

Las bombas de pistón son quizás las más comunes, pues inyectan un determinado volumen de solución a cada carrera del pistón, independientemente de la carga hidráulica (de succión o de impulsión) contra la cual trabajan, lo que produce una dosificación muy precisa.

Son además mucho más baratas que los dosificadores en seco, y permiten mayor flexibilidad en el diseño pues pueden colocarse más bajo y a gran distancia del punto de aplicación.

Las hay de doble cabeza que trabajan con dos diferentes coagulantes o sustancias químicas al mismo tiempo.

Aplicadores de cal.

La cal puede aplicarse en solución concentrada o en suspensión. En el primer caso, debe tenerse en cuenta que la solubilidad del CaO y el Ca(OH)_2 varía con la temperatura como se indica a continuación:

T(°C)	CaO	Ca(OH) ₂	pH =
	solubilidad (gr /litro)		
0	1.40	1.85	12.8
10	1.33	1.76	
20	1.25	1.65	
25	1.20	1.59	12.6
30	1.16	1.53	
40	1.06	1.40	12.5

El tamaño de las partículas influencia la solubilidad.

Cuanto más pequeñas sean éstas, mayor solubilidad tienen en el agua, por eso la cal recién apagada es más soluble que la cal vieja.

2.- Dispersión de los Coagulantes.

Una de las conclusiones que se desprenden de las recientes publicaciones, es la importancia que tiene la rapidez con que se

dispersan los coagulantes en el agua, para todo el proceso de clarificación posterior.

Este era un concepto que en forma más o menos empírica se había ya establecido, pero eran pocos los estudios que entraron a analizar a fondo puntos tales como:

- ¿qué rapidéz debe tener la mezcla rápida?
- ¿cuál es la eficiencia comparada de los diferentes tipos de reactores?

Aún es mucho lo que queda por hacer, para contestar completamente estas preguntas, pero ya tenemos al menos una mejor comprensión del problema.

La dispersión de los coagulantes puede considerarse que progresa en 3 fases distintas que son conceptual y practicamente diferentes:

1a. Fase.-

Hidrólisis de los iones de Al^{+++} , Fe^{+++} .

Según Hahn y Stumm esta fase se realiza en un tiempo extremadamente corto, que ha sido estimado entre 10^{-10} seg. y 10^{-3} seg.

2a. Fase.-

Polimerización o reacción de los iones hidratados, para formar especies diméricas y poliméricas.

Se realiza en un tiempo que puede variar entre 10^{-2} seg. y 1 segundo.

3a. Fase.-

Difusión de los compuestos formados y adsorción de ellos en las partículas coloidales. De acuerdo con los autores citados, el tiempo necesario para cubrir el coloide y desestabilizarlo puede variar entre 8.5×10^{-5} segundos mínimo y 2.4×10^{-4} segundos máximo.

Los varios productos que se forman, no solo aparecen con diferente velocidad, sino que tienen distinta capacidad para desestabilizar las partículas coloidales.

Se cree que los monohidróxidos simples y polímeros por ejemplo, son varias veces más eficientes como coagulantes que los hidróxidos neutros $Al(OH)_3$, $Fe(OH)_3$ que resultan como producto al final de la serie de reacciones hidrolíticas.

De aquí se deduce que si las reacciones fisicoquímicas entre el agua y los coagulantes se completan antes de que estos últimos o sus productos iniciales hayan tenido oportunidad ~~de ser~~ adsorbidos por las partículas coloidales, la eficiencia del proceso disminuye notablemente, lo que se traduce en un desperdicio de coagulante, pues hay que dosificar más para obtener los resultados que se hubieran podido conseguir si la mezcla hubiera sido adecuada.

Vral y Jordan consideran que la velocidad aparente de aglutinación de las partículas, puede aumentar hasta 3.5 veces con sólo mejorar la mezcla rápida.

De aquí resulta que el punto que se escoja para aplicar los coagulantes tienen una definitiva importancia.

Debe seleccionarse siempre el lugar donde se produzca una mayor turbulencia en el reactor.

En mezcladores de paletas, este lugar generalmente está en el fondo y debajo del eje. En canaletas Parshall, en el sector donde se produce el salto hidráulico, etc.

Velocidad de la mezcla

La velocidad con la cual los coagulantes deben dispersarse en toda la masa de agua, depende de la velocidad de las reacciones

de estos con la alcalinidad y con el agua misma.

Si el coagulante es agregado en el tiempo $t = t_1$ y alcanza a ser dispersado completamente en el tiempo $t = t_2$; $(t_2 - t_1) =$ será el tiempo que tardó en efectuarse la mezcla.

Por otro lado,, si $t = t_r$ es el tiempo que tarda en completarse la reacción de los coagulantes con el agua y la alcalinidad, para que la mezcla sea eficiente, t_m (tiempo de mezcla) debe ser menor que t_r (tiempo de reacción).

Ahora bién, el tiempo de reacción (t_r) parece estar influenciado por las características de la fase acuosa, esto es por el pH y la alcalinidad del agua.

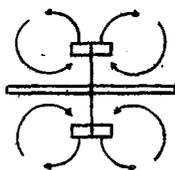
Los estudios realizados por Stenquist, y Kaufman demostraron que a medida que la alcalinidad del agua cruda es mayor, el proceso de floculación queda más afectado por la velocidad con que se dispersan los coagulantes.

Con poca alcalinidad (menos de 30 p.p.m.) la mezcla puede ser más lenta. En cambio con la alcalinidad del orden de 70 p.p.m. la dispersión debe ser casi instantánea, si se quiere optimizar el proceso.

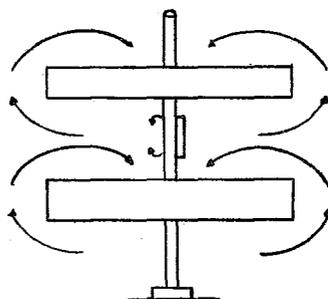
Aparentemente la alcalinidad (OH^- , $(\text{CO}_3)^{=}$, $(\text{HCO}_3)^-$) por su capacidad amortiguadora o por una acción más directa con los iones $(\text{HCO}_3)^-$ o $(\text{OH})^-$, influencia la velocidad y extensión de las reacciones acelerando la formación de los productos de hidrólisis iniciales y la aparición de los hidróxidos neutros menos activos.

Métodos para realizar la mezcla rápida.

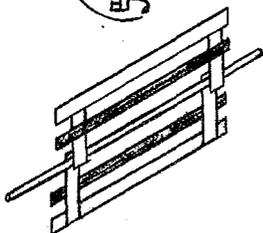
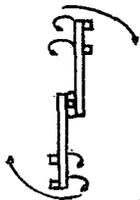
En plantas de tratamiento la mezcla rápida se puede realizar en dos formas:



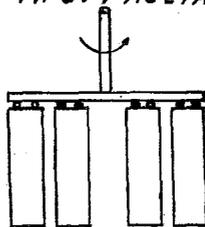
IMPULSOR:
TIPO: TURBINA



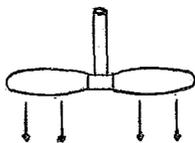
IMPULSOR:
TIPO: PALETAS



"REEL"
"DE BAMBOLEO"



PALETAS



IMPULSOR DE FLUJO AXIAL

TIPOS DE AGITADORES

LAS FLECHAS REPRESENTAN EL PATRON DE FLUJO CREADO POR EL AGITADOR. LOS DE TIPO PALETAS Y DE "BAMBOLEO" (REEL) TIENDEN A IMPARTIR UN MOVIMIENTO ROTATORIO GENERAL AL AGUA, ASI COMO TAMBIEN ALGUNA TURBULENCIA INTERNA.

- con mezcladores de flujo de pistón y
- con retromezcladores.

En los primeros, la adición de coagulantes se hace al pasar la masa de agua por un punto determinado, en el cual se produce una fuerte turbulencia inducida por un aparato hidráulico . (orificio, vertedero, constricción, etc.).

En los segundos, el agua es retenida en una cámara especial por un tiempo de detención nominal V/Q de 10-60 seg., en donde se aplican los coagulantes, mientras se agita con una turbina ó paleta rotatoria o cualquier otro sistema para crear turbulencia. La diferencia entre ambos métodos es amplia.

En los retromezcladores, el agua que entra y acaba de ser dosificada con el coagulante, se mezcla con el agua previamente retenida en la cámara y que hace algún tiempo recibió la dosis de coagulante.

Esto produce una interacción entre los compuestos químicos iniciales, que se forman en la masa de agua que llega y los previamente formados en la masa de agua retenida en el tanque, lo que no parece beneficiar el proceso como se verá más adelante.

En los reactores de flujo de pistón, en cambio, no parece existir este fenómeno, pues, el flujo a medida que va pasando va recibiendo su inyección de coagulante, y la intermezcla entre las masas de agua es mínima.

En ambos casos la turbulencia puede crearse hidráulica o mecánicamente, esto es utilizando la energía cinética que trae el agua o introduciendo en el flujo energía procedente de una fuente externa.

Mezcladores de flujo de pistón.

Los sistemas más comunes son:

- El salto hidráulico
- Canaleta Parshall
- Tubo venturi
- Dispersores

Debo insistir en que para que los mezcladores de flujo de pistón sean eficientes los coagulantes deben estar completamente en solución antes de ser inyectados.

a) Salto hidráulico.-

Ya en 1927, se había propuesto el uso del salto hidráulico para mezclar los coagulantes, debido a la gran energía consumida por él, la cual se transforma en turbulencia.

b) La Canaleta Parshall.- es una de las formas más comunes de producir una mezcla hidráulica.

Debido a su forma la velocidad del flujo aumenta en la sección de aproximación y pasa por la profundidad crítica al comienzo de la garganta. El incremento brusco de la pendiente (2.67:1) acelera el agua creando régimen supercrítico, el cual se convierte en un salto hidráulico al encontrar la pendiente negativa de la sección final, en la que el régimen es subcrítico.

Este salto hidráulico es el que se puede usar como sistema de mezcla. A fin de que trabaje en forma eficiente, la canaleta debe funcionar con descarga libre.

c) Tubo venturi.-

Algunos diseñadores prefieren utilizar el tubo Venturi, como mezclador rápido a la vez que como sistema de medida.

La eficiencia del tubo venturi al respecto es incierta, ya que no se sabe cuánto de la pérdida de carga que se produce, se debe a la energía disipada en turbulencias y cuánto en fricción contra las paredes del tubo.

d) Dispersores.-

Los dispersores pueden producir una mezcla extremadamente rápida de los coagulantes en el agua y su uso está despertando por eso un creciente interés.

Se basan en el empleo de múltiples puntos de aplicación.

Retromezcladores.-

La retomezcla se hace en tanques rectangulares o cilíndricos donde el flujo queda retenido por un tiempo (t), y es agitado por sistemas hidráulicos o mecánicos con el objeto de producir turbulencia.

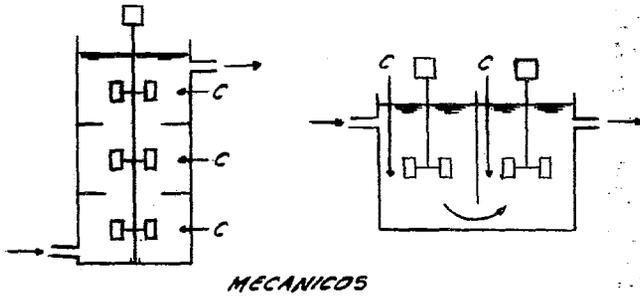
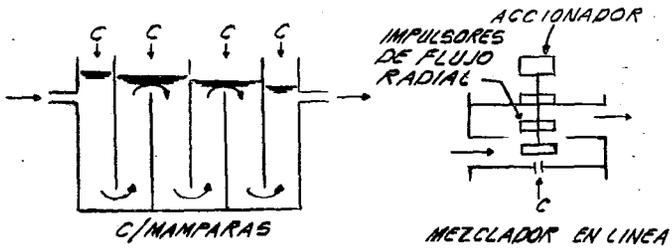
Los coagulantes son generalmente inyectados en un solo punto.

La pregunta básica que podría hacerse con respecto a este tipo de reactores es: ¿Cuál es la rapidez de dispersión de las sustancias químicas que se puede realizar con ellos?.

Los estudios de Vrale y Jordán, y Stenquist y Kaufman coinciden en demostrar que los retomezcladores producen consistentemente los peores resultados cuando se comparan con otros sistemas de mezcla.

La velocidad de dispersión parece ser mucho menos alta de lo que se había creído, y el aumento del gradiente de velocidad en las paletas no parece mejorar el proceso.

Para explicar la pobre eficiencia del retomezclador podría anotarse lo siguiente:



TIPOS DE MEZCLADORES RAPIDOS

C- SEÑALA EL PUNTO DE LA INYECCION DE LOS PRODUCTOS QUIMICOS. (COAGULANTES)

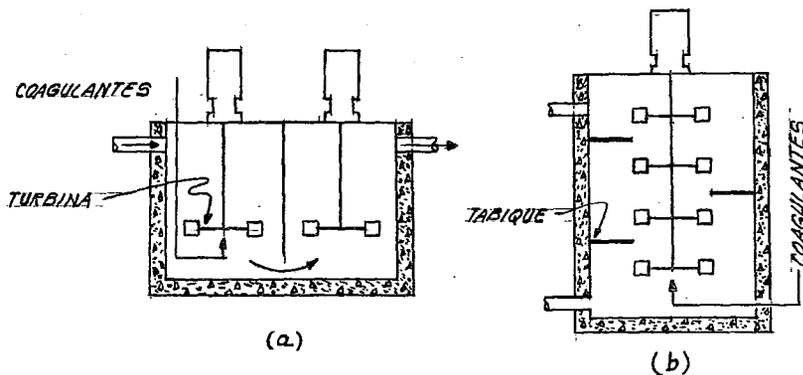
- a) El retromezclador podría permitir la segregación de los coagulantes, haciendo que éstos reaccionen solamente con una fracción del flujo, sobredosificando una parte de la masa de agua y subdosificando otra. Este problema es agravado cuando los coagulantes son arrojados en la superficie del reactor.
- b) Los cortocircuitos pueden hacer que solo un porcentaje del volumen de agua, sea retenido suficiente tiempo como para ponerse en contacto con los coagulantes.
- c) Los compuestos químicos recientemente formados se mezclan con los ya formados, estimulando la aparición de especies menos activas.

Tipos de retromezcladores.

- mecánicos
- hidráulicos

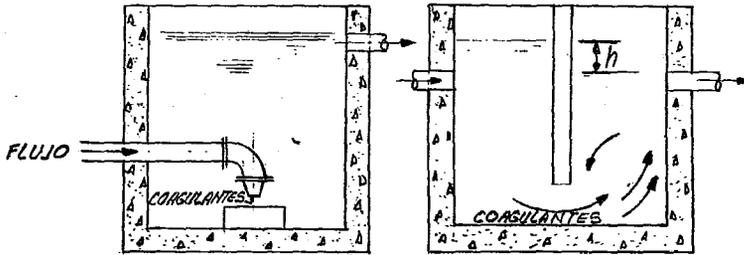
En el caso de los retromezcladores mecánicos (figura a), se han dejado dos cámaras con la inyección de coagulantes al centro del eje de rotación de la primera turbina.

En la figura b), se ha diseñado una cámara alta con tabiques horizontales e inyección de los coagulantes en el fondo.



Los períodos de detención nominal suelen hacerse de 10-60 segundos más frecuentemente de 30-45 segundos.

La retromezcla puede hacerse también por sistema hidráulico, cuando se dispone de suficiente energía cinética en el flujo de entrada.



Cuando se usan paletas giratorias, la componente tangencial del flujo induce un movimiento de rotación alrededor del eje llamado vórtice. El vórtice baja la eficiencia del agitador por cuanto disminuye la velocidad relativa del flujo con respecto al eje. Algunos diseñadores prefieren por eso dejar en las cámaras de mezcla tabiques transversales a la dirección del flujo o deflectores, los cuales cortan el movimiento rotacional del fluido y producen una turbulencia adicional. Tampoco se forma vórtice cuando el agitador está profundamente sumergido en el líquido. Las cámaras de mezcla deben ubicarse en puntos convenientes, preferentemente cerca del cuarto de dosificación para disminuir la longitud de las líneas de alimentación de los coagulantes. Este requerimiento es más crítico cuando se usa cal como alcalinizante.

Cinética de la mezcla rápida.

a) Potencia consumida.

En todo proceso de mezcla hay un consumo de energía para producir turbulencia, que puede ser hidráulica o mecánica.

En el primer caso, el trabajo efectuado para distorsionar las líneas de flujo es el producido por la pérdida de energía denominada pérdida de carga. Por tanto la potencia disipada en mezcladores hidráulicos puede calcularse a partir de la "pérdida de carga", según Camp, por medio de la ecuación siguiente:

$$P = \frac{\gamma Q h_f}{V}$$

Donde: Q = gasto o caudal

V = volumen del mezclador

h_f = pérdida de carga

γ = peso específico del agua

Como $V = A \cdot l$ y $Q = A \cdot v$

$$P = \frac{\gamma \cdot v \cdot h_f}{l}$$

Donde v = velocidad promedio del flujo

l = longitud en la cual se produce la pérdida de carga (h_f)

En mezcladores mecánicos la potencia disipada es la aplicada al eje del motor, excluidas las pérdidas por eficiencia del motor y rozamiento.

Su cálculo está sujeto a ciertas limitaciones por cuanto el análisis de este proceso unitario no está todavía completo.

Una hélice al girar dentro del agua establece un régimen de flujo que varía con la forma de la cámara, los deflectores que tengan y el tipo de impelente que se use. Al hablar del régimen de flujo se deben tener en cuenta todos estos factores, considerando tanto el sentido y forma de las líneas de flujo como la turbulen-

cia que se produce al chocar las masas de baja energía de rotación con las masas de alta energía de rotación.

Por tanto, en un régimen de flujo producido por una hélice, deben analizarse tres fuerzas: la fuerza de inercia caracterizada por el número de potencia, la fuerza de la viscosidad caracterizada por el número de Reynolds y la fuerza gravitacional caracterizada por el número de Froude, así:

$$\begin{aligned} \text{número de potencia} &= N_p = \frac{P g}{\rho n^3 D^5} && ; \text{ fuerza de la inercia} \\ \text{número de Reynolds} &= N_{Re} = \frac{D^2 n \rho}{\mu} && ; \text{ fuerza de viscosidad.} \\ \text{número de Froude} &= N_{Fr} = \frac{D n^2}{g} && ; \text{ fuerza de gravedad} \end{aligned}$$

En donde: P = potencia grs-cm/seg.

n = revoluciones por segundo

D = diámetro del impelente ... cm

ρ = densidad del fluido gr/cm³

μ = viscosidad absoluta ... gr masa/cm x seg

g = aceleración de la gravedad ... cm/seg²

El número de Froude sólo tiene importancia cuando se forma vórtice, de forma que la fuerza gravitacional actúe.

Cuando no se forma vórtice, las ecuaciones que se aplican son:

$$N_p = \frac{P g}{\rho n^3 D^5}$$

$$N_{Re} = \frac{D^2 n \rho}{\mu}$$

tales ecuaciones están relacionadas entre sí; así:

$$N_p = K (N_{Re})^P$$

En donde (K) es una constante y (P) un exponente que depende del régimen de flujo.

Cuando el número de Reynolds es igual o mayor que 10^5 , se desarrollan reacciones turbulentas. En este caso, siempre y cuando se evite el vórtice $p = 0$, Por tanto: $N_p = \frac{P \rho}{\rho n^3 D^5} = K \left[\frac{D^2 n P}{M} \right]^0$

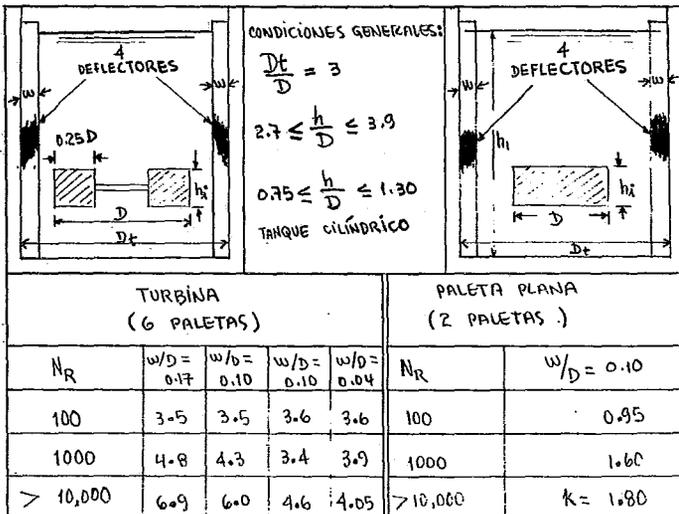
De donde: $P = \frac{K}{\rho} \rho n^3 D^5$

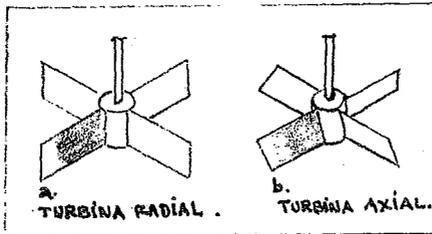
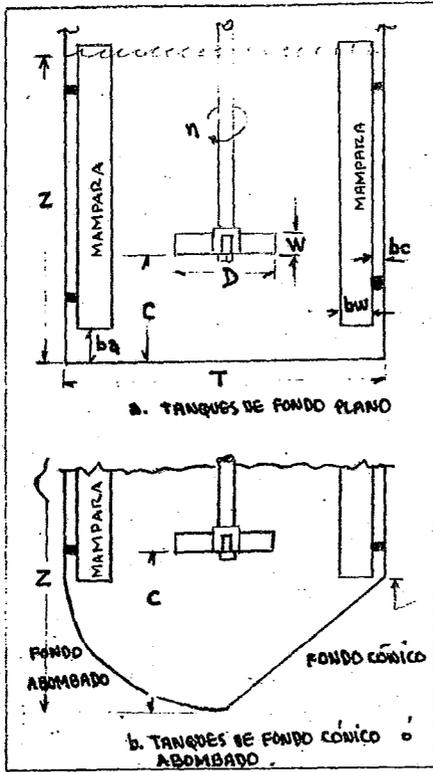
El mayor problema para usar ésta fórmula es la evaluación del coeficiente (K), el cual varía por lo general entre 2 y 7 de acuerdo con la velocidad de rotación del eje, el tipo de impelente que se usa y las dimensiones y forma del tanque.

Es necesario hacer notar que esta última expresión, solo se aplica para cámaras con deflectores en los cuales se ha evitado el vórtice, y que N_p es función de N_R .

Para $N_R > 10,000$, N_p se vuelve constante.

Enseguida se indican algunos valores de "K" para diferentes anchos de tabiques deflectores. (Son datos hallados experimentalmente).





b). Gradientes de velocidad.

El gradiente de velocidad en mezcladores rápidos se calcula a partir de la potencia disipada por unidad de volumen.

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu}}$$

Donde: P = potencia disipada en la unidad de volumen

μ = viscosidad absoluta

Cuando la viscosidad (μ) viene expresada en poises y P en gr-cm/
seg-cm³ para homogenizar unidades:

$$G = \sqrt{\frac{981}{\mu}} \cdot \sqrt{P}$$

Haciendo $\beta = \sqrt{\frac{981}{\mu}}$, entonces resulta: $G = \beta \sqrt{P}$

G = gradiente de velocidad; seg⁻¹

Valores del gradiente de velocidad en mezcladores.

Cuando se usan mezcladores de flujo de pistón, se emplean gradientes de velocidad muy altos por tiempo muy corto.

Aunque faltan datos concretos que permitan fijar normas al respecto podría decirse tentativamente que gradientes entre 1000 y 2000 seg⁻¹ son los más aconsejables. Por tanto cuando se utilizan canales Parshall como sistema de mezcla, la descarga debe ser libre y los tirantes de agua o profundidades de la lámina (ha) deben hacerse mayores de 35 cm para $W \geq 30$ cms.

Esto representa una pérdida de carga de $0.3 \times 30 = 9.0$

En mezcladores de dispersión con malla de tubos perforados, parece que los gradientes pueden variar entre 1500 seg⁻¹ y 4,000 seg⁻¹ con pérdidas de carga no mayores de 7 cms.

Cuando se usan retromezcladores, el gradiente de velocidad que se le dé al rotor no parece guardar relación directa con la eficiencia del proceso.

De los estudios de Vrale y Jordan se podría concluir que G mayores de 300 seg^{-1} no mejoran la velocidad de aglutinación aparente de las partículas.

Por tanto, el gradiente de velocidad en el eje de rotación puede hacerse entre 200 y 300 seg^{-1} y los tiempos de detención entre 15 y 30 seg^{-1} , lo que da valores de Gt de $2,250$ mínimo a $7,500$ máximo. Valores mayores de $G = 1000 \text{ seg}^{-1}$ sostenidos por 120 seg , según Camp, pueden retardar la formación del "floc" por un tiempo más o menos largo.

Formación del "floc" a diferentes gradientes en mezcla rápida.

Tiempo de mezcla rápida (minutos)	G (seg^{-1})	Tiempo para iniciar la formación del floc. (minutos)
2	12,500	más de 45
2	10,800	30
2	4,400	10

Debe observarse que en los retromezcladores el gradiente de velocidad no se distribuye uniformemente en toda la masa de agua. Alrededor de las paletas del agitador puede alcanzar valores varias veces mayores que en la periferia del tanque.

Para dejar mayor flexibilidad en la operación, los motores que impulsan los agitadores deben ser de velocidad variable con relación $1:3$ ó $1:4$, ya sea por sistema de correas ó cajas de velocidad. El factor de servicio debe estar entre 1.25 y 1.50 , por cuanto se requiere funcionamiento permanente.

3.- Aglutinación de partículas

Generalidades:

Una vez dispersados los coagulantes hay que producir una lenta agitación en el agua para permitir el crecimiento del "floc". Este crecimiento es inducido por el contacto entre partículas de diámetro mayor de 1μ creado por el gradiente de velocidad de la masa líquida. (Las partículas menores de 1μ están influenciadas más por el movimiento browniano que por el gradiente de velocidad). Tres características esenciales deben por eso estudiarse en toda floculación:

- a.- La forma de producir la agitación .
- b.- El gradiente de velocidad (G)
- c.- El tiempo de detención (t)

Los dos objetivos básicos que se persiguen son:

- Reunir los microflóculos para formar partículas mayores con peso específico superior al agua.
- Compactar el floc (disminuyendo su grado de hidratación) para producir una baja concentración volumétrica, que permita una alta eficiencia en la fase de separación (sedimentación-filtración).

Es muy importante tener en cuenta al respecto que la materia sólida en el floc representa de 2 a 11% de su volumen, y que el grado de hidratación depende del gradiente de velocidad que se comunique a la masa líquida, lo cual influencia el peso específico de las partículas formadas y su velocidad de asentamiento.

Concentración volumétrica de "floc"

Si como sugiere Camp coagulamos una muestra de agua, la dejamos se

dimentar la colocamos frente a un microscopio, contamos el número de partículas presentes y medimos su diámetro, podemos calcular el volumen total del "floc" en un determinado volumen de agua.

Este volumen puede expresarse en ml de floc por litro de agua, lo que los autores denominan concentración volumétrica de floc ó concentración de floc en una muestra dada.

Ahora bien, despejando αV en la fórmula de Hudson obtenemos:

$$\alpha V = \frac{\ln \left(\frac{N_0}{N_t} \right) (\pi)}{Gt}$$

Por tanto la concentración de floc (V) es inversamente proporcional al gradiente de velocidad (G) y al tiempo de floculación (t), conclusión ésta de gran valor práctico.

En otras palabras, esto quiere decir que es posible variar el volumen de floc, cambiando la energía que se le comunique a la masa líquida ó el período de detención del floculador.

(Al aumentar el gradiente de velocidad, disminuye la concentración de "floc" por cuanto disminuye el porcentaje de agua en él, -esto significa que si bien el floc es más pequeño se hace más compacto y puede tener una mayor velocidad de caída).

Lagvankar y Gemmel sugieren que este incremento de concentración puede deberse a que, por la mayor agitación del líquido, se produce una distribución de partículas por tamaños tal que el floc grande, que es el más hidratado y voluminoso o no se forma o se forma y se rompe cuando alcanza un tamaño límite.

De esta manera el volumen de floc producido con baja velocidad de agitación, puede ser hasta 25 veces más grande que el producido con

alta velocidad de agitación.

Tal cosa representa una gran diferencia en la fase de separación de sólidos que se realiza en los procesos de sedimentación y filtración.

Según Hudson, el floc producido con un alto Gt puede reducir el trabajo de los filtros hasta 10 veces.

También menciona haber observado rápido asentamiento de floc con tamaño inferior a 0.5 mm, pero que había sido obtenido con un Gt elevado.

El floc esponjoso y grande suele por eso ser inconveniente, porque sedimenta con dificultad y llena rápidamente por su gran volumen los poros del medio filtrante.

Por otra parte el volumen del floc depende de la dosis de coagulante que se aplique. Para el mismo gradiente, a mayor dosis mayor concentración volumétrica. Esto se puede deducir de la expresión siguiente:

$$V = \frac{A}{S} = \frac{\text{dosis de coag. aplicado al agua}}{\text{conc. de coag. en el floc}}$$

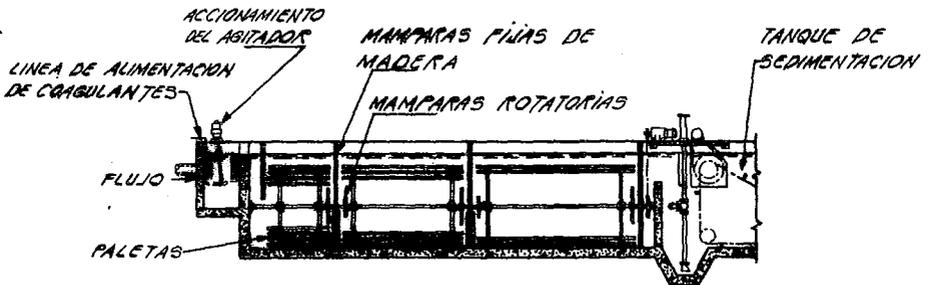
CLASIFICACION DE LOS FLOCULADORES.

Según el tipo de energía usada para producir la agitación, los floculadores pueden clasificarse en:

- hidráulicos
- mecánicos

Hidráulicos: Según el sentido del flujo, se clasifican en:

- de flujo horizontal.
- de flujo vertical.
- de flujo helicoidal.



SECCION DE UN FLOCULADOR CON MEZCLADOR RAPIDO



SECCION LONGITUDINAL DE UN FLOCULADOR VERTICAL
 LAS RUEDAS DE LAS PALETAS PUEDEN SER OPERADAS A DIFERENTES
 VELOCIDADES.
 UNA O MAS DE UNA PUEDEN SER OPERADAS A ALTA VELOCIDAD PARA
 SERVIR COMO RECIPIENTES DE MEZCLADO.

Mecánicos: según el sentido del movimiento, se clasifican en:

- reciprocantes.
- rotatorios

Clasificación de los floculadores.

Según la energía de agitación	Clasificación	Ejemplo
I. Hidráulicos	1. flujo horizontal	Tabiques intercalados a lado y lado del tanque.
	2. flujo vertical	Tabiques colocados arriba y abajo del tanque.
	3. flujo helicoidal	
II. Mecánicos	1. rotatorios	paletas giratorias de eje horizontal o vertical.
	2. reciprocantes	paletas o cintas oscilantes.

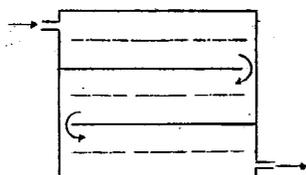
I. Floculadores hidráulicos.

Floculadores de tabiques.

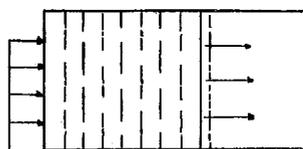
Los floculadores hidráulicos derivan su energía para la agitación de la masa líquida, de la carga de velocidad que el flujo adquiere, al escurrir por un conducto. Puede ser de tabiques o de flujo helicoidal.

Los primeros consisten en tanques provistos de pantallas en los cuales el agua circula con una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección del flujo.

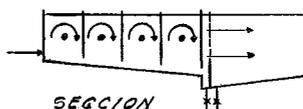
Los más comunes son los de flujo horizontal y los de flujo vertical.



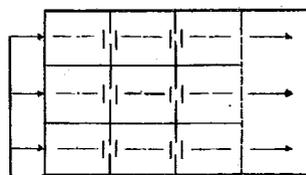
PLANTA



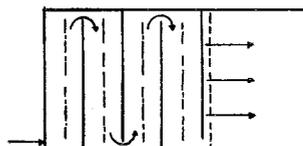
PLANTA



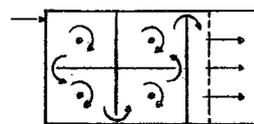
SECCION



PLANTA



PLANTA



PLANTA



SECCION

DISPOSICION DE FLOCULADORES

LAS FLECHAS REPRESENTAN LA TRAYECTORIA DEL FLUJO DE AGUA.
 LA FORMA MAS FACIL DE MANEJAR AGUA FLOCULADA ES CONSTRUIR EL FLOCULADOR Y EL
 RECIPIENTE DE ASENTAMIENTO INTEGRALMENTE, CON UNA MAMPARA PERMEABLE DESCARGANDO
 EL AGUA FLOCULADA HACIA EL ASENTADOR PARA ASEGURAR UN FLUJO DE ENTRADA
 UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDO TANTO HORIZONTALMENTE COMO VERTICALMENTE.

En los primeros, el flujo va y viene alrededor de los tabiques haciendo un giro de 180° al final de cada uno.

En los segundos, el flujo sube y baja en condiciones similares.

En ambos casos se produce una pérdida de carga h_f .

- a.- por el cambio de dirección y turbulencia h' .
- b.- por ensanchamiento y contracción de la sección h'' .
- c.- por la fricción en los tramos rectos h_2 .

La suma de estas pérdidas de carga constituye la pérdida de carga total (h_f).

En los floculadores de flujo horizontal $h' + h'' = h_1$, es proporcional a la carga de velocidad $V^2/2g$, así:

$$h_1 = k N \left(\frac{v^2}{2g} \right).$$

donde: k = constante empírica

N = número de tabiques

v = velocidad promedio del flujo = $\frac{Q}{A}$ = gasto/sección transversal.

Esta velocidad promedio suele variar entre 0.10 y 0.60 m/seg.

Algunos diseñadores suelen hacer 2 ó 3 sectores, incrementando el espaciamiento de los tabiques para producir una alta velocidad al principio (0.30-0.60 m/seg) y baja al final (0.10-0.20 m/seg).

Las velocidades altas (0.80 m/seg) pueden romper el floc, mientras que las bajas (0.10 m/seg) permiten la sedimentación de los lodos.

Cada agua, de acuerdo con las fuerzas que mantienen aglutinadas las partículas y los coagulantes que se usen, requiere un estudio especial al respecto. El coeficiente (k) es adimensional y varía en proporción directa con la pérdida de carga e inversa con el cuadrado de la velocidad:

$$k = \frac{2g}{N} \frac{h_1}{v^2}$$

Suele tomarse $k = 3.5$ como valor promedio, pero en realidad varía entre 2 y 4 según la rugosidad de los tabiques, el espaciamiento entre el extremo de los tabiques y la pared, la temperatura, viscosidad del agua, la forma de la punta de los tabiques (redondeada o cuadrada), etc.

De los estudios de Cordón y Samayoa, se podría deducir que el valor más frecuente de (k) tiende hacia 3.0.

La pérdida de (h_2) se puede calcular con la fórmula de Manning. Así:

$$h_2 = sh = \left(\frac{(vn)^2}{R^{4/3}} \right) L$$

donde: s = pendiente del canal.

$$v = \frac{Q}{A} ; \frac{\text{gasto}}{\text{sección transversal}}$$

$$R = \text{radio medio hidráulico} = \frac{A}{P} = \frac{\text{área}}{\text{perímetro mojado}}$$

n = coeficiente de Manning (puede tomarse 0.013 para superficies de cemento y 0.012 para asbesto-cemento).

L = longitud del canal.

La pérdida de carga (h_1) es la que predomina y puede representar hasta el 70% de la pérdida total.

En los floculadores de flujo vertical, el espesor de la lámina de agua en la parte superior de los tabiques varía con la velocidad y el gasto y, por tanto, la pérdida de carga no es función de $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$. Este tipo de floculador es más compacto que el de flujo horizontal, pues puede hacerse más profundo (2.0 a 3.0 m.). y por tanto requiere menor área superficial.

Su principal problema consiste en la acumulación de lodos en la parte inferior de los compartimientos, los cuales son difíciles de extraer. En Brasil, para solucionar este problema, se deja en la base de cada tabique que llegue hasta el fondo, una abertura con un área equivalente al 5% de área horizontal de cada compartimiento.

En esta forma se permite que el flujo se divida, y mientras la mayor parte asciende, una pequeña proporción pasa directamente por el fondo, creando una turbulencia adicional e impidiendo la acumulación de sedimentación.

Se usa para plantas relativamente grandes (mayores de 50 lt/seg.). En plantas pequeñas por razones estructurales, es preferible el flujo horizontal.

GRADIENTE DE VELOCIDAD EN FLOCULADORES HIDRAULICOS.

La potencia disipada en floculadores hidráulicos se calcula como en el caso de los mezcladores hidráulicos, así:

$$P = \frac{\gamma' Q h_f}{v}$$

$$P = \gamma' v \frac{h_f}{l}$$

donde l = longitud en la cual se produce la pérdida de carga h_f .

como $\frac{v}{Q} = t_0$; $P = \frac{\gamma' h_f}{t_0}$

t_0 = tiempo nominal de detención.

A partir de P se calcula G , así:

$$G = \left(\frac{P}{M} \right)^{1/2} = \left(\frac{v h_f \cdot \gamma'}{M l} \right)^{1/2}$$

Generalmente (G) promedio en floculadores de pantallas varía entre 10 y 100 seg^{-1} y más frecuentemente entre 30 y 60 seg^{-1} .

Debe notarse en la expresión, $p = \gamma v \frac{hf}{l}$ que la potencia unitaria disipada y por tanto el gradiente de velocidad, dependen de la pendiente hidráulica $\left(\frac{hf}{l}\right)$ o sea que cuanto mayor pérdida de carga (h_f) se produzca en la distancia l , mayor gradiente de velocidad se consigue.

Las principales desventajas de este tipo de floculadores son:

- a.- Se produce mucho más pérdida de carga y por tanto gradiente de velocidad en los giros de 180° del flujo que en los tramos rectos.
- b.- Cuando los tabiques son fijos, la velocidad es constante para cada flujo. Si se quiere cambiar Q la velocidad v cambia también, pudiendo ser o muy alta o muy baja.

Se ha podido concluir que es conveniente disminuir la velocidad del agua en los giros de 180° del flujo para evitar la ruptura del floc. Velocidades no mayores de 15 cm/seg. son aconsejables.

Por eso, tradicionalmente, el espaciamiento entre el extremo del tabique y el muro se ha hecho igual a 1.5 veces la separación entre tabiques, pero tal regla no debe tomarse como absoluta.

Otra dificultad de los floculadores hidráulicos es su falta de flexibilidad. Efectivamente, habiendo una sección constante en los canales, no se puede variar el gasto de la planta sin que varíe la velocidad del flujo.

Por otra parte, la longitud del canal necesario y por tanto el número de tabiques, es función de la velocidad del flujo y del tiempo de retención ($L = vt$) y no del gasto, el cual sólo determina la sección (ancho-profundidad) del canal.

Por tanto, si se quiere hacer dos floculadores en lugar de uno, se disminuye el espaciamiento entre tabiques y el tamaño de cada

tanque, pero el número de tabiques se multiplica por dos, lo que puede aumentar el costo de construcción.

Estas limitaciones de los floculadores hidráulicos hicieron que en países industrializados como los Estados Unidos, se prescindiera de ellos desde hace más de 3 décadas, y se adoptaran en cambio los floculadores mecánicos.

Sin embargo, el floculador hidráulico tiene una serie de ventajas que no deben subestimarse.

a.- No tienen cortocircuitos, esto es, el flujo queda retenido durante un tiempo casi igual al período de detención nominal.

b.- No tienen partes movibles, de forma que su operación y mantenimiento son más simples que en los equipos mecánicos.

c.- Si bien la pérdida de carga mecánica para producir un determinado gradiente de velocidad es mayor, no requiere consumo externo de energía, lo que es una considerable ventaja cuando el flujo llega por gravedad a la planta.

Esto hace especialmente atractivos a los floculadores hidráulicos en países no industrializados, sobre todo si se modifica el diseño para salvar algunas de las dificultades que se presentan.

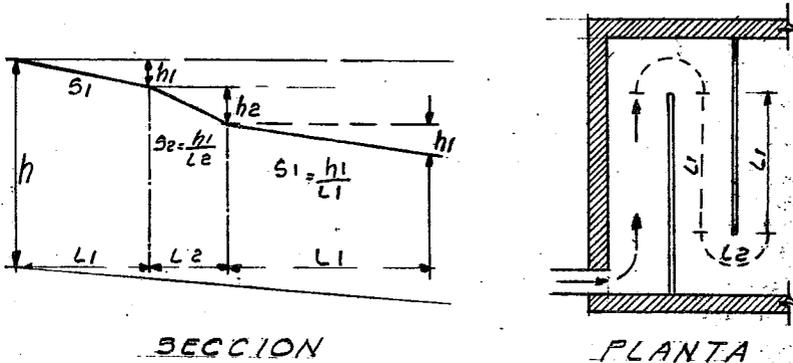
En primer lugar, la velocidad puede hacerse baja (0.15-0.20 m./seg) confiando en el alto gradiente que se produce en las puntas de los tabiques, con lo cual se disminuye la longitud de canal requerida. El tiempo de detención puede hacerse por la misma razón entre 15 y 20 minutos, ya que no se presentan cortocircuitos.

Se pueden hacer también tramos cortos con tabiques de asbesto-cemento o madera, removibles y colocables con espaciamiento variable lo que trae dos ventajas: se le da flexibilidad de operación a la unidad y se aumenta el número de puntos en que se produce un gradiente

elevado, proporcionando así la compactación del floc.

En este caso debe dejarse en el diseño original del perfil hidráulico suficiente diferencia de nivel entre el final de la mezcla y el inicio de la floculación como para que el flujo no se represe si se aumenta el número de tabiques.

Los cálculos para el diseño de un floculador que incorpora estos conceptos se incluyen a continuación.



GRADIENTE DE ENERGIA EN FLOCULADORES DE FLUJO HORIZONTAL.

donde: S = pendiente hidráulica.

PROBLEMA- EJEMPLO:

La planta de tratamiento de una población se ha diseñado con una capacidad promedio de 36 lts/seg.

Se ha proyectado un floculador de tabiques móviles con un periodo de detención total de 19 minutos.

Se ha considerado dos zonas:

$$a.- t_0 = 9 \text{ minutos} ; v = 0.21 \text{ m/seg.}$$

$$b.- t_0 = 10 \text{ minutos} ; v = 0.14 \text{ m/seg.}$$

De acuerdo con esto, las longitudes de los canales serán:

$$L_1 = 0.21 \text{ m/seg} \times 9 \text{ minutos} \times \frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min.}} = 113.4 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.14 \text{ m/seg} \times 10 \text{ minutos} \times \frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min.}} = 84 \text{ m}$$

Secciones del canal: $A = Q/\text{vel.}$

$$Q = 36 \text{ lt/seg} \times \frac{1 \text{ kg}}{1 \text{ lt.}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ kg}} = 0.036 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$A_1 = \frac{0.036 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.21 \text{ m/seg}} = 0.172 \text{ m}^2$$

$$A_2 = \frac{0.036 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.14 \text{ m/seg}} = 0.257 \text{ m}^2$$

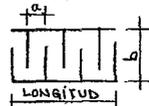
Usando tabiques planos de asbesto-cemento de 1.20 x 2.40 con borde libre de 0.10 m. La profundidad de los canales será 1.10 m.

Los espaciamientos serán por tanto:

Espaciamientos:

$$a_1 = \frac{0.172 \text{ m}^2}{1.10 \text{ m}} = 0.156 \text{ m}$$

$$a_2 = \frac{0.257 \text{ m}^2}{1.10 \text{ m}} = 0.234 \text{ m.}$$



b = ancho del canal.
 a = espaciamiento entre pantallas.
 d = profundidad.

Debe notarse que el espaciamiento de los tabiques puede ser cambiado a voluntad. Los espaciamientos entre la punta del tabique y la pared serán:

$$\left. \begin{array}{l} 1.5 \times 0.156 \text{ m} = 0.234 \text{ m.} \\ 1.5 \times 0.234 \text{ m} = 0.351 \text{ m.} \end{array} \right\} \text{ por criterio de diseño}$$

Por tanto el ancho del tanque será $\lambda_1 = 2.40 + 0.234 = 2.63 \text{ m}$
 $\lambda_2 = 2.40 + 0.351 = 2.75 \text{ m}$

1er. tramo $N_1 = \frac{113.4 \text{ m}}{2.63 \text{ m}} = 43$; $43 \times 0.156 \text{ m} = 6.70 \text{ m}$ de largo

2o. tramo $N_2 = \frac{84 \text{ m}}{2.75 \text{ m}} = 30 \times 0.234 \text{ m} = 7.07 \text{ m}$ de largo

Incluyendo el espesor de los tabiques (10 cm), las dimensiones del tanque de floculación serán: 15.20 m de largo dividido en 2 secciones de 7.13, 7.07 m cada una; 1.10 m de profundidad y 2.63, 2.75 m de ancho cada sección.

Los valores de las pérdidas de carga se calculan enseguida:

Tramo	(cm/seg)	$\left(\frac{v^2}{2g}\right)$ cms.	$h_1 = \frac{3N v^2}{\text{cms. } 2g}$	$S = \left[\frac{v n}{R^{2/3}}\right]^2$	$h_2 = sL$ cms.	$h_c = h_1 + h_2$ cms.
1	21.	0.225	29.0	24×10^{-5}	2.7	31.7
2	14	0.100	9.0	6.4×10^{-5}	0.5	9.5

La potencia disipada se calculó con la fórmula: $P = \frac{\gamma h_f}{t_0}$

y el gradiente: $G = \left(\frac{P}{M}\right)^{1/2} = \left(\frac{v h_f \gamma}{M l}\right)^{1/2}$

$$P = \frac{31.7 \text{ cm}}{9 \text{ min} \times 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}}} \times 10^3 = 58.7 \frac{\text{gr-cm}}{\text{seg-lt}} ; \quad G = 69 \text{ seg}^{-1}$$

$$P = \frac{9.5 \text{ cm}}{10 \text{ min} \times 60 \frac{\text{seg}}{\text{min}}} \times 10^3 = 15.8 \frac{\text{gr-cm}}{\text{seg-lt}} ; \quad G = 35 \text{ seg}^{-1}$$

donde:

N = número de tabiques.

v = velocidad del fluido, (promedio)

g = aceleración de la gravedad --- cm/seg².

S = pendiente del canal.

n = coeficiente de Manning. --- 0.013 para cemento, 0.012 asbesto-cemento

h_2 = pérdida de carga, por la fricción en los tramos rectos.

L = longitud del canal.

h_1 = pérdida de carga, por el cambio de dirección y por ensanchamiento y contracción de la sección.

$\left(\frac{v^2}{2g}\right)$ = "carga" de velocidad.

$$S = \frac{(v n)^2}{R^{4/3}}$$

R = radio medio hidráulico.

Nota: Debe tenerse en cuenta que existe la posibilidad de poner más o menos tabiques para aumentar o disminuir el gradiente cuando haga falta.

FLOCULADORES MECANICOS.

Se entiende por floculadores mecánicos aquellos que requieren una fuente de energía externa que mueva un agitador en un tanque ó una serie de tanques, en donde el agua permanece un periodo teórico de detención (to.).

Según el sentido del movimiento del agitador se clasifican en:

- giratorios.
- reciprocantes.

Los giratorios pueden ser de baja velocidad de rotación (paletas) ó de alta velocidad de rotación (turbinas).

Pueden ser de eje horizontal o de eje vertical.

Los floculadores reciprocantes ya sea en parrillas de madera que suben y bajan alternativamente (walking beams) ó en sistemas oscilantes como cintas ("ribbons flocculator") que van y vienen dentro del tanque.

En ambos casos la energía comunicada a la masa líquida es directamente proporcional a la energía con que se desplaza el elemento mecánico dentro de ella.

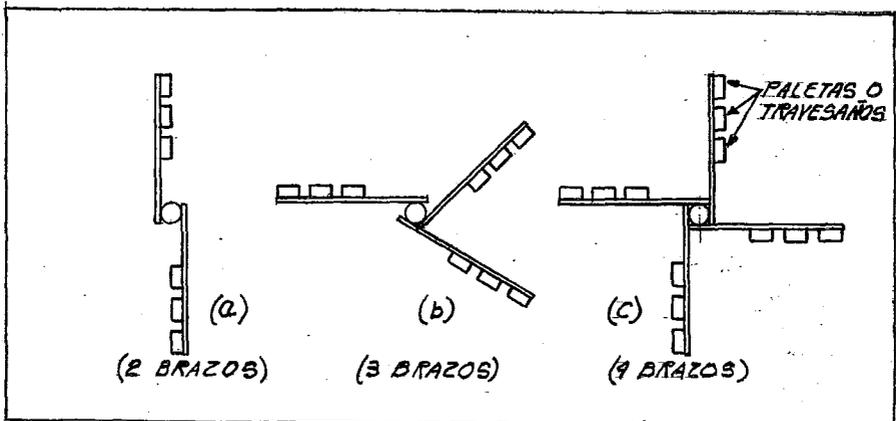
FLOCULADORES GIRATORIOS.

Los floculadores giratorios constan de un sistema de paletas adheridas a un eje horizontal o vertical, el cual gira impulsado por un motor eléctrico desplazando el agua y produciendo un trabajo.

Los agitadores pueden tener dos, tres o cuatro brazos, y en cada brazo puede haber dos, tres o más paletas o travesaños unidos por una pieza central al eje.

Pueden colocarse perpendicularmente a la dirección del flujo o paralelo a éste, con el objeto de disminuir los cortocircuitos. Cuando se usan agitadores de eje horizontal, se requiere por lo general un pozo seco al lado del tanque de floculación para acomodar los motores y mecanismos que impulsan el sistema.

Puede evitarse el pozo seco utilizando una correa en "V" y colocando el motor en el borde del tanque. Especial cuidado debe ponerse en este caso para evitar la corrosión.

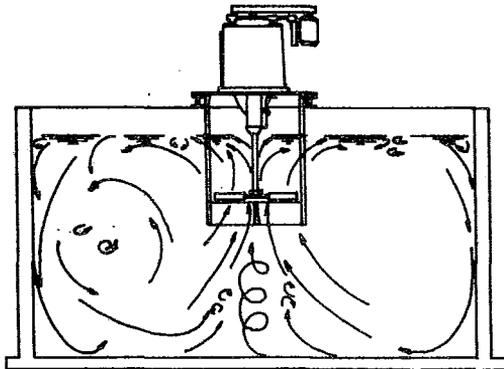
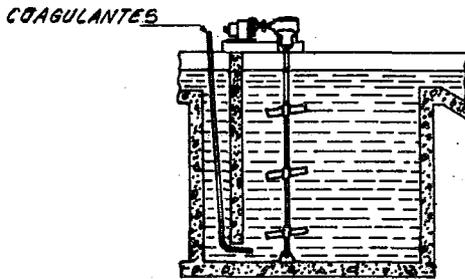
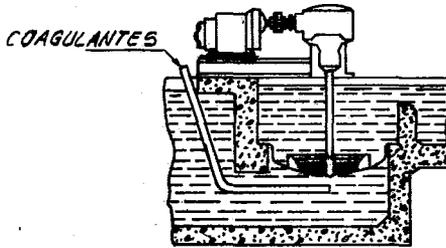


Diferentes arreglos de agitadores de paletas para floculadores.

Con agitadores de eje vertical no es necesario el "pozo seco", pero puede inducirse en el agua más fácilmente un movimiento de rotación que estimule los cortocircuitos.

El número de agitadores y de paletas en los agitadores determina la energía comunicada al líquido.

Sean considera que el área total de paletas no debe ser mayor del



FLOCULADOR TIPO: TURBINA
ESTE EQUIPO ES FACIL DE INSTALAR EN
RECIPIENTES EXISTENTES.

15 al 20% de la sección transversal del tanque con el objeto de prevenir la rotación general del líquido alrededor del eje, disminuyendo de esta manera la eficiencia de la agitación.

Para evitar esto, algunos diseñadores prefieren colocar deflectores fijos en los muros del tanque.

La distancia entre los extremos de los agitadores se suele hacer no menor de 0.60 m y el espacio entre ellos y el fondo del tanque no menor de 0.15 m pero preferiblemente no menor de 0.30 m.

Los flocladores de turbina son más compactos y pueden generar mayor energía cuando son operados a alta velocidad.

Esencialmente consisten en un eje en el cual va colocada una serie de discos giratorios provistos de aletas.

La velocidad de rotación es mayor que en los flocladores de paletas y tienen por eso menor tendencia a comunicar un movimiento de rotación a la masa de agua.

Son por lo común de menor costo y pueden acomodarse en tanques alargados.

En algunas plantas modernas se usan flocladores de turbinas en las primeras cámaras (que requieren mayor gradiente de velocidad) y de paletas en las finales.

El principal defecto de los flocladores mecánicos es la facilidad con que producen cortocircuitos, reduciendo notablemente el tiempo que permanece retenido el flujo en el tanque, con lo que se disminuye la eficiencia del proceso.

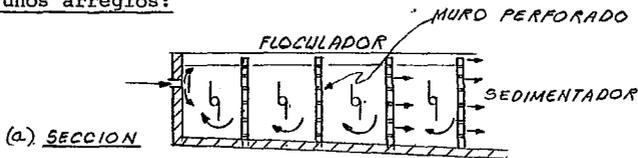
Dicen al respecto Hudson y Wolfman." comparaciones de la prueba de jarras y los datos de la planta son difíciles de hacer por una variedad de razones, la más importante de las cuales es que en la prueba de jarras no existen cortocircuitos. El agua y los reacti-

-vos están retenidos en su totalidad en los vasos durante todo el tiempo del ensayo. Lo contrario sucede en las cámaras de floclulación de las plantas de tratamiento donde parte del agua pasa rápidamente mientras otra es retenida por largos períodos".

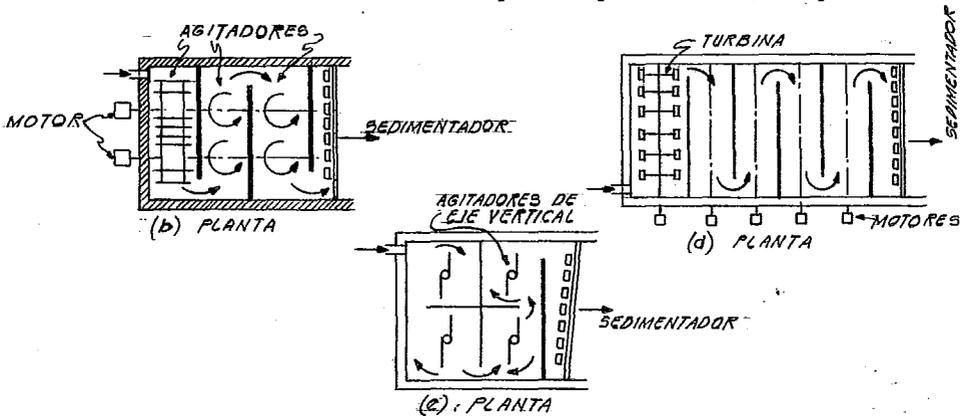
Tradicionalmente los tanques floclulantes se han dividido en varias cámaras. En el capítulo anterior se vió que la eficiencia de la floclulación expresada como $(1 - N/N_0)$ es función del número "m" de compartimientos del floclulador. Esto se comprende claramente si se tiene en cuenta que cuanto mayor sea el número de cámaras menor es la posibilidad de cortocircuitos.

La forma como los diversos compartimientos se comunican tienen por otra parte una gran importancia.

Algunos arreglos:

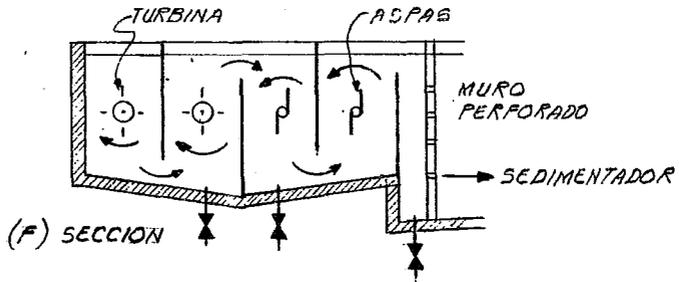
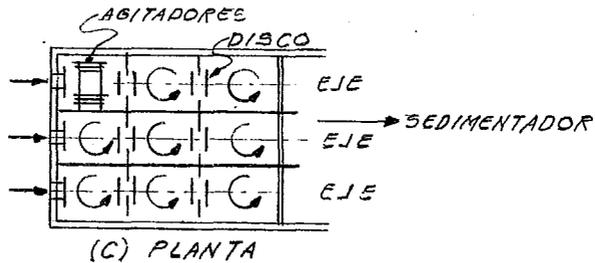


Esta solución con muros divisorios perforados es bastante común. Sin embargo, no impide adecuadamente por lo general el paso directo al sedimentador de un buen porcentaje de la masa de agua.



En las soluciones (b), (d) y (e), debe diseñarse con cuidado el paso del flujo al sedimentador para evitar la ruptura del floc.

La solución (c); consiste de un disco adherido al eje de rotación de las paletas que obliga al agua a pasar por un orificio y evitar que fluya en sentido contrario.



(f) es una combinación de (b) y (d) pero con flujo de arriba hacia abajo. Los muros perforados se pueden hacer de ladrillo o concreto con orificios que permitan velocidades de 0.30 m/seg ó mayores para impedir que se presenten corrientes en el sentido opuesto al avance del flujo y se entremezclen las masas de agua de las cámaras.

Cuando se usan tabiques de madera se suelen hacer dobles dejando un espacio libre entre las tablas, el cual varía entre 0.8 y 2.5 cm según la velocidad que se desee mantener.

POTENCIA DISIPADA EN FLOCULADORES MECANICOS GIRATORIOS.

Tanto en los agitadores de paletas como en los de turbina, el area de las caras planas de los travesaños ó aletas, medida transversalmente al sentido de rotación, es constante; y la única forma de variar la energía comunicada al líquido es variando la velocidad de rotación del eje.

Por lo general, la velocidad de las paletas más alejadas del eje se mantiene entre 0.30 y 0.90 m/seg, dependiendo de las características del floc que se produce y del grado de compactación que se desee.

Según Camp, la fuerza de roce originada por el movimiento del líquido es igual a:

$$F_r = C_D A \rho \frac{(v_2 - v_1)^2}{2}$$

Donde: v_1 = velocidad de rotación del líquido.

v_2 = velocidad periférica de rotación de las paletas

A = área transversal de las paletas.

y por tanto:

$$P = C_D A \rho \frac{(v_2 - v_1)^3}{2V}$$

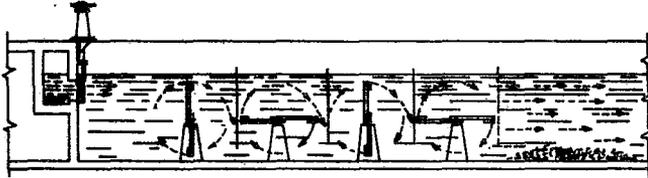
como $v_2 = 2\pi r n$ en donde (n) es el número de revoluciones y $v_1 = k v_2$.

r = distancia al eje de rotación.

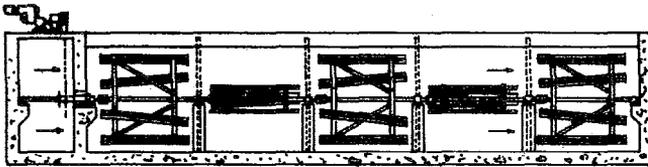
$$P = C_D A \rho \frac{(2\pi r n - 2\pi r n k)^3}{2V} = C_D A \rho \frac{[2\pi r n (1-k)]^3}{2V}$$

Por tanto:

$$P = 124 C_D A \rho r^3 \frac{(1-k)^3 n^3}{V}$$

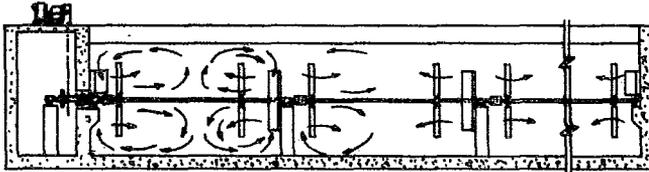


EQUIPO DE FLOCULACION



FLOCULADOR DE PALETAS

LA INTENSIDAD DEL MEZCLADO DEPENDE DEL AREA DE LAS HOJAS DE LAS PALETAS Y DE LA VELOCIDAD ROTACIONAL DE LA FLECHA. EL AGUA FLUYE EN LA DIRECCION DE LA FLECHA DEL ACCIONADOR.



FLOCULADOR CON PROPELAS DE FLUJO AXIAL.

ESTA UNIDAD DE MEZCLADO ES SIMILAR AL FLOCULADOR DE PALETAS.

Para obtener P en kilográmetros/seg.:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{1000}{9.81} ; n = r.p.s ; r = m ; A = m^2 ; V = m^3 .$$

$$P = 12,600 \frac{C_D n^3 (1-k)^3}{v} A \cdot r^3$$

Esto para el caso de una sola paleta, como generalmente se tienen varios travesaños colocados en el mismo agitador a diferentes distancias "r" del eje:

$$P = 12,600 C_D \frac{n^3 (1-k)^3}{v} \sum A r^3$$

$\sum A r^3$ = suma de los productos del área de las paletas (A) por su distancia al eje de rotación (r) al cubo.

Según Rouse para secciones rectangulares que se desplazan en el agua, el valor de C_D puede estimarse así:

(L/a)	(N_R)	(C_D)
1	$> 10^3$	1.16
5	$> 10^3$	1.20
20	$> 10^3$	1.50
∞	$> 10^3$	1.95

L = longitud de la paleta.

a = ancho de la paleta.

N_R = número de Reynolds.

Camp, por su parte encontró trabajando con los floculadores de Cambridge (U.S.A.) que una vez que se establece el equilibrio, (k) varía entre 0.24 y 0.32 y que este valor tiende a decrecer al incrementar la velocidad de rotación del eje.

Fair sugiere un valor de ($k=0.25$)

$$P = 12,600 C_D (1-k)^3 n^3 \cong \frac{Ar^3}{V} = \alpha n^3 \left(\frac{\Sigma Ar^3}{V} \right).$$

Donde: $\alpha = 12,600 C_D (1-k)^3$ y puede variar entre 6,000 y 10,000 según los valores de C_D y (k) que se adopten.

Para $C_D = 1.5$ y ($k=0.25$); $\alpha = 8,000$, valor que puede usarse en diseño a falta de mejor información.

En reciente trabajo, Camp propone fórmulas más complejas pero de más difícil uso,

$$\text{Haciendo: } \alpha \cong \frac{\Sigma Ar^3}{V} = \epsilon$$

$$\text{Entonces: } P = \epsilon n^3$$

El valor (ϵ) es un "factor de forma" que depende solamente de la geometría de los agitadores en relación al volumen del tanque. Si (ϵ) es grande, una lenta rotación de las paletas produce un alto gradiente.

De las expresiones anteriores, se deduce que para un floculador determinado, la potencia disipada varía con el cubo del número de revoluciones dadas en la unidad de tiempo.

Cuando lo que se conoce es la velocidad periférica de las paletas (v_2) la potencia unitaria puede expresarse también así:

$$P = 51 (1-k)^3 \frac{C_D}{V} \cong A v_2^3$$

v_2 = velocidad periférica de rotación de las paletas.

GRADIENTES DE VELOCIDAD DE FLOCULADORES MECANICOS GIRATORIOS.

El gradiente de velocidad en floculadores mecánicos giratorios

es igual a:
$$G = \sqrt{\frac{(\epsilon) n^3 \cdot 981}{\mu}} = \sqrt{\frac{981 \cdot (\epsilon)}{\mu}} \cdot \sqrt{n^3}$$

Donde (μ) viene expresado en poises.

Para homogenizar unidades, el valor de (P) hay que expresarlo en ($\text{grm} \cdot \text{cm}/\text{seg} \times \text{cm}^3$).

Como (ϵ, g, μ) son constantes para un determinado floculador y una determinada temperatura, G puede calcularse así:

$$G = \phi n^{3/2}; \quad \text{donde} \quad \phi = \sqrt{\frac{981 (\epsilon)}{\mu}}$$

o sea que $G =$ es proporcional al número de revoluciones elevado a tres medios.

Como sucede con los floculadores hidráulicos, el gradiente de velocidad en los floculadores mecánicos se distribuye en forma muy desigual en la masa de agua. En las paletas más alejadas del eje, el gradiente es varias veces mayor que en las paletas cercanas al eje o junto al eje.

El floc está por eso rompiéndose y volviéndose a formar continuamente. Este fenómeno es más acentuado aún, cuando se usan turbinas cuya velocidad de rotación es mayor.

Camp estimó que el gradiente de velocidad óptimo estaba entre 20 y 40 seg^{-1} . En 1957 Hudson consideraba que valores de (Gt) menores de 10^4 eran poco satisfactorios y que valores de G en exceso de 40 seg^{-1} producían un floc que se asentaba pobremente.

En 1963 Fair y Gemmel, resumiendo trabajos anteriores concluyen que "un rango de gradiente medio de velocidad en seg^{-1} parece ser $2 \leq G \leq 40$ y un tiempo aceptable de floculación (t) en segundos generalmente satisface la condición $5,000 \leq (Gt) \leq 50,000$ donde el producto (Gt) es un número adimensional".

La tendencia hoy día es usar gradientes de velocidad más elevados, en especial cuando se usan ayudantes de coagulación (polielectrolitos). La AWWA recomienda valores entre 50 y 100 seg^{-1} y (Gt) entre 100 y 150×10^3 .

No obstante que esto puede producir un floc más compacto, el valor de G está limitado por el máximo esfuerzo cortante que puede resistir la partícula sin desintegrarse permanentemente, por falta de oportunidad de volverse a aglutinar.

Es costumbre por eso disminuir el gradiente de velocidad en los diferentes compartimientos del floculador, de manera que el mayor valor de (Gt) se produzca al comienzo del proceso, cuando los grumos son más pequeños, y el menor cuando el floc ha crecido y es más sensible a la ruptura por esfuerzos cortantes.

El uso de ayudantes de coagulación aumenta la cohesión entre partículas y, por lo mismo, permite gradientes más altos.

La cantidad de coagulantes usados modifica también las fuerzas de cohesión interparticular, como se explicó antes, y por tanto su resistencia a la ruptura.

Es pues muy difícil predecir la resistencia que un floc puede tener y es más prudente, por eso, evitar las generalizaciones.

La planta de tratamiento de cierta localidad necesita duplicar su capacidad actual de 130 lt./ seg para lo cual se va a ampliar la capacidad de floculación.

Los nuevos floculadores van a consistir de cuatro cámaras con paletas de eje horizontal, movidas por polea en "V."

Se necesita conocer el volumen del nuevo floculador para un tiempo de detención nominal de 30 minutos y las características de los agitadores.

(T = 4°C)

a.- Volumen del tanque

$$0.260 \text{ m}^3/\text{seg} \times 30 \text{ min} \times \frac{60 \text{ sec}}{1 \text{ min}} = 468 \text{ m}^3$$

b.- Dimensiones.

Para profundidad de 3.5 m, el área superficial será $468 \text{ m}^3 / 3.5 \text{ m} = 134 \text{ m}^2$.

Se pueden hacer cámaras de 3.35 m de longitud por 10 m. de ancho.

c.- Area de paletas

El área transversal de la cámara será $10 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} = 35 \text{ m}^2$

El área de paletas será: $\left(\frac{20}{100}\right) \times 35 = 7 \text{ m}^2$.

Se pueden colocar 6 paletas de 0.165 m de ancho cada una por 3.5 m de largo (ver. esquema).

d.- Factor de forma del floculador

El área por paleta será $0.165 \text{ m} \times 3.50 \text{ m} = 0.577 \text{ m}^2$.

La suma de sus áreas por el radio al cubo será:

$$2 \times 0.577 \times (1.32)^3 = 2.654$$

$$2 \times 0.577 \times (0.95)^3 = 0.989$$

$$2 \times 0.577 \times (0.59)^3 = 0.236$$

$$\Sigma Ar^3 = 3.88$$

El volumen de cada cámara es igual a $468 \text{ m}^3 / 4 = 117 \text{ m}^3$.

Tomando $\alpha = 8,000$ el factor de forma del floculador será:

$$\epsilon = \alpha \frac{\Sigma Ar^3}{V} = 8,000 \times \frac{3.88 \times 2}{117 \text{ m}^3} = 530.$$

e.- Potencia y gradiente.

Evaluando la potencia y el gradiente de velocidad, (para distintos valores de "n"), resulta:

n(rps)	n(rpm)	P ($\frac{\text{gr-cm}}{\text{seg-lt}}$)	G ($\frac{\text{seg}^{-1}}{\text{a } 4^\circ\text{C}}$)
0.100	6.0	53.0	60.0
0.075	4.5	24.0	39.0
0.050	3.0	7.0	21.0
0.030	1.8	1.5	9.8

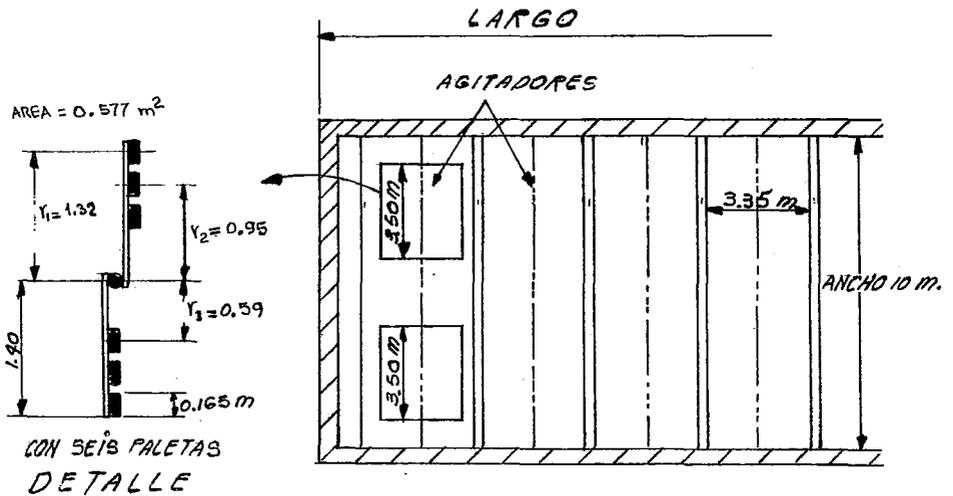
Por lo tanto, se pueden adquirir 4 (cuatro) motores de velocidad variable que trabajen con 3 hasta 6 rpm, para conseguir gradientes de velocidad entre 21 y 60 seg^{-1} .

La potencia neta total requerida será:

$$\frac{0.053 \times 468 \text{ m}^3 \times 10^6}{75 \times 10^5} = \frac{248}{75} = 3.3 \text{ HP}$$

$$\frac{0.007 \times 468 \text{ m}^3 \times 10^6}{75 \times 10^5} = \frac{32.8}{75} = 0.437 \text{ HP}$$

La potencia real puede ser de 30% a 50% mayor que la potencia neta.



CAPITULO V

SEDIMENTACION.

Los tanques de asentamiento (tanques de sedimentación, recipientes para sedimentación, depósitos para asentamiento, ó clarificadores), son usados en el tratamiento de agua para reducir la cantidad de sólidos sedimentables suspendidos en agua.

La sedimentación es uno de los procesos más ampliamente utilizados en el tratamiento de agua; segundo quizás a la cloración.

La eficiencia de la sedimentación depende de muchos fenómenos que a su vez, dependen de muchas variables.

Esas muchas variables no han sido todavía formuladas matemáticamente en forma aceptable; de manera que sean útiles para el diseño, hay todavía muy poco conocido acerca del complejo mecanismo de la floculación (coagulación) y de la hidráulica de los tanques de asentamiento, factores ambos que afectan la sedimentación.

Los tanques de asentamiento son ahora operados casi exclusivamente sobre la base de flujo continuo, la operación intermitente es obsoleta.

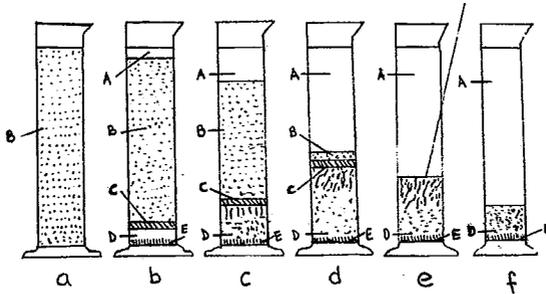
La sedimentación usualmente encuentra aplicación en 2 formas principales en el tratamiento de aguas:

a.- sedimentación sencilla.

b.- sedimentación que sigue a la coagulación y floculación o al ablandamiento.

La sedimentación sencilla es usada para separar sólidos sedimentables que ocurren naturalmente en aguas superficiales, tales sólidos sedimentan sin tratamiento previo.

PRUEBAS TÍPICAS DE SEDIMENTACIÓN



ZONAS:

- A.- LÍQUIDO CLARO .
- B.- LECHADA A LA CONC. ORIGINAL
- C.- ZONA DE TRANSICIÓN .
- D.- LECHADA ESPESA EN LA ZONA DE COMPRESIÓN .
- E.- ARENA GRUESA .

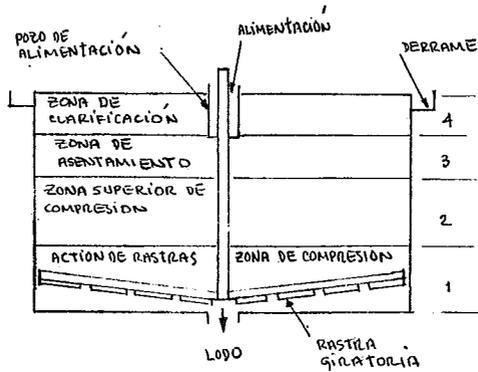
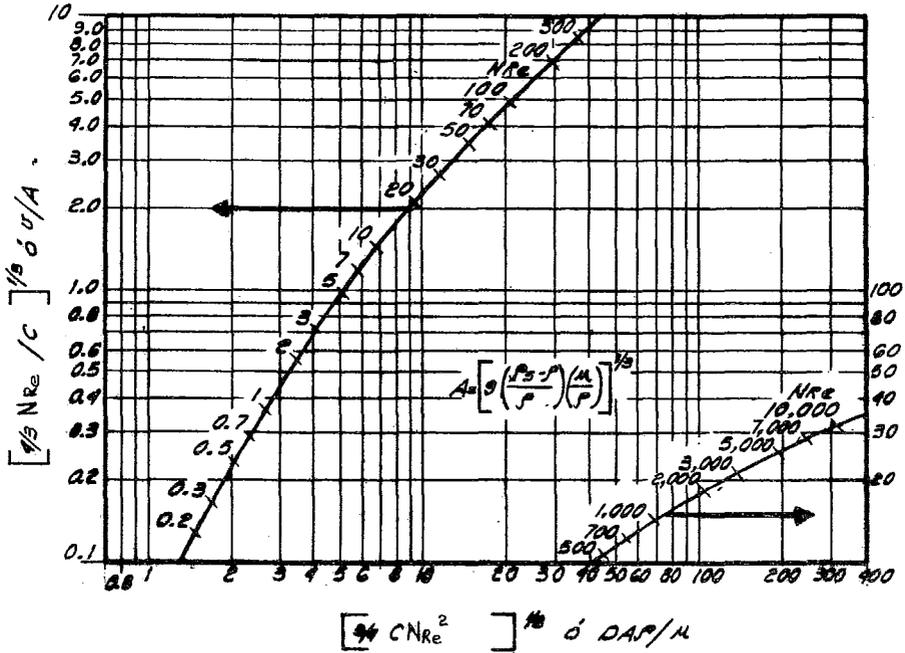


DIAGRAMA DE UN ESPESADOR CONTINUO.



GRÁFICA PARA EVALUAR LA VELOCIDAD DE SEDIMENTACION

$$C = \frac{4}{3} \frac{\rho D}{\sigma^2} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)$$

$$NRe = D U \rho / \mu$$

D = DIAMETRO DE LA PARTICULA

U = VEL. DE ASENTAMIENTO TERMINAL

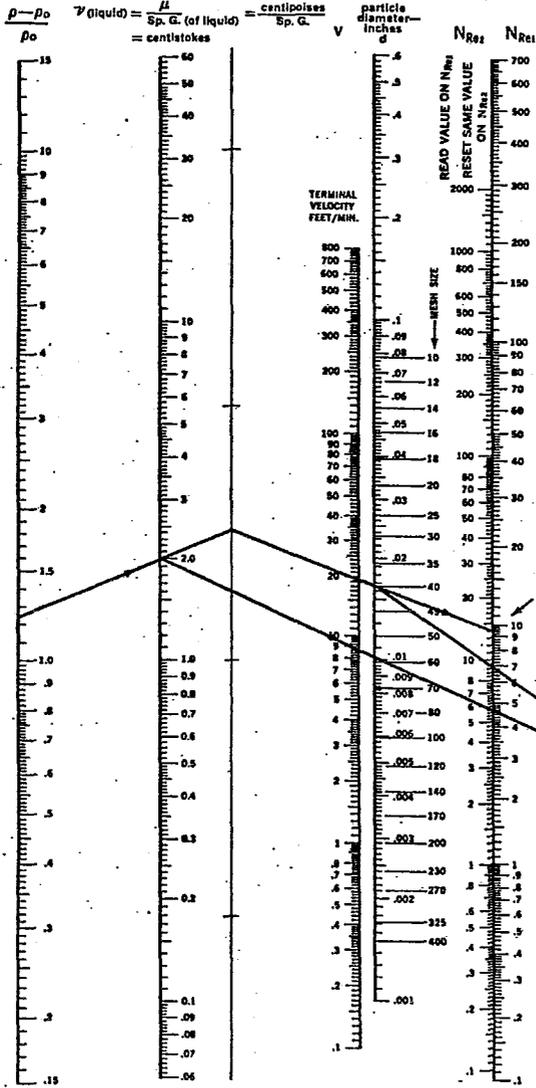
ρ = DENSIDAD DEL FLUIDO

ρ_s = DENSIDAD DE LOS SOLIDOS

μ = VISCOSIDAD DEL FLUIDO

g = ACCELERACION DEBIDO A LA GRAVEDAD.

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR VELOCIDADES DE
ASENTAMIENTO DE PARTICULAS SOLIDAS EN LIQUIDOS.



EXAMPLE:

Liquid: Sp. G. = 1.2
 Viscosity = $\mu = 2.4$ centipoises
 Solid: Sp. G. = 2.7
 Diameter = 40 Mesh
 ρ_0 = density of liquid
 ρ = density of solid
 $\frac{\rho - \rho_0}{\rho_0} = 1.25$
 $\nu = \frac{2.4}{1.2} = 2$ centistokes
 $N_{Re} = 9.4$
 $V = 8.8$ ft./min.
 1 micron = 0.00003937 in.

La sedimentación simple, es normalmente utilizada como un proceso preliminar para reducir la carga de sedimento pesado antes de un proceso de tratamiento subsecuente tal como coagulación.

Esta sedimentación preliminar es a menudo también referida como presedimentación.

La sedimentación que sigue a la coagulación química y floculación

Es usada para separar sólidos sedimentables que han sido sometidos a tratamiento químico, para provocar su más fácil sedimentación. El tratamiento químico puede ser mediante la adición de coagulantes para separar color y turbidez y la adición de cal y carbonato de sodio (soda ASH) para eliminar dureza.

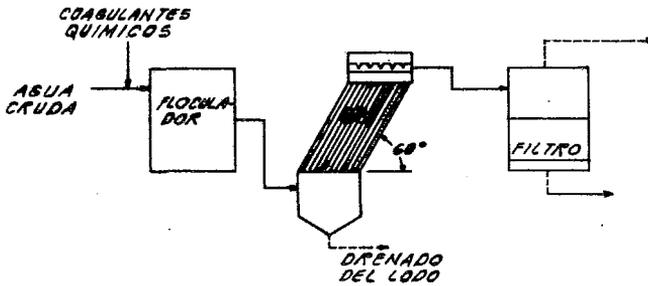
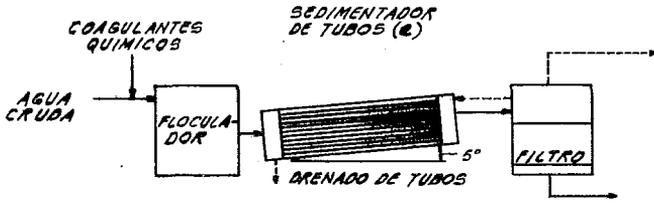
Este tipo de sedimentación sigue a la presedimentación y a la aereación y antecede a la filtración.

La floculación y la sedimentación no son procesos separados debido a que puede haber una posterior floculación en el tanque de asentamiento, y por ello son algunas veces referidos colectivamente, como tratamiento por coagulación-sedimentación.

ZONAS EN TANQUES DE SEDIMENTACION.

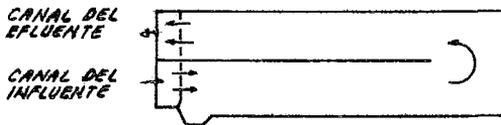
Los tanques de asentamiento han sido tradicionalmente divididos en 4 zonas para propósitos de discusión, teniendo cada zona su función característica.

- 1.- Zona de entrada.- proporciona una transición suave desde el flujo influente hasta el flujo continuo y uniforme deseado en la zona de asentamiento.



CONFIGURACIONES BASICAS DE SEDIMENTADORES DE TUBOS

- a.- ESSENCIALMENTE HORIZONTAL
- b.- INCLINADO



RECIPIENTE DE SEDIMENTACION DE 2 NIVELES (ETAPAS O PISOS)

- 2.- Zona de descarga.- proporciona una transición suave desde la zona de asentamiento hasta el flujo efluente.
- 3.- Zona de lodo.- recibe el material sedimentado y evita que este interfiera con la sedimentación de partículas en la zona de asentamiento.
- 4.- Zona de asentamiento.- proporciona el volumen del tanque para el asentamiento, libre de interferencia de las otras 3 zonas.

Las funciones de esas zonas, son ideales por naturaleza.

Si las zonas de entrada, salida y de lodos funcionaran tan bien como se deseara, la eficiencia de los tanques de asentamiento serían mucho mayor de lo que es, debido a que la zona de asentamiento proporcionaría una sedimentación prácticamente sin interferencias ni disturbios.

En el pasado, esas 4 zonas no habían estado completamente separadas, y la zona de asentamiento era influenciada por las otras 3 zonas.

En algunos tanques pobremente diseñados, las zonas de entrada y salida recogen demasiado volumen (debido al traslape con la zona de asentamiento) que la zona de asentamiento efectiva es mucho menor que la destinada en el diseño.

TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACION

La efectividad de un tanque de sedimentación depende de las características de asentamiento de los sólidos suspendidos que van a ser removidos y de las características hidráulicas del tanque de sedimentación.

Las características hidráulicas de un tanque de sedimentación dependen de la geometría del tanque y del flujo a través del tanque.

La mayoría de los tanques de sedimentación usados en la purificación de agua hoy, son de tipo flujo horizontal, excepto para las unidades de sólidos en contacto.

Los tanques de flujo horizontal, pueden ser ya sea de forma rectangular ó circular.

Los tanques de flujo horizontal, pueden ser ya sea de alimentación central con flujo radial, ó bien de alimentación periférica con flujo radial o de alimentación periférica con flujo en espiral, sin embargo, es práctica común solamente el utilizar los primeros.

En un tanque rectangular, el flujo es esencialmente rectilíneo, o flujo en el cual las líneas de flujo son paralelas y todas van en una dirección.

En el diseño de un tanque de flujo horizontal, el objetivo es alcanzar tan cercanamente como sea posible la condición ideal de igual velocidad para todos los puntos que estan en cada línea vertical en la zona de asentamiento (condiciones de recipiente ideal).

Esto, en efecto, sería la separación completa de las 4 zonas del tanque.

Esta condición no puede ser alcanzada debido a la resistencia que ocasiona una fricción diferencial y a las corrientes irregulares en los tanques.

Usualmente, el flujo entra en un lado del tanque a través de una mampara perforada o pared de difusión, viaja la longitud del tanque, y luego sale sobre algún tipo de vertedero-efluente.

El más común tanque circular de flujo horizontal en la práctica del suministro de agua, es el tanque de flujo radial.

El flujo en un tanque circular alimentado en el centro es esencialmente un punto "flujo-fuente"; donde el flujo emanando desde un punto particular, teóricamente infinitesimal en tamaño, y fluyendo radialmente hacia fuera en todas direcciones. Teóricamente, la velocidad es infinita en la fuente y se aproxima a cero a una distancia radial infinita.

En la práctica, el flujo entra en el centro del tanque a través de un sifón invertido bajo el fondo del tanque, o a través de un conducto que pasa al centro del tanque bajo la superficie del agua.

La entrada es usualmente una mampara cilíndrica, algunas veces perforada, que disipa la velocidad de entrada. El agua entonces, fluye radialmente hacia la periferia del tanque donde sale sobre un vertedero periférico o artesa. El objetivo es alcanzar un flujo radial uniforme con velocidad horizontal decreciente conforme el agua fluye hacia la periferia.

Algunas veces, tanques cuadrados de flujo radial son utilizados. Los patrones (modelos) de flujo ideal no son duplicados exactamente en tanques de asentamiento circulares y rectangulares.

En los tanques rectangulares, las líneas de flujo no son paralelas a través de toda la longitud del tanque, sino que divergen en

la zona de entrada y convergen en la zona de salida.

También, en la práctica, la velocidad del flujo no es constante a través de la sección del tanque ya que es variable debido a las corrientes de velocidad y densidad y al coeficiente de fricción sobre las paredes y el fondo del tanque.

En los tanques circulares de alimentación central, el líquido no fluye desde un punto infinitesimal sino desde un pozo de distribución cubriendo un área finita.

El flujo no es perfectamente radial ya que tiene componentes de velocidad vertical definidos, descendentes en el pozo de distribución y cambiando a "ascendentes" cerca del vertedero periférico. La dinámica de este patrón de flujo indica que el flujo total en el tanque es radial, movimiento rodante hacia afuera y hacia arriba cerca del fondo del tanque y hacia adentro y hacia abajo cerca de la superficie del líquido.

TEORIA DE LAS PARTICULAS DISCRETAS.

La ley de Newton lleva a la conclusión de que cuando las fuerzas verticales actuando sobre una partícula en suspensión en agua permanecen balanceadas, no hay aceleración vertical y la velocidad de asentamiento vertical de las partículas permanece constante. Raramente, sin embargo, las fuerzas verticales permanecen balanceadas.

La balanza de fuerzas es desbalanceada por algunos fenómenos como:

- 1.- floculación con otras partículas.
- 2.- corrientes de densidad, viento y corrientes térmicas.
- 3.- cortos circuitos.
- 4.- la forma irregular de las partículas.

Una partícula discreta es aquella que no cambia su tamaño, forma o peso conforme sedimenta.

Las fuerzas verticales actuando sobre tal partícula en el agua puede ser resuelta en 2 fuerzas:

Una fuerza de empuje descendente, W_w , igual al peso de la partícula en agua, y una resistencia ascendente ó fuerza de resistencia, F_d , la cual es la resultante de las otras fuerzas verticales.

El peso en agua puede ser formulado como:

$$W_w = V (\rho_s - \rho_w) g$$

En la cual:

V ; es el volumen de la partícula en pies cúbicos.

ρ_s ; es la densidad de la partícula en libras/pie³

ρ_w ; es la densidad del agua en libras/pie³

g ; es la constante de gravedad igual a 32.2 pie/seg².

La fuerza de resistencia vertical (F_d) es una función de la rugosidad, forma, tamaño y velocidad vertical de las partículas y de la densidad y viscosidad del agua.

Ha sido encontrado empíricamente que para partículas discretas,

$$F_d = C_D A_n \rho_w u^2 / 2$$

En la cual: C_D ; es el coeficiente de resistencia de Newton.

(adimensional).

A_n ; es el área de la sección transversal de la partícula, normal a la dirección de asentamiento en pies cuadrados.

u ; es la velocidad de asentamiento en pies/seg.

C_D ; es una función del número de Reynolds, $R=Du/\nu$; donde D es el diámetro de la partícula en pies. y (ν) es la viscosidad cinemática en pies²/seg.

Cuando las fuerzas verticales están balanceadas, (u) es una constante, $a=0$, y $Ww = F_d$.

Así, para esferas:

$$u = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C_D} (s_s - 1) D}$$

En la cual $S_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$ es la densidad relativa de la partícula.

En el rango de la Ley de Stokes ($R < 0.1$); $C_D = 24/R$

de donde la ecuación de la velocidad de asentamiento queda de la siguiente forma.

$$u = \frac{g}{18} \frac{D^2}{\nu} (s_s - 1).$$

donde (ν) es la viscosidad cinemática en pies²/seg.

En el rango de Newton ($10^3 < R < 10^4$), C_D es aproximadamente constante con un valor de 0.4 y la ecuación para la velocidad de asentamiento se reduce a lo siguiente.

$$u = \sqrt{3.3 \frac{g}{C_D} (s_s - 1) D}$$

La consideración de que las fuerzas verticales son balanceadas ($Ww = F_d$) implica las siguientes condiciones:

- 1.- V/An es constante, esto es, discretas, partículas esféricas.
- 2.- No hay corrientes térmicas o de densidad o de viento.
- 3.- No hay cortos circuitos.
- 4.- C_D es constante y por consiguiente la viscosidad y la temperatura del agua son constantes.

El caso de la partícula discreta es virtualmente no existente en la práctica del suministro de agua.

Es sin embargo, todavía útil el considerar este caso especial.

Por ejemplo, uno puede esperar de la ecuación siguiente:

$$u = \frac{g}{18} \frac{D^2}{\nu} (s_s - 1).$$

que la velocidad de asentamiento de las partículas floculadas que sedimentan lentamente (rango de la Ley de Stokes), variarían inversamente con la viscosidad cinemática del agua, lo cual es ciertamente el caso.

Ha sido observado que la sedimentación es mejorada considerablemente al incrementar la temperatura del agua.

Considere un contenedor (recipiente) cilíndrico, de área de superficie (A), lleno con una suspensión diluída de partículas discretas, todas teniendo la misma velocidad de asentamiento (u). Después de un tiempo (t) una porción del volumen ($V=Aut$) estará completamente clarificada de esas partículas.

El gasto de clarificación sería entonces:

$$q = \frac{A \times u \times t}{t} = A \times u \quad \text{--- pies}^3/\text{seg}$$

q, depende solamente del área superficial del tanque de asentamiento y la velocidad de asentamiento de la partícula discreta.

El volumen real clarificado, sin embargo, también depende del tiempo.

El volumen de agua clarificada y el gasto de clarificación son directamente proporcionales al área de la superficie del tanque de asentamiento. Esto es también cierto con las partículas floculadas.

Ahora, considere el mismo recipiente lleno con una suspensión diluída de partículas discretas con una distribución de velocidades de asentamiento (u), tales que $0.01 < u < 0.11$ pies/segundo.

Considere que el agua es drenada en un gasto de $q_0 = Au_0$.

El volumen drenado estaría libre de partículas con velocidades de asentamiento $u \geq u_0$.

La fracción en peso removida de partículas con alguna velocidad menor (u), $u = u_1 < u_0$ sería $x_1 = u_1/u_0$.

Consecuentemente, la fracción en peso de las partículas que no son removidas sería $(1.0 - x_1)$.

A partir de un análisis de sedimentación, el siguiente tipo de curva puede ser graficada:

En la ordenada tendrá la fracción en peso de las partículas con velocidad de asentamiento igual a ó menor que la velocidad de asentamiento de diseño.

El análisis de sedimentación es realizado por permitir a una suspensión uniforme sedimentar en un cilindro de sedimentación y de terminando la fracción en peso de material en suspensión a varias profundidades a diferentes tiempos.

Por ejemplo, suponga que a una profundidad de 0.5 pies después de 50 sec, una fracción en peso de 0.13 estuvo en suspensión.

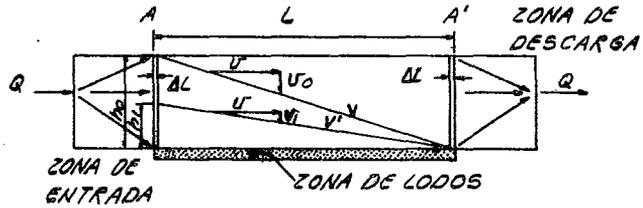
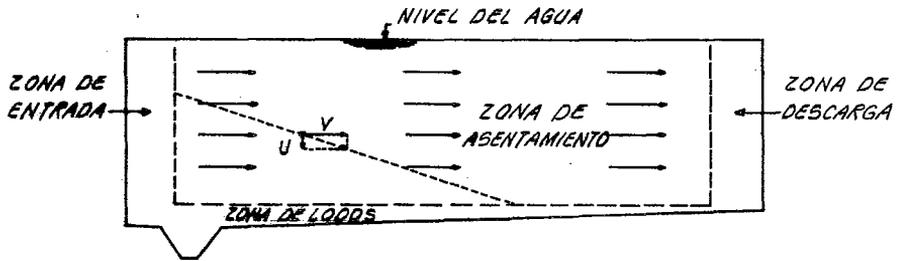
Entonces una fracción en peso de 0.13 del material tendría una velocidad de asentamiento $u \leq 0.5 \text{ PIES}/50 \text{ SEG} = 0.01 \text{ PIES}/\text{SEG}$.

Ahora consideremos una idea; que es usualmente referida como un recipiente ideal de sedimentación ó tanque de asentamiento. Es solo una idea debido a que no hay tal cosa.

El concepto del recipiente ideal es definido como sigue:

Para cualquier area de sección transversal que es perpendicular a la dirección de flujo, la velocidad de flujo es exactamente la misma en todos los puntos en esa sección transversal.

Obviamente, esta condición nunca existe en un recipiente real, pero el concepto es útil al relacionar ideas de asentamiento estable, quieto, a recipientes de sedimentación de flujo continuo



RECIPIENTE DE SEDIMENTACION IDEAL

por considerar desviaciones del ideal.

Mientras mas cercanamente se aproxime el tanque de sedimentación a un tanque ideal de sedimentación, más eficiente será su operación.

De la ecuación $q = A u t / t = A u$; queda claro que el gasto de clarificación para condiciones de asentamiento "quietas", es independiente de la profundidad y depende solamente del área de la superficie del tanque y de la velocidad de asentamiento (ó el gasto de derrame del tanque).

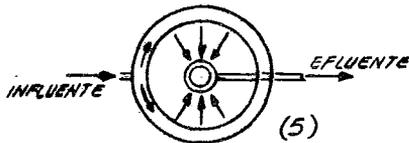
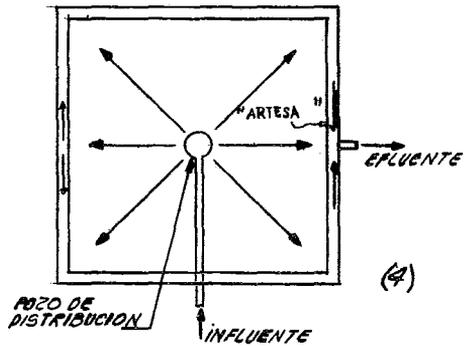
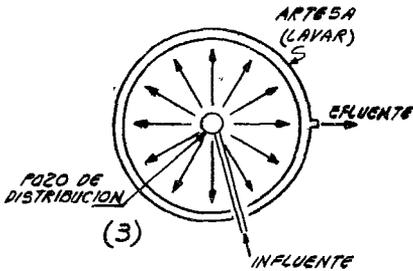
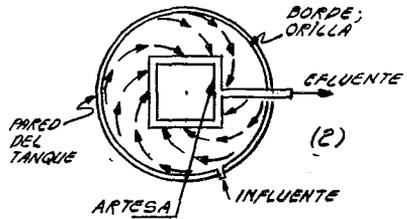
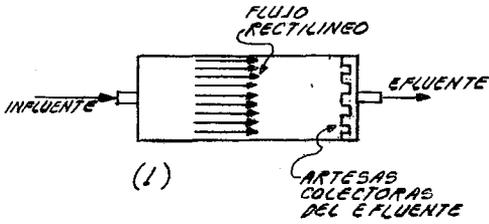
Incorrectamente se ha dicho que la capacidad de clarificación de un recipiente de flujo continuo es también teóricamente independiente de la profundidad del recipiente, y por consiguiente que ésta es independiente del tiempo de retención.

Una proposición más correcta sería que para el asentamiento de partículas discretas en un recipiente de flujo continuo, el área de la superficie A , y el gasto de derrame, $Q/A = u_0$; son mucho más importantes parámetros que la profundidad o el tiempo de retención.

PARTICULAS FLOCULADAS

En el caso de partículas floculadas y partículas precipitadas, en ambas la densidad y el volumen de las partículas cambian conforme ellas llegan a estar adheridas una a la otra a través de complejos mecanismos de floculación y precipitación química. Consecuentemente, W_w y F_d ambas cambian, y el balance de las fuerzas verticales se rompe.

PATRONES DE FLUJO EN TANQUES DE SEDIMENTACIÓN



- (1) --- TANQUE DE SEDIMENTACIÓN RECTANGULAR CON FLUJO RECTILÍNEO
 (2) --- " " " CON ALIMENTACIÓN PERIFÉRICA CON FLUJO EN ESPIRAL.
 (3) --- " " " " " CENTRAL CON FLUJO DE FUENTE.
 (4) --- " " " CUADRADO, CON FLUJO RADIAL.
 (5) --- " " " DE ALIMENTACIÓN PERIFÉRICA, CON FLUJO RADIAL.

Como resultado, las velocidades de asentamiento de las partículas cambian con el tiempo y la profundidad conforme las partículas se aglomeran y forman flóculos de tamaño mayor.

Así, la sedimentación es influenciada considerablemente por floculación, y como resultado, ambas la profundidad y el tiempo de retención junto con el área de la superficie y el gasto de drenaje llegan a ser importantes consideraciones en el diseño de tanques de asentamiento, conforme la floculación se incrementa con el tiempo de retención.

La floculación es dependiente, en adición a la profundidad y al tiempo de retención a:

- el número de contactos entre partículas por unidad de tiempo.
- el tamaño, la densidad, y la fragilidad del flóculo.
- la carga superficial y el potencial zeta.
- el pH.

El número de contactos entre partículas por unidad de tiempo, depende de la concentración del material en el agua, los tamaños relativos y velocidades de las partículas, y de los gradientes de velocidad existentes que incrementan la probabilidad de los contactos.

Hasta ahora, no existe ninguna formulación comunmente aceptada que relacione las variables que influyen el asentamiento de las partículas floculadas.

Los gastos de asentamiento para una suspensión floculenta pueden ser determinados de datos de asentamiento intermitentes (por lotes) de la misma manera que para partículas discretas: $X_T = \frac{A_2}{(A_1 + A_2)}$

OPERACION A: FLUJO CONTINUO.

En un recipiente ideal (si es que existe tal cosa), la sedimentación tomaría lugar exactamente como sería en un contenedor en condiciones de estabilidad (quietud) de igual profundidad.

Cada elemento de agua tendría un tiempo de retención igual al tiempo de retención teórico: $t_0 = \frac{V}{Q} = \frac{A \cdot d}{Q}$

donde; (d) es la profundidad de la zona de asentamiento, más aún, para el caso de partículas discretas, cada partícula teniendo velocidad de asentamiento, $u \geq u_0 = Q/A$; sería removida (separada).

Adicionalmente, cierta cantidad de partículas con $u < u_0$ serían también removidas.

Es una pena que los recipientes ideales no existan ya que operarían en forma mucho más eficiente que los recipientes reales.

En un recipiente real, el viento, corrientes térmicas e inerciales y otros fenómenos causan corto circuito y rompen el patrón de flujo.

Esto podría observarse en una gráfica de tiempo contra concentración por inyección de algún tipo de tinte o electrolito en la entrada de un tanque de sedimentación y midiendo la concentración del trazador en la salida a varios tiempos.

La concentración en la descarga será de cero para un tiempo igual a (t_{min}). Luego alcanzará un pico (t_p) para después disminuir más lentamente que como ha subido hasta que todo el trazador ha pasado a través del recipiente (t_{max}).

Mientras más pequeña es la diferencia entre t_p , y el tiempo teórico de retención, más cercanamente estará el recipiente de la idealidad.

La curva de tiempo contra concentración es, por consiguiente una herramienta de utilidad para estudiar el funcionamiento hidráulico de un recipiente de asentamiento.

Si la repetibilidad de las curvas de tiempo contra concentración para un recipiente particular es pobre, entonces del recipiente se dice que es hidráulicamente inestable.

Esta inestabilidad hidráulica es un resultado del traslape de las 4 zonas (entrada, salida, lodos y asentamiento) en el tanque de asentamiento.

Bajo condiciones reales, esas 4 zonas no son tan distinguibles como se desea.

En otras palabras, esas 4 zonas no han sido completamente separadas una de la otra. Como resultado de esto, cada una influencia el funcionamiento de las otras.

Mientras más interacción existe entre las zonas, más inestable es el recipiente y más errático es su funcionamiento.

Los recipientes de flujo radial, han sido catalogados como bastante inestables. Esto es debido a que es más difícil separar la zona de asentamiento de las otras 3 zonas en un tanque de flujo radial que en un tanque rectangular.

Es más fácil separar esas zonas en un recipiente rectangular relativamente largo.

Relaciones matemáticas han sido desarrolladas para predecir el funcionamiento de sedimentación.

Estas relaciones no están en uso común, sin embargo, debido a que están limitadas en su aplicación al asentamiento de partículas discretas en un recipiente ideal.

Esto es, encuentran poco éxito cuando se aplican a casos reales, a situaciones prácticas encontradas en el campo del suministro de aguas debido a consideraciones no válidas incluidas en sus formulaciones.

Existen muchos factores que influyen el funcionamiento de los tanques de asentamiento, estudios a escala probablemente proporcionarán el más importante avance en el conocimiento de los tanques de sedimentación con consideración del funcionamiento hidráulico.

Los datos obtenidos de la operación de los equipos reales, (a escala total) proporcionará una fuente principal de criterios de diseño para tanques de asentamiento y serán la última prueba de la aplicabilidad de nuevas teorías de sedimentación.

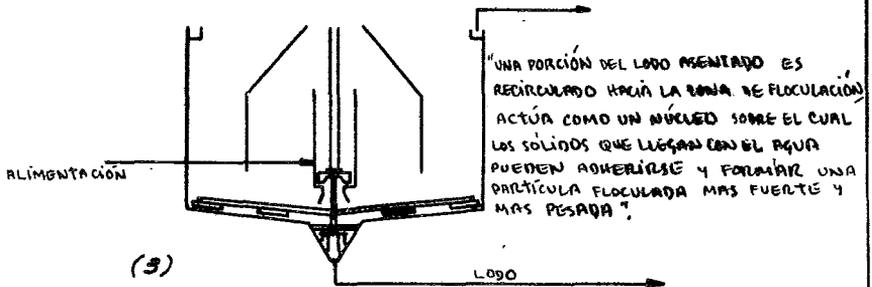
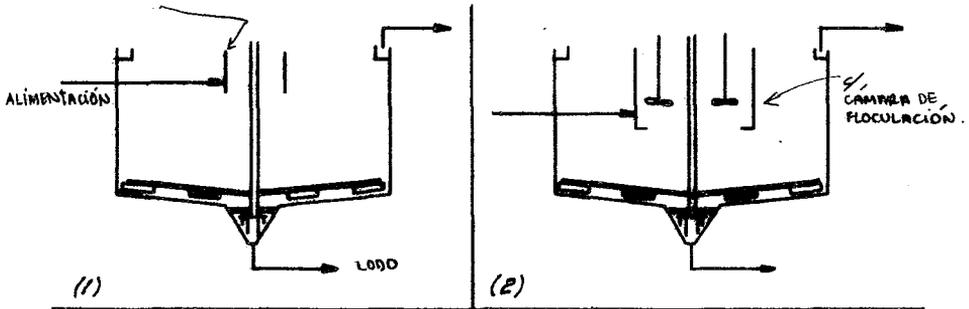
CRITERIOS DE DISEÑO

No obstante, que los tanques de sedimentación han sido utilizados por muchas centurias, todavía no hay formulación matemática adecuada que permita al ingeniero determinar las características de los sólidos a ser separados.

Por esta razón, la aproximación estandard al diseño es satisfacer criterios de diseño a los que se ha llegado a través de la experiencia con plantas en operación y de investigación de plantas piloto.

3 TIPOS DE CLARIFICADORES.

" EL POZO DE ALIMENTACIÓN SÓLO SIRVE PARA REDUCIR LA TURBULENCIA DE LA CORRIENTE QUE LLEGA, PARA MANTENER LAS CONDICIONES DE QUIETUD EN EL CLARIFICADOR. "



1- CLARIFICADOR.

2- CLARIFICADOR-FLOCULADOR.

3- CLARIFICADOR POR CONTACTO DE SÓLIDOS ó (DE ALTA VELOCIDAD).

El ingeniero deberá aprender a través de pruebas de laboratorio y de investigaciones las propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos en el agua a ser tratada ; luego deberá intentar el diseño de unidades de sedimentación con propiedades hidráulicas que mejor se ajusten a las propiedades de asentamiento involucradas.

Hay infinitamente muchas diferentes aguas crudas, y, la mayoría de los criterios de diseño publicados serán por consiguiente bastante amplios por naturaleza.

PROPIEDADES DE ASENTAMIENTO DE LOS SÓLIDOS SUSPENDIDOS

Existen varias propiedades del agua y de los sólidos suspendidos que influyen en la sedimentación:

- . la temperatura del agua.
- . la densidad relativa de los materiales en suspensión, y
- . el tamaño y forma de las partículas suspendidas.

La velocidad de asentamiento de una partícula varía inversamente con la viscosidad cinemática, la cual está relacionada con la temperatura del agua. Aumentando la temperatura, se incrementa la velocidad de asentamiento.

Así mismo, mientras mayor es la densidad relativa de la partícula, mayor será la velocidad de asentamiento y por tanto, mayor gasto de derrame puede ser usado en el diseño de un tanque de sedimentación.

Camp, observó que una agua superficial turbia puede contener materia suspendida cuyos rangos de densidades relativas varían de

2.65 para arena, hasta 1.03 para partículas floculadas de materia orgánica y lodo conteniendo 95% de agua.

Por otro lado, las partículas floculadas resultantes de coagulación con óxidos de aluminio o Hierro pueden tener una densidad relativa tan baja como 1.02-1.10. Esos valores pueden ser incrementados por la presencia de arcilla ó cieno, o ser drásticamente reducidos por la presencia de materia orgánica ó agua adsorbida.

Es evidente, que mientras la densidad relativa de las partículas discretas sea relativamente constante en tal forma que las velocidades de asentamiento de partículas de varios tamaños pueden ser determinadas con exactitud a partir de la ecuación:

$$u = \frac{g}{18} \cdot \frac{D^2}{\nu} (s_s - 1)$$

Pero los efectos de las partículas floculadas de los sólidos suspendidos no están incluidos en esa ecuación.

La floculación tenderá a cambiar ambos tamaños de partículas y densidad relativa de la partícula.

La velocidad de los contactos entre las partículas dependen de la concentración de las partículas, el tamaño y distribución de las partículas, y el movimiento relativo de las mismas.

El efecto total de esos varios factores es estimado para un agua particular por medio de análisis de columnas de sedimentación .

Las características hidráulicas del tanque de sedimentación afectarán el grado de floculación que puede ocurrir para cambiar ambos el tamaño del floc. de partículas y la densidad relativa de la partícula.

Por tal razón, el tiempo de retención en el tanque de asentamiento llega a ser importante, debido a que tiempos mayores permiten mas contactos de flóculos y de ahí, mayor crecimiento del floc.

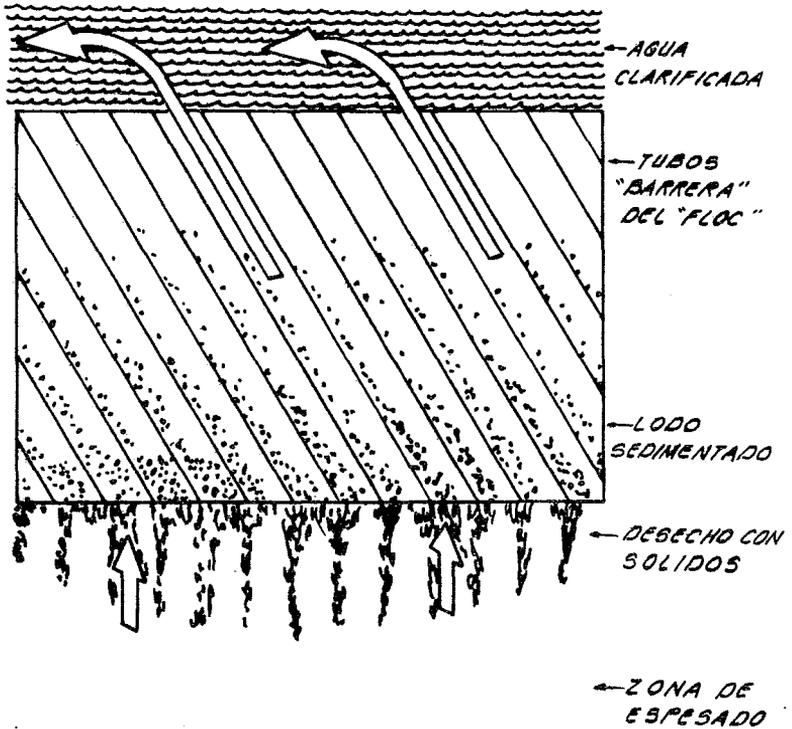
PROPIEDADES HIDRAULICAS DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACION

Prácticamente todos los tanques de asentamiento construidos hasta hoy son operados sobre el principio de flujo continuo y están provistos con equipo para remoción continua de lodo.

El propósito del tanque de asentamiento es sostener el agua por un período de tiempo durante el cual la velocidad de flujo a través del tanque ha ido gradualmente disminuyendo para permitir que la sedimentación ocurra.

Las principales características del tanque de sedimentación involucradas incluyen el área de superficie del tanque, la cual es dependiente de la velocidad de derrame superficial, la profundidad del tanque la cual es dependiente del tiempo de retención (el tiempo teórico en que el agua es retenida en el tanque) , la velocidad de flujo a través del tanque , la cual es una función del área de la sección transversal del tanque la cual es una función de la relación L:W del tanque, su área de superficie y profundidad.

Para minimizar los disturbios que pueden interferir con el proceso de asentamiento, es también necesario considerar las condiciones de entrada, la velocidad a la cual el agua es separada desde el tanque por el vertedero, y las características de la remoción del lodo.



FLUJO A TRAVES DE UN ASENTADOR DE TUBOS

AREA DE LA SUPERFICIE O VELOCIDAD DE DERRAME SUPERFICIAL.

El área de la superficie del tanque es uno de los factores más importantes que influyen en la sedimentación.

Para cualquier gasto particular de flujo de entrada, el área de la superficie proporcionada determina la velocidad de sobreflujo del tanque $U_0 = Q/A$, usualmente expresada en unidades de galones por día (o por minuto) por pie cuadrado.

Si hubiera tal cosa llamada tanque ideal, la velocidad de sobreflujo del tanque podría ser hecha igual a la velocidad de asentamiento de las partículas que el tanque fué diseñado para remover. Pero debido a que no existe tal cosa, es costumbre reducir la velocidad de sobreflujo del tanque y aumentar el tiempo de retención por encima de aquellos indicados por análisis teóricos.

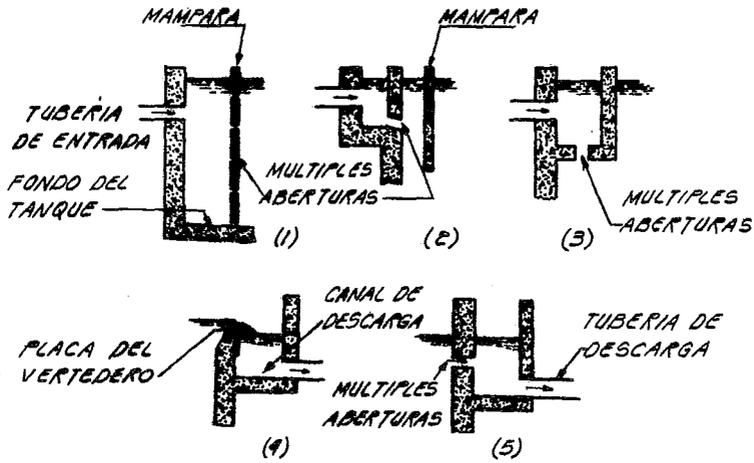
Parece razonable aplicar un factor de corrección de 1 a 1.25 a ambos valores, cuando sedimenta un sólido discreto.

Para la sedimentación de partículas floculadas desde suspensiones diluidas, la velocidad de asentamiento será generalmente disminuída por un factor de 1.25 a 1.75.

El efecto neto de esas correcciones es proporcionar el rango de velocidades de asentamiento para diferentes aplicaciones.

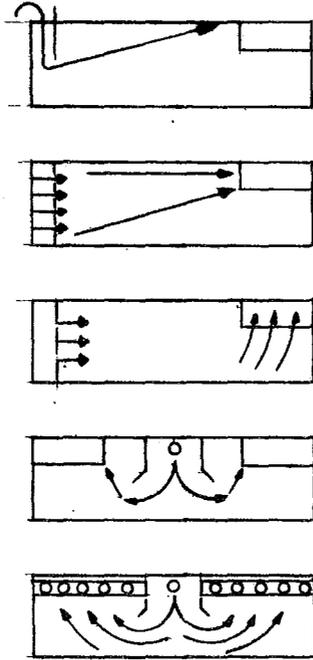
Las mayores velocidades de asentamiento o velocidades de derrame del tanque serán utilizadas para aguas calientes, las menores velocidades de asentamiento para aguas frías.

La velocidad de asentamiento usada al fijar la velocidad de diseño de derrame del tanque es uno de los principales factores que determinan la eficiencia del tanque.



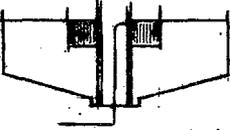
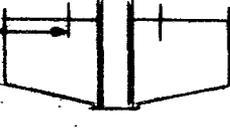
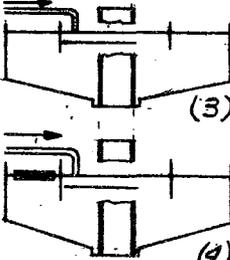
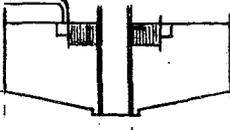
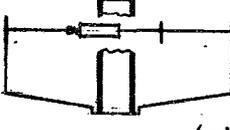
(1), (2) y (3) --- SON 3 TIPOS DE ENTRADAS PARA TQS. DE SEDIMENTACION.

(4) y (5) --- SON DETALLES DE DESCARGA EN TQS. DE ASENTAMIENTO.



ESQUEMA DE DISPOSITIVOS DE ADMISION Y SALIDA DE AGUA EN DECANTADORES HORIZONTALES, LINEALES O CIRCULARES

VARIOS ARREGLOS DE ENTRADA
EN CLARIFLOCULADORES

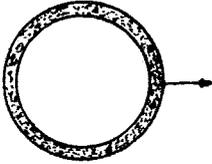
<u>SIN FLOCULADOR</u>	<u>CON FLOCULADOR</u>
 <p>(1)</p>	 <p>(6)</p>
 <p>(2)</p>	<p>NO DESEABLE</p>
 <p>(3)</p> <p>(4)</p>	 <p>(7)</p>
 <p>(5)</p>	<p>NO ES POSIBLE</p>

- 1.- ALIMENTACION CENTRAL SUBTERRANEA A TRAVÉS DE UNA COLUMNA QUE SOBOTA LAS PASTAS.
- 2.- " " POR TUBERIA SUMERGIDA CON POZO DE ENTRADA "
- 3.- " " A TRAVÉS DE UN CANAL SUPERIOR CON POZO DE ENTRADA.
- 4.- " " " " " " " " " " Y CON DESMAYADOR.
- 5.- " " AL NIVEL DEL AGUA A TRAVÉS DE UN CANAL CON POZO DE ENTRADA.
- 6.- IDEM QUE (1) PERO CON FLOCULADOR
- 7.- ALIMENTACION A TRAVÉS DE UN CANAL SUPERIOR CON FLOCULADOR INTERNO QUE PERMITE EL USO DE UN MECANISMO DESMAYADOR.

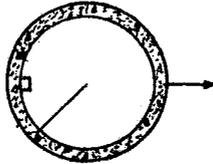
VARIOS ARREGLOS DE DESCARGA EN CLARIFICADORES

SIN DESNATADOR

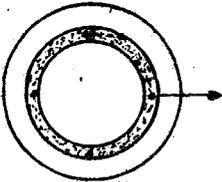
CON DESNATADOR



(1)

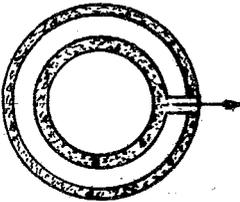


(2)



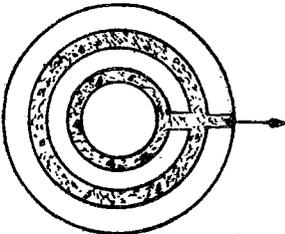
(3)

NO



(4)

NO



(5)

NO

- 1:- ARTEZA (VERTEDERO) DE DESCARGA PERIFERICA, SIN DESNATADOR DE SUPERFICIE
 2:- ARTEZA (VERTEDERO) DE DESCARGA PERIFERICA, CON DESNATADOR DE SUPERFICIE
 3:- " " " " (ANULAR) SOLAMENTE, SIN DESNATADOR
 4:- PERIFERICO Y ANULAR SIN DESNATADOR
 5:- DOS " " " O (ARTESAS) DE DESCARGA SIN DESNATADOR

PROFUNDIDAD.

El volumen de un tanque de asentamiento es igual a su area de superficie por su profundidad promedio ($V = Ad$).

El tiempo de retención teórico es igual a el volumen del tanque dividido entre el gasto; ($T_o = V/Q = Ad/Q$); se expresa en horas.

De aquí, que si A y Q son constantes, el tiempo teórico de retención es directamente proporcional a la profundidad del tanque. Ya que el funcionamiento del tanque depende de la floculación de los sólidos suspendidos, y el grado de floculación depende del tiempo de retención, el funcionamiento del tanque en la remoción de partículas floculadas, dependerá de su profundidad.

La eficiencia de remoción no está, sin embargo, linealmente relacionada al tiempo de retención.

Conforme el tanque se hace más profundo, cuesta más caro.

El agua cruda entrando a un tanque de sedimentación tendrá una densidad mayor que el agua en el tanque ya que contendrá más sólidos suspendidos.

El influente de agua más pesado tenderá a formar corrientes de densidad y se moverá hacia el fondo del tanque, donde puede interferir con el proceso de sedimentación.

Estas corrientes de densidad ocurren mas en tanques profundos. El tiempo real de retención proporcionado a un recipiente está determinado por el propósito del recipiente.

En un recipiente de sedimentación sencilla diseñado para remover

sólidos finos suspendidos, el tiempo de retención debe ser tan largo ya que las partículas sedimentan muy lentamente. Inicialmente, tales recipientes fueron diseñados lo suficientemente largos para proporcionar varios días de retención. La tendencia, sin embargo, es usar recipientes limpiados mecánicamente para presedimentación de solamente arena y lodos gruesos.

Una buena remoción de esos sólidos puede ser efectuada en 1-4 horas.

Los recipientes de sedimentación son comúnmente diseñados para remover sólidos resultantes de coagulación química de aguas superficiales y ablandamiento con cal-carbonato de aguas superficiales y subterráneas.

En un recipiente adecuadamente diseñado, un tiempo de retención de 2-4 horas es usualmente suficiente para preparar el agua para una filtración subsecuente.

Cuando el agua es usada sin filtración, mayores tiempos de retención (hasta 12 horas) pueden ser proporcionadas.

VELOCIDAD A TRAVES DE LOS RECIPIENTES.

La velocidad de flujo a través de un recipiente de sedimentación no será uniforme sobre la sección transversal perpendicular al flujo aunque las entradas y salidas, estén diseñadas para una distribución uniforme. La velocidad no será estable debido a las corrientes de densidad, corrientes "paquete", y la operación del mecanismo de remoción de lodo.

Para minimizar esos disturbios, la velocidad a través de un tanque de sedimentación debería ser conservada entre 0.5 pies/min y 3 pies/min.

CONDICIONES DE ENTRADA Y SALIDA.

La entrada de un tanque de sedimentación está diseñada para distribuir el agua uniformemente entre el recipiente y uniformemente sobre la sección transversal total del tanque.

La entrada es más efectiva que la descarga en controlar corrientes de densidad y corrientes inerciales y el funcionamiento del tanque es afectado más por la entrada que por las condiciones de salida.

La mejor entrada es una que permita al agua entrar al tanque de asentamiento sin el uso de tuberías o canales.

La pérdida de carga en puertas o mamparas permeables debería ser relativamente grande comparada a la energía cinética del agua que pasa las puertas permeables.

Esto es requerido para asegurar igual distribución de flujo entre el tanque y entre las puertas de entrada.

Como sólidos floculados estarán frecuentemente involucrados, las velocidades en el canal del influente, deben ser conservadas bajas, usualmente entre 0.5 y 2.0 pies/seg para evitar el rompimiento del "floc".

Similares bajas velocidades son requeridas a través de las puertas de entrada para reducir el peligro de corrientes inerciales interfiriendo con la sedimentación.

Ha sido encontrado que relativamente menores cambios en la entrada pueden cambiar completamente el funcionamiento hidráulico del tanque de asentamiento.

El principal propósito de la entrada es proporcionar una transición suave desde las velocidades relativamente altas del influyente hacia una distribución de velocidades muy bajas que se desean en la zona de asentamiento, de tal forma que la interferencia con el proceso de asentamiento sea mínima.

El propósito de la descarga es el mismo excepto que la transición es desde la zona de asentamiento hacia la tubería de descarga del efluente.

El nivel del agua en tanques de asentamiento es usualmente controlado en la descarga.

Este control, sin embargo, puede ser ajustado por otros medios que los vertederos de descarga.

Las descargas de los recipientes son a menudo del tipo vertedero tipo en "V" y están a menudo complementados con medios para ajuste vertical para ayudar en el control del derrame.

El efecto de los gastos en el vertedero, galones por día por pie de vertedero, en sedimentación, no es bien conocido, pero los gastos en el vertedero están usualmente limitados a valores comunmente aceptados que semuestran en seguida:

Tipo de servicio	Gasto de sobreflujo (gpm/pie)
Clarificación de agua	< 35
Tratamiento de agua:	
. Floc ligero de aluminio (agua de baja turbidez)	8 - 10
. Floc. pesado de aluminio	10 - 15
. Floc pesado de ablandamiento con cal.	15 - 18

El uso de mamparas está ahora limitado a entradas y salidas y como una medida de remedio en tanques pobremente diseñados. Las mamparas son instaladas para alterar ciertas características de flujo tales como disipación de velocidades de entrada o disminución de ciertas corrientes.

Una mampara, sin embargo, cuando está colocada en la trayectoria del flujo, en algunos casos puede causar corrientes que interfieran en el proceso de asentamiento.

MANEJO DE LODO

El fondo de un tanque de asentamiento está normalmente inclinado ligeramente hacia una tolva colectora de lodo donde el lodo es colectado.

El lodo usualmente se mueve hidráulicamente hacia la tolva.

Mecanismos raspadores de lodos son usados para evitar que el lodo se pegue al fondo y ayuda a su flujo.

La pendiente del fondo y la tolva de lodo proporcionan una cierta cantidad de espacio de almacenamiento para el lodo antes de que éste es removido.

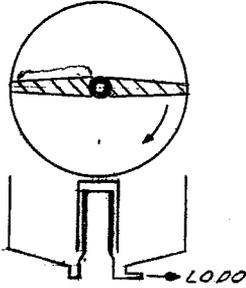
La recirculación de lodo ha sido encontrado benéfico en algunos casos como en las unidades de sólidos en contacto.

El movimiento de los rascadores del lodo debe ser bastante bajo para no interferir en el proceso de asentamiento o resuspender al lodo ya sedimentado.

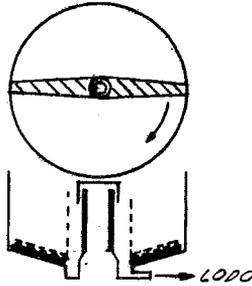
La velocidad de los raspadores (rastras) debe ser conservada bajo 1 pie/min por esta razón.

VARIOS ARREGLOS DE RASQUETAS (RASTRAS)
SUMERGIDAS EN CLARIFICADORES

TRAYECTORIA
DEL LODO

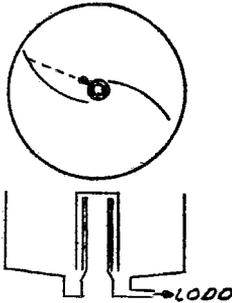


(1)

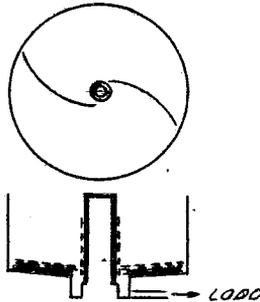


(2)

TRAYECTORIA
DEL LODO



(3)



(4)

- 1.- RASTRAS (RASPADORES) CON HOJAS CONVENCIONALES RECTAS, LA JAULA DE TORQUE NO SE ELEVA.
- 2.- CAJA DE TORQUE TIPO ASCENDENTE Y RASTRAS CON HOJAS RECTAS CONVENCIONALES QUE IMPOSIBILITAN EL USO DE UN DESNATADOR.
- 3.- MECANISMO DE TORQUE NO-ASCENDENTE Y HOJAS CÍCLOIDES ("CYCLOIDAL") TIENEN LA VENTAJA DE DISMINUIR EL TIEMPO DE RETENCIÓN EN EL CLARIFICADOR SIN INCREMENTAR LA VELOCIDAD DE ROTACIÓN DE LAS RASTRAS.
- 4.- JAULA DE TORQUE TIPO ASCENDENTE Y RASTRAS CON HOJAS CÍCLOIDALES (IMPOSIBILITA EL USO DE UN MECANISMO DESNATADOR).

APROXIMACION AL DISEÑO

El origen de un suministro de agua y la naturaleza de cualquier tratamiento que es dado afectarán las características del agua a ser tratada por sedimentación.

El más importante aspecto de la capacidad del tanque de sedimentación es el máximo gasto de flujo de agua a través de la planta.

El recipiente de sedimentación debe tener suficiente capacidad para evitar deterioro excesivo de la calidad del agua sedimentada durante los períodos de flujo pico.

Conforme la cantidad de sólido suspendido, la temperatura del agua, y el flujo de la planta variarán de estación a estación, el ingeniero debe determinar las condiciones críticas de diseño que determinan la capacidad de diseño requerida.

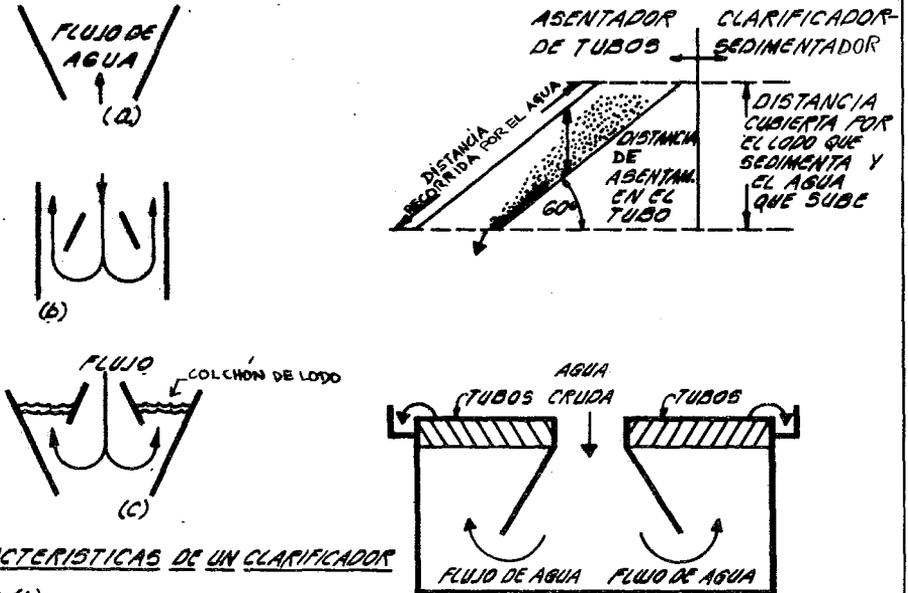
El número de tanques a ser proporcionados está determinado por el flujo total, el grado deseado de flexibilidad de operación, y economía del diseño.

Un mínimo de 2 recipientes deben ser considerados donde los recipientes deben ser sacados de servicio para su limpieza ó donde el suministro de agua requiere tratamiento por coagulación y filtración para la producción de un agua segura.

Entre más unidades se coloquen menor será la interferencia a la efectividad de la sedimentación si una unidad tiene que ser dejada fuera de servicio para limpieza o mantenimiento.

La seguridad de los trabajadores y conveniencia para mantenimiento deberán ser consideraciones principales a la hora de tomar las decisiones de diseño.

COMPARACIÓN DE DISTANCIAS RECORRIDAS POR EL LODO Y EL AGUA EN TUBOS Y EN UN CLARIFICADOR-ASENTADOR,



CARACTERÍSTICAS DE UN CLARIFICADOR

(a) y (b)

EL AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DE CONOS INVERTIDOS CAMBIANDO CONTINUAMENTE ; PROVOCA QUE LA VELOCIDAD DEL AGUA QUE ASCIENDE CAMBIE SOLO LIBERAMENTE.

(c) UN "MANTO DE LODO" ES MANTENIDO POR EL EQUILIBRIO ENTRE LA VEL. DE ASENTAMIENTO DE LA MASA DEL LODO Y LA VELOCIDAD ASCENCIONAL DEL AGUA.

ASENTADORES DE TUBOS.
COLOCADOS SOBRE UN CLARIFICADOR

La selección de la velocidad de derrame del tanque, (U_0) galones por día por pie cuadrado, y luego el tiempo de retención (t_0) (hr), es determinado principalmente por las propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos.

Una vez que los valores de velocidad de asentamiento de diseño (velocidad de derrame) y el tiempo de retención han sido seleccionados, es sencillo dimensionar el tanque.

El área de la superficie es igual al gasto dividido entre la velocidad de derrame ($A = Q/U_0$ ya que $U_0 = Q/A$) y la profundidad es igual a la velocidad de derrame por el tiempo de retención

$$(d = U_0 t_0 ; \text{ya que } t_0 = Ad/Q = d/(Q/A) = d/U_0 .)$$

Con el área de la superficie y la profundidad promedio, del tanque fijas, el ingeniero entonces debe determinar el tipo de geometría del tanque a ser utilizado, rectangular, cuadrado, o circular y el número de unidades a ser utilizadas.

La selección de tanques de flujo longitudinal, radial, o en espiral debe ser consistente con la velocidad de derrame usada en determinar el área superficial del tanque.

Con tanques rectangulares, el área de la sección transversal de un tanque sencillo que proporcione una velocidad horizontal a través del tanque de 1 a 2 pies/min deberá ser calculado, y el ancho del tanque calculado. El ancho real del tanque usado deberá ser ajustado al ancho estándar del tanque para el cual los colectores mecánicos están disponibles, y la longitud del tanque será así mismo ajustada.

En seguida, se fija la pendiente del fondo y se calculan las profundidades de la entrada y la salida.

Con tanques circulares, el diámetro del tanque requerido para proporcionar el área de la superficie deberá ser calculado.

El diámetro entonces será ajustado al diámetro estándar mayor para el cual el equipo de colección de lodo esté disponible de varios fabricantes.

El incremento en la superficie del tanque podría ser balanceado por una reducción en la profundidad del tanque procurando que la velocidad de flujo en el tanque esté en un rango satisfactorio en la vecindad de la artesa del efluente.

En seguida la pendiente del tanque se debe fijar, y la profundidad del tanque en la periferia y en el centro es calculada.

Por simplicidad en construcción, las dimensiones interiores del tanque serán redondeadas a valores razonables.

Probablemente la falta más frecuente en el diseño de los tanques de asentamiento es la falta en el diseñar la entrada para distribuir automáticamente el flujo igualmente entre los tanques y uniformemente a través de la entrada de cada tanque.

El propósito de los dispositivos de entrada y salida es traer el agua hacia y fuera de la zona de asentamiento con un mínimo de interferencia en el proceso de asentamiento.

El paso final en el diseño del tanque, involucra la especificación del equipo de remoción de lodo.

Los recipientes sin equipo de remoción de lodo, tales como los recipientes de sedimentación sencilla, deberán ser hechos lo bas tante profundos para almacenar el lodo dependiendo del período

deseado entre cada paro para limpieza del tanque.

Finalmente, la tubería hidráulica y otros detalles de instalación puede ser diseñado, y las especificaciones y detalles de construcción pueden ser preparados.

PENDIENTES DEL FONDO PARA TANQUES DE SEDIMENTACION

TIPO DE SERVICIO TIPO DE TANQUE PENDIENTE DEL FONDO V:H

Pendiente más frecuente	Circular	1 : 12
Agua de baja turbidez , coagulada con alumbre	Circular	1 : 12
Agua de pozo suavizada con cal	Circular	1 : 12
Agua de alta turbidez coagulada con alumbre	Circular	1.75: 12
Agua superficial <u>suavi</u> <u>zada</u> con cal	Circular	1.75: 12
Agua de río con 3500 ppm de turbidez	Circular	1:75: 12
Pendiente más frecuente	Rectangular	1 : 100
Pendiente mínima	Rectangular	0.5 : 100
Pendiente típica	Tolvas de lodo	1.2 : 1 2 : 1

PROCESOS DE SOLIDOS EN CONTACTO.

El deseo de acelerar y mejorar los procesos de tratamiento de agua precedentes a la filtración llevan al desarrollo de los procesos de sólidos en contacto.

Estas unidades que utilizan este método de tratamiento son también conocidos como unidades de contacto con sólidos de flujo ascendente y recipientes de clarificación tipo lecho (manto) de lodo de flujo ascendente.

Esas unidades son caracterizadas por la combinación en un recipiente sencillo (el cual puede ser ya sea rectangular ó circular) las varias operaciones de prefiltración del tratamiento de aguas, con flujo en la sección de sedimentación en una dirección vertical a través de una capa (lecho) de materia floculada, suspendida.

Además, estas unidades tienen facilidades para la remoción controlada de sólidos tal que los sólidos retenidos en el recipiente pueden ser mantenidos a cualquier concentración deseada.

Los recipientes de sólidos en contacto son usados donde la clarificación solamente es requerida y para clarificación con agua suavizada.

En ambos casos, tales unidades son generalmente operadas a mayores gastos que las convencionales.

Los procesos de sólidos en contacto pueden entonces ser definidos como un proceso donde se llevan a cabo reacciones químicas y físicas en presencia de sólidos previamente precipitados.

Una unidad de sólidos en contacto, ha sido definida como una unidad la cual incorpora en una sola estructura,

el proceso de mezclado, coagulación, y floculación condicionamiento del floc, separación sólido-líquido y remoción automática de lodo.

En el presente, hay numerosas marcas comerciales de unidades de sólidos en contacto. Esas unidades son fundamentalmente similares en diseño en que ellas combinan el mezclado de los sólidos en contacto, floculación, separación de los sólidos del agua, y remoción continua de lodo en un recipiente tipo paquete.

CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO

Las características de diseño más importantes de una clase de esas unidades incluye:

- 1.- rápido y completo mezclado mecánico de productos químicos, agua cruda, y una suspensión de sólidos deberá ser considerada.
- 2.- Medios mecánicos deberán ser provistos para circulación constante a velocidades controladas, de grandes volúmenes de líquido conteniendo los sólidos siendo utilizados para el contacto.
Esta circulación puede ser realizada por un impulsor de relativamente baja velocidad.
La máxima velocidad periférica no debe exceder 5 pies/seg. y el volumen del líquido circulado deberá ser de 3 a 5 veces el de diseño.
- 3.- Se deben considerar los medios adecuados para determinar y variar la concentración de los sólidos suspendidos en la zona de contacto.
- 4.- La óptima concentración de los sólidos deberá ser mantenida por colección y descarga automática de los sólidos en exceso después de un adecuado espesado en los concentradores o tolvas.

La descarga de lodo puede ser controlada por un "timer" ajustable fácilmente controlado hidráulicamente o por actuador neumático.

- 5.- El área de clarificación deberá ser dimensionada de tal forma que la velocidad del flujo ascendente sea al menos de 50% abajo de la velocidad de asentamiento de la partícula a un punto de al menos 5 pies abajo del punto de salida del efluente.
- 6.- Un sistema de descarga de efluente deberá ser considerado de tal forma que se mantengan las velocidades en la zona de agua clara substancialmente verticales.

METODOLOGIA PARA EL DISEÑO DE SEDIMENTADORES

- Estudiar el origen del suministro de agua.
- Determinar la capacidad del tanque (considerando la cantidad de sólidos suspendidos, la temperatura del agua y el flujo de la planta).
- Determinar el número de tanques (será función del flujo total, del grado de flexibilidad de operación y economía del diseño).
- Estudiar la seguridad de los trabajadores y conveniencia para mantenimiento.
- Seleccionar la velocidad de derrame del tanque (gal/min./pie²).
- Seleccionar el tiempo de retención (HR). (es función de las propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos).
- Dimensionar el tanque.
 - a) El área de la superficie será: $A = Q/u_0$.
 - b) La profundidad del tanque será: $d = u_0 \times T_0$.
 - c) Determinar la geometría del tanque (rectangular, cuadrado o circular).
 - d) Seleccionar el patrón de flujo: (longitudinal, radial o en espiral).

- e) Determinar el ancho del tanque: (y ajustarlo al ancho estandard del tanque para el cual los colectores mecánicos están disponibles).
 - f) Ajustar la longitud del tanque.
 - g) Fijar la pendiente del fondo.
 - h) Calcular las profundidades de la entrada y la salida.
 - i) Si es circular, determinar el diámetro (es función del área).
 - j) Redondear las dimensiones interiores del tanque a valores razonables para simplicidad en construcción.
 - k) Dimensionar los distribuidores de la entrada y salida del tanque (para provocar un mínimo de interferencias en la sedimentación).
 - l) Especificar el equipo para remoción de lodos.
- Diseñar la tubería hidráulica y detalles de instalación.
 - Elaborar las especificaciones y detalles para construcción.

C A P I T U L O VI

(EQUIPOS CONVENCIONALES).

(PROBLEMA - ILUSTRATIVO)

Por necesidades de agua, en una refinería es necesario dar pretratamiento a un agua proveniente de un río cercano a la refinería.

En seguida se muestra el análisis que presenta el agua cruda.

(ver hoja de "reporte para análisis de agua cruda")

Su principal problema es un alto contenido de turbidez (2000 ppm) De acuerdo a las necesidades de consumo de esta agua, el gasto de agua que será sometida a pretratamiento será de 16,000 gpm (diseño).

Normalmente, es el fabricante del equipo paquete el que recibe este análisis del agua y de acuerdo a su experiencia y al equipo que vende es quien determina los valores del análisis del efluente esperado del tratamiento.

Pero, obviamente, el Ing. de diseño que recibe varias opciones con muchos diferentes equipos, debe por lo tanto ser capaz de checar y dar su aprobación a los valores de dosificación de reactivos - propuestos por los diferentes fabricantes.

Para ello, debe tomar en consideración, la estequiometría involucrada en las reacciones que se llevan a cabo en el proceso de pretratamiento, así como del rango óptimo de pH al que se efectúa mejor la floculación del proceso (es evidente que esos valores han sido obtenidos en investigación realizada en el laboratorio, así como de estudios publicados en revistas de artículos serios de investigación).

REPORTE PARA ANALISIS DE AGUA CRUDA

NOMBRE: _____ FECHA: _____

DIRECCION: _____

IDENTIFICACION: _____

PARTES POR MILLON (PPM) COMO CaCO₃

COMPONENTE		SIMBOLO	1	2	3	4
CACIONES	CALCIO	(Ca ⁺⁺)				
	MAGNESIO	(Mg ⁺⁺)				
	SODIO	(Na ⁺)				
	HIDROGENO	Acidez (H ⁺)				
CACIONES TOTALES						
ANIONES	ALCALINIDAD	BICARBONATOS	(HCO ₃ ⁻)			
		CARBONATOS	(CO ₃ ⁼)			
		HIDROXIDOS	(OH ⁻)			
		FOSFATOS	(PO ₄ ⁼)			
	FLUORUROS	(F ⁻)				
	CLORUROS	(CL ⁻)				
	SULFATOS	(SO ₄ ⁼)				
	NITRATOS	(NO ₃ ⁻)				
ANIONES TOTALES						
DUREZA TOTAL						
ALCALINIDAD "M" (enarrajado de metilo)						
ALCALINIDAD "F" (fenolftaleina)						
DUREZA NO CARBONATADA						
ALCALINIDAD DE SODIO						
			(PPM)	(PPM)	(PPM)	(PPM)
BIOXIDO DE CARBONO, LIBRE						
SILICE						
HIERRO, TOTAL						
MANGANESO						
TURBIDEZ						
MATERIA ORGANICA						
COLOR						
SOLIDOS DISUELTOS						
SOLIDOS SUSPENDIDOS						
SOLIDOS TOTALES						
PH						

COSTOS APROXIMADOS DE REACTIVOS

% DE PUREZA Y TIPO DE REACTIVO	PPM	(Kg/M ³)	(\$/Kg)	(\$/M ³)

CLARIFICADORES
 CAP. = 8000 G.P.M. C/U (DISEÑO)
 DIMENSIONES = 100'φ x 22' ALTURA.

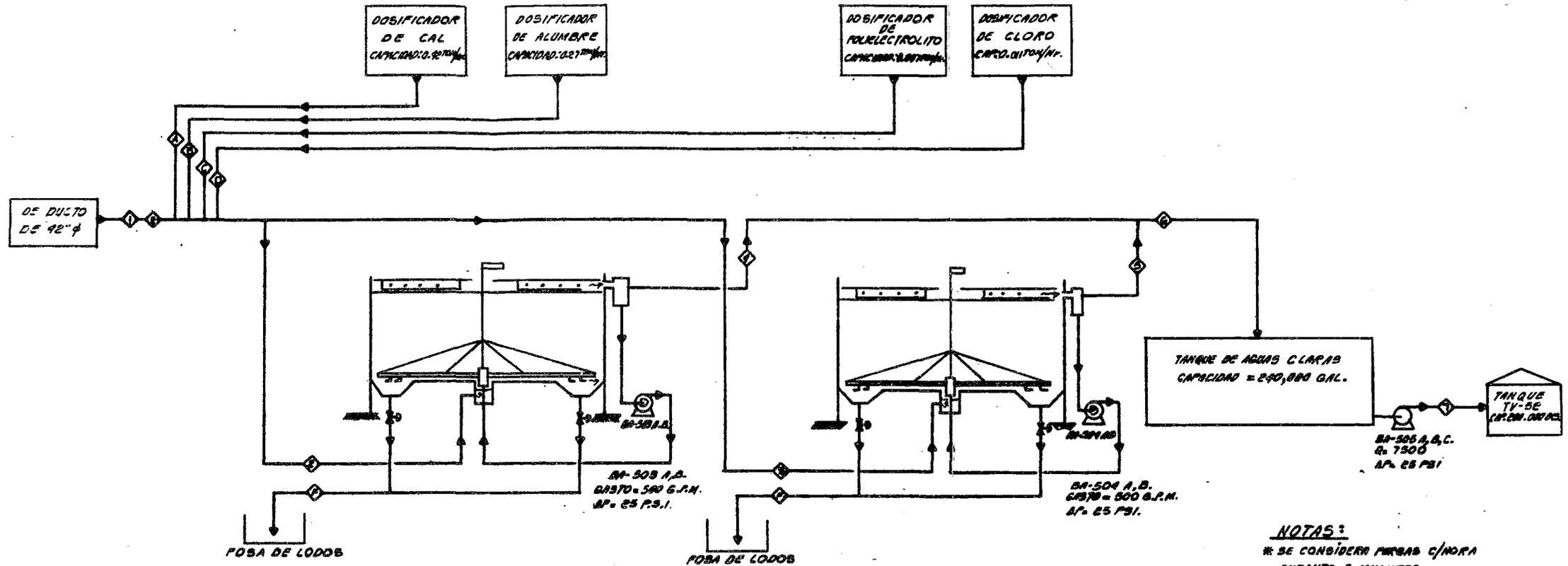


TABLA DE DOSIFICACION DE REACTIVOS Y FANGAS CH TOYAM (BASE SEC.)

CORRIENTE	φ	φ	φ	φ	φ	φ
REACTIVO	CAL	ALUMBRE	POLIELECTROLITO	CLORO	LODOS	FANGAS
CONSUMACION	1.75	6.5	0.17	0.26	180	1.50
CAL EN FRIO	10	8	0.17	0.26	190	1.58

CORRIENTE	φ	φ	φ	φ	G.P.M. (ACTUAL)
G.P.M. (ACTUAL)	14,188	7,094	7094	0.91	
G.P.M. (FUTURO)	18,599	9,297	9297	1.25	
G.P.M. (DISEÑO)	16,000	8,000	8000	1.02	

NOTAS:
 * SE CONSIDERA FANGAS C/NORA DURANTE 5 MINUTOS.
 ** MAXIMO RECOMENDABLE PARA REMOVER TURBIDEZ MENOR A 3000 P.P.M. 1.5 G.P.M./PIE².
 POR REPORTE ESTA AGUA TIENE 2,000 P.P.M DE TURBIDEZ.

UNIDAD DE PRETRATAMIENTO DE AGUA	
DIAGRAMA DE BALANCE	
76515	

REPORTE PARA ANALISIS DE AGUA CRUDA

216

NOMBRE: _____ FECHA: _____

DIRECCION: _____

IDENTIFICACION: _____

PARTES POR MILLON (PPM) COMO CaCO₃

COMPONENTE		SIMBOLO	1	2	3	4	
CATIONES	CALCIO	(Ca ⁺⁺)	60	35			
	MAGNESIO	(Mg ⁺⁺)	47	42			
	SODIO	(Na ⁺)	115	115			
	HIDROGENO	Acidez (H ⁺)	0	0			
	CATIONES TOTALES			222	192		
ANIONES	ALCALINIDAD	BICARBONATOS	(HCO ₃ ⁻)	90	0		
		CARBONATOS	(CO ₃ ⁼)	0	60		
		HIDROXIDOS	(OH ⁻)	0	0		
		FOSFATOS	(PO ₄ ⁼)	0	0		
	FLUORUROS	(F ⁻)	0	0			
	CLORUROS	(CL ⁻)	94	94			
	SULFATOS	(SO ₄ ⁼)	34	34			
	NITRATOS	(NO ₃ ⁻)	4	4			
ANIONES TOTALES			222	192			
DUREZA TOTAL			107	77			
ALCALINIDAD "M" (anaranjado de metilo)			90	60			
ALCALINIDAD "F" (fenolftaleina)			0	30			
DUREZA NO CARBONATADA			17	17			
ALCALINIDAD DE SODIO			0	0			
			(PPM)	(PPM)	(PPM)	(PPM)	
BIOXIDO DE CARBONO, LIBRE			CO ₂	9	0		
SILICE			SiO ₂	44	44		
HIERRO, TOTAL			Fe	0	0		
MANGANESO			Mn	-	-		
TURBIDEZ				2,000	10		
MATERIA ORGANICA							
COLOR							
SOLIDOS DISUELTOS							
SOLIDOS SUSPENDIDOS							
SOLIDOS TOTALES							
PH				8.2	10.2		

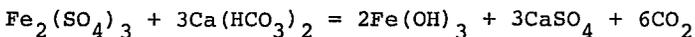
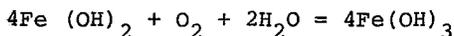
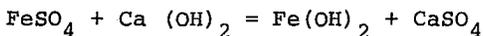
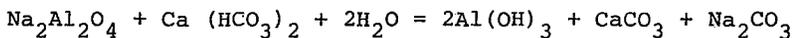
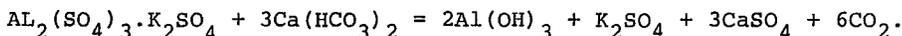
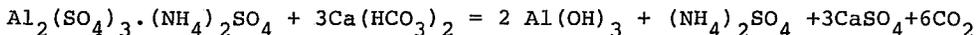
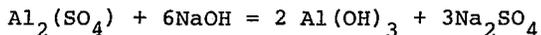
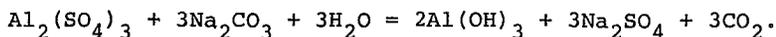
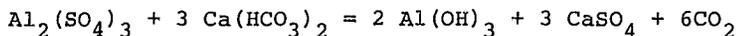
COSTOS APROXIMADOS DE REACTIVOS

% DE PUREZA Y TIPO DE REACTIVO	PPM	(Kg/M ³)	(\$/Kg)	(\$/M ³)

	INGENIERIA DE PROCESO	
	<i>ANALIS PARA</i>	Rev. []
MEXICO, D. F.	<i>SOLICITAR COTIZACIONES</i>	Folios: _____

- 1.- ANALISIS DE AGUA CEUA
 2.- EFLUENTE ESPERADO.

		Partes por millon (ppm) como CaCO ₃				
Substancia		Simbolo	1	2	3	4
CATIONES	Calcio	Ca	115	0		
	Magnesio	Mg	70	0		
	Sodio	Na	33			
	Hidrogeno	H		0-5		
Cationes Totales			218	0-5		
ANIONES	Bicarbonatos	HCO ₃	105	—		
	Carbonatos	CO ₃	—	—		
	Hidroxidos	OH	—	0-5		
	Fosfatos	PO ₄	—	—		
	Cloruros	Cl	45	—		
	Sulfatos	SO ₄	68	—		
Aniones Totales			218	0-5		
Dureza Total			185	0		
Alcalinidad A (enarajado de MetHe)			105	0-5		
Alcalinidad B (fenolftaleina)			—	0-5		
Dureza No Carbonata			80	—		
Alcalinidad de Sodio			—	0-5		
			ppm	ppm	ppm	ppm
Bioxido de Carbono		CO ₂	29	—		
Silice		SiO ₂	50	0-0.1		
Hierro		Fe	—	—		
Turbidez			—	—		
Color			—	—		
Solidos Totales Cationes + SiO ₂						
pH			6.8	7-9		

REACCIONES QUE SE EFECTUAN DURANTE LA COAGULACIONDIMENSIONAMIENTO DEL EQUIPO .

Gasto manejado por el equipo = 8000 g.p.m. (diseño)

Forma del equipo de pretratamiento = cilíndrica

Tipo: Unidad de sólidos en contacto; (para clarificación).

Servicio: pretratamiento de agua.

Fluido manejado: agua de río.

Forma de alimentación: por el fondo del clarificador y en la parte central.

Velocidad de sobreflujo recomendada: Por criterios obtenidos mediante experimentación y reportados por la literatura técnica, algunos de los cuales se anexan en el presente trabajo, es igual a 1.1 galones por minuto/pie².

Por lo tanto: $8000 \text{ GPM} \times \frac{1 \text{ pie}^2}{1.1 \text{ GPM}} = 7,272.7 \text{ pie}^2$

$$s = 7,272.7 \text{ pie}^2 ; s = \frac{\pi}{4} D^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 (s)}{\pi}} = 96.22 \text{ pies} \approx 100'$$

$$\text{Vol} = \frac{\pi}{4} (D)^2 h$$

θ retención considerado: 120 minutos.

Profundidad: 18 pies. $d_e ; 4_0 \times t_0 = \text{profundidad} .$

Tipo de operación: continúa.

Forma de alimentación de coagulante, cal y polielectrolito: en solución, por medio de bombas dosificadoras.

Forma de mezclado rápido de los coagulantes y el agua a tratar: por medio de turbulencia provocada en un carrete en el cual se inyectan los coagulantes poniéndose en contacto con el agua a tratar.

Forma de obtener el mezclado lento:

Normalmente esto se realiza mediante un sistema de agitación mecánico o bien de tipo hidráulico.

Sistema de colección de lodo: existen una infinidad de diseños disponibles, normalmente es un sistema a base rastras (raspadores) que colectan el lodo en un punto (centro del recipiente (en el fondo)) desde donde los lodos son desalojados del sistema.

Criterios de velocidad de las rastras recomendadas por los fabricantes: (RPM)

- PARA MECANISMOS SOPORTADOS SOBRE UN PUENTE.

TAMAÑO Diámetro x profundidad	VELOCIDAD RPM (de las rastras)
De 10' a 16' x 8'	0.50
" 18' a 24' x 8'	0.33
" 26' a 40' x 8'	0.26
" 45' a 55' x 9'	0.145
" 60' a 85' x 11'	0.10
" 90' a 100' x 14'	0.08

- PARA MECANISMOS SOPORTADOS SOBRE COLUMNA CENTRAL

TAMAÑO Diámetro x profundidad	VELOCIDAD RPM (de las rastras)
De 75' a 85' x 12'	0.100
" 90' a 100' x 12'	0.080
" 105' a 135' x 14'	0.065
" 140' a 170' x 16'-8"	0.050
" 175' a 200' x 18'-6"	0.040

GASTOS DE DERRAME EN VERTEDEROS TIPICOS.

Tipo de Servicio	Gasto de derrame en el vertedero, gpm/pie
------------------	---

Clarificación de agua ----- < 35

Tratamiento de aguas:

- . flóculo ligero de alumbre ----- 8 - 10
(agua con baja turbidez)
- . flóculo pesado de alumbre ----- 10 - 15
(agua de alta turbidez)
- . flóculo pesado de suavización... 15 - 18
con cal.

Cálculo de la dosis de coagulante requerida:Secuencia:

1° Se establece un rango de pH óptimo.

Para el caso más común, esto es utilizando $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$

El pH óptimo = 6.8 (dato obtenido experimentalmente).

2° Para ese valor de pH óptimo.

Obtener el valor de la relación de alcalinidad total (anaranjado de metilo) a CO_2 .

Existen gráficas, de las cuales la relación es de 3.2

Esto es: $\frac{\text{Alc.}}{\text{CO}_2} = 3.2$ (para un pH óptimo de 6.8).

3° Del análisis inicial del agua; se conocen los valores de alcalinidad y CO_2 .

Para este ejemplo: Alc = 90 (ppm como CaCO_3).
y $\text{CO}_2 = 9$ (ppm de CO_2)

4° Al poner en contacto al $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ con el agua cruda, se observa que: $3\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2 + \text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot x\text{H}_2\text{O} \rightarrow 3\text{CaSO}_4 + 2\text{Al}(\text{OH})_3 + 6\text{CO}_2 + x\text{H}_2\text{O}$

Esto es: hay un aumento de CO_2 .

y además una disminución de la alcalinidad total.

5° Al final (el efluente de este tratamiento) tendrá valores de alcalinidad y CO_2 diferentes a los iniciales:

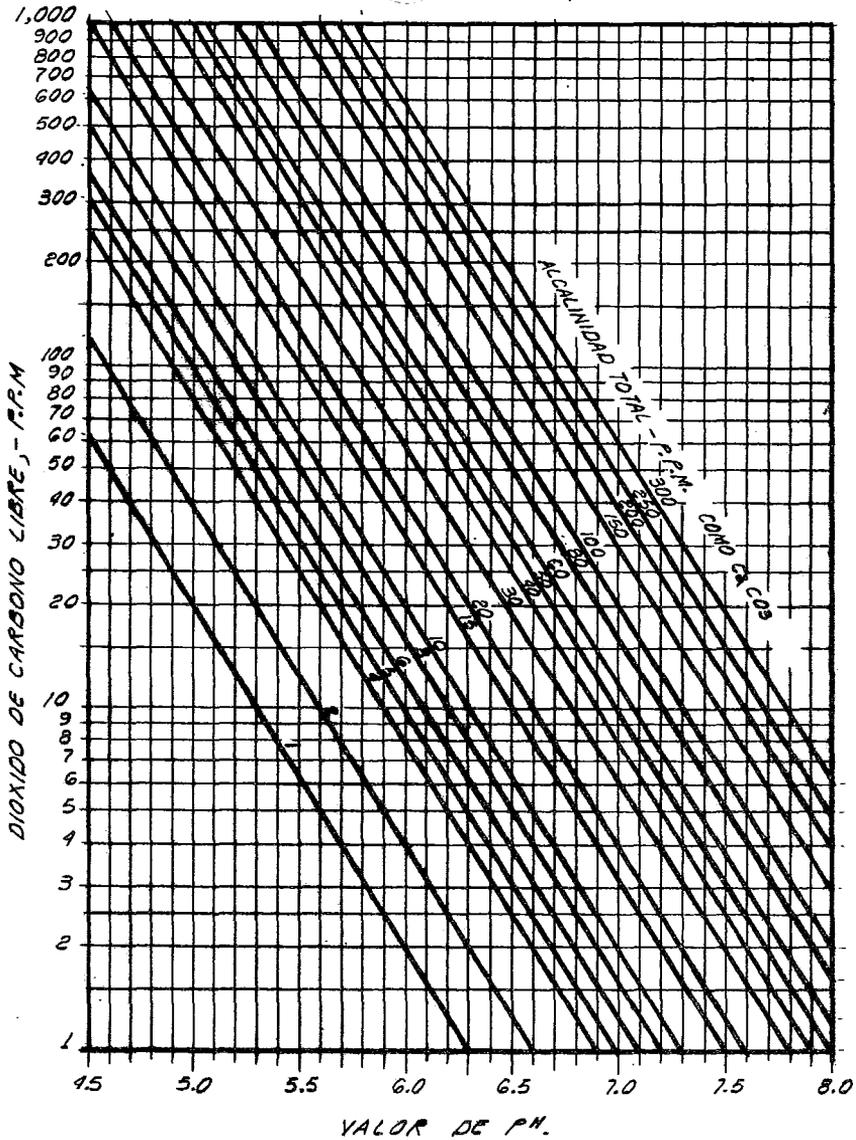
Así : Alc = 90 - X

$$\text{CO}_2 = 9 + 0.88 X$$

6° Como $\frac{\text{Alc}}{\text{CO}_2} = 3.2$; entonces $\frac{90 - X}{9 + 0.88 X} = 3.2$

de donde X = 17.31 ppm como CaCO_3 .

para transformar a ppm de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 = 17.31 \times 2.22 = 38.43$ ppm.



RELACION DE CO₂ LIBRE Y LA ALCALINIDAD, CON EL PH EN AGUAS CRUDAS.

Cálculo de la potencia del agitador de la cámara de floculación:

$$\text{Pot} = \frac{K}{g} \rho n^3 D^5$$

donde:

K = varía de 2-7 (es función del tipo de impulsor, de la velocidad de rotación, del diámetro y forma del tanque).

g = aceleración de la gravedad ----- cm/seg².

ρ = densidad del fluido ----- gr/cm³.

n = velocidad de rotación ----- rev/seg.

D = diámetro del impulsor ----- cm.

P = potencia ----- $\frac{\text{gr-cm}}{\text{seg}}$

Si K = 5

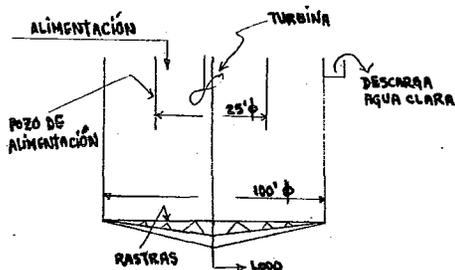
$$g = 981 \text{ cm/seg}^2.$$

$$\rho = 1 \text{ gr/cm}^3.$$

$$n = 0.17 \text{ rev/seg. (10 R.P.M.)}$$

$$D = 228.7 \text{ cm. (7.5 pies)}$$

$$P = \frac{\text{gr-cm}}{\text{seg}}$$



Para este problema en particular, la potencia será:

$$P = \frac{5}{(981 \text{ cm/seg}^2)} \left(1 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \right) (0.17 \frac{\text{rev}}{\text{seg}})^3 (228.7 \text{ cm})^5.$$

$$\text{Pot} = \frac{\text{gr-cm}}{\text{seg}} \times \frac{1 \text{ lb}}{454 \text{ gr}} \times \frac{1 \text{ pie}}{30.28 \text{ cm}} = \frac{1 \text{ lb-pie}}{\text{seg}} \times \frac{1 \text{ HP}}{550 \frac{\text{lb-pie}}{\text{seg}}} =$$

$$\text{Pot} = 2.07 \text{ HP.}$$

PUNTOS DE APLICACION DE LOS PRODUCTOS QUIMICOS *

CLASE DE PRODUCTO QUIMICO	POSIBLES PUNTOS DE APLICACION							
	A	B	C	D	E	F	G	H
ALGICIDA	X				X			
DESINFECTANTE		X	X		X	X	X	X
CARBON ACTIVADO		X	X		X	X		
COAGULANTES		X	X					
AYUDA-COAGULANTES		X	X			X		
ALCALI:								
• PARA FLOCULACION			X					
• PARA CONTROL DE CORROSION						X		
• PARA SUAVIZACION			X					
ACIDIFICADOR			X			X		
FLUORURO						X		
CLORAMINA-CUPRICA						X		
AGENTE DECLORIZANTE						X		X

* EN REACTORES "POR CONTACTO DE SOLIDOS" EL PUNTO "C" ES EL MISMO QUE "D"

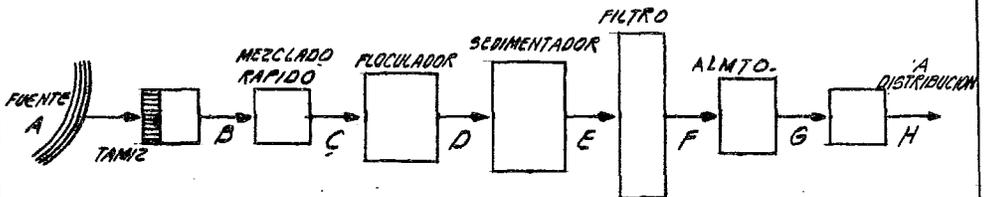


DIAGRAMA DE FLUJO TÍPICO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA

VELOCIDADES ASCENCIONALES DE DERRAME EN TANQUES DE SEDIMENTACION
TIPICAS.

Tipo de agua	Tratamiento	Velocidad de derrame gpm/pie ²
agua superficial	floculación con alumbre	0.25-0.38
Agua: superficial ó subterránea	suavización con cal	0.38 - 0.75 1.40 0.63
<hr/>		
Clarificación en unidades de flujo ascendente		< 1 hasta 1.85 1-1.5 (agua fría) 0.75-1.0 (agua tibia) 1.0 -1.5
<hr/>		
Suavización en unidades de flujo ascendente		hasta 2.5 0.75 - 1.5 1.50 - 2.25 hasta 1.25 (de pozo) hasta 1.80
<hr/>		

La coagulación-Floculación del agua constituye el proceso básico que determina en gran parte las condiciones de operación de la planta de tratamiento. De aquella depende casi por completo la mayor ó menor eficiencia del proceso subsiguiente: el de la separación de sólidos por sedimentación y filtración.

UNIDADES CON CONTACTO DE SOLIDOS.

Las unidades de contacto con sólidos, unidades con manto (lecho) de fango (lodo) y los clarificadores - floculadores están caracterizados por combinar en un recipiente único los procesos de:

- mezclado
- coagulación y floculación
- acondicionamiento de flóculos
- separación sólido - líquido
- y la separación o desalojo de lodos

Descripción: Las características básicas de una unidad con contacto de sólidos son: el agua residual (influyente) es descargada en un tubo de aspiración, donde es mezclada con 4 ó 5 volúmenes de lodo recirculado, ver figuras anexas.

Los productos químicos para tratamiento pueden ser agregados a la línea del influyente o en el tubo de aspiración.

Un agitador de tipo turbina de baja velocidad, operando con una unidad motriz de velocidad variable, bombea el contenido del tubo de aspiración hacia arriba, dentro de la cámara de reacción de forma cónica. Aproximadamente un tiempo de reacción de 25 min. es permitido para precipitación y/o coagulación y la formación del flóculo. Una concentración óptima del lodo (lechada), es mantenida en circulación -arriba de 5% en peso cuando carbonato de calcio o sulfato de calcio es precipitado.

Un volumen de lodo circulante igual al influente es desplazado hacia la zona angular de separación de sólidos, fuera de la cámara de reacción. El diseño hidráulico permite una separación por corriente ascendente del agua clarificada, y de los sólidos que sedimentan en el fondo del tanque. El agua clarificada es separada a través de una "artesa" o derrame radial y periférico en la superficie de la zona de separación.

Un mecanismo "raspador" rotatorio mueve los sólidos sedimentados hacia la zona de concentración de lodos, de la cual éstos son intermitentemente descargados a través de una válvula operada con piloto, accionada por medio de un "timer", (contadores de tiempo).

El lodo circulante es continuamente bombeado a través del tubo de aspiración, y mezclado con el influente y los reactivos químicos. La velocidad de la circulación puede ser variada, junto con la velocidad de descarga de los lodos.

Esos ajustes son necesarios para mantener la concentración óptima de lodos (lechadas), para varios tratamientos o aplicaciones que pueden producir sólidos que varían desde flóculos amorfos y frágiles, hasta densos precipitados cristalinos.

Las características de esas unidades son:

- recirculación de lechadas (lodos), usando un agitador tipo turbina de baja velocidad para recirculación de sólidos sedimentados.
- agitación central mezclando los productos químicos y el lodo reciclado, con separación de sólidos a través de un lecho (manto) de lodo conservado en suspensión por el flujo ascendente.

- descarga estable, con alimentación pulsante de influentes tratados químicamente en un lecho fluidizado suspendido.
- influentes químicamente tratados y lodos floculados recirculados con un agitador de baja velocidad tipo paletas o tipo turbina.

Mínima fluidización de lecho de fango (lodo) debido a las bajas velocidades de sobreflujo. Esta acción de floculación con lodos de baja densidad es alcanzada en unidades de floculación tipo reactor-clarificador.

Las características de diseño de los clarificadores en contacto de sólidos son:

- Debe procurarse un rápido y completo mezclado de los productos químicos agregados, el agua de alimentación y la lechada.
- Deben proveerse medios mecánicos para proporcionar una circulación controlada de la lechada de sólidos. La máxima velocidad periférica de las hojas del mezclador no deberán exceder de 6 pies/segundo.
- Medios para medir y variar la concentración de la lechada en la zona de contacto hasta de 50% en volumen.
- Los sistemas de descarga de lodos deberán permitir una fácil automatización y variación del volumen de descarga. La velocidad de los barredores tipo mecánico no deberá ser menor que 1 pie/min.
- El nivel del lecho de lodos debe ser conservado a un mínimo de 5 pies abajo de la superficie del agua.

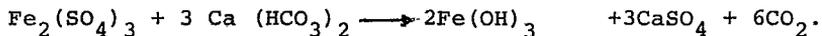
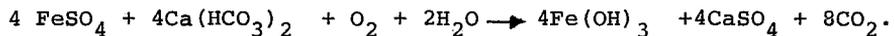
Los estándares recomendados para este tipo de unidades con con tacto de sólidos incluyen: no menos de 30 min. para floculación; no menos de 2 horas de retención para clarificadores o 1 hora para ablandadores. La carga de los vertedores no debe exceder a 28,000 (galones/día)/pie para ablandadores y 14,400 (galones/día)/pie para clarificadores.

LOS PRINCIPALES COAGULANTES Y SUS PROPIEDADES

3 de los coagulantes más ampliamente usados se enlistan enseguida:

<u>Coagulante</u>	<u>Nombre comercial</u>	<u>Fórmula Química</u>	<u>Rango de pH óptimo</u>
. Sulfato de aluminio	"alumbre"	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O$	5.5 a 7.5
. Sulfato ferroso	"copperas"	$FeSO_4 \cdot 7H_2O$	8.0 a 11.0
. Sulfato férrico	"ferrisul"	$Fe_2(SO_4)_3 \cdot 2H_2O$	8.0 a 11.00
		$Fe_2(SO_4)_3 \cdot 3H_2O$	5.0 a 6.0 (para remover COLOR).
. Cloruro férrico	-	$FeCl_3$	3.5 a 6.5

Las reacciones químicas entre esos 3 principales coagulantes y la alcalinidad de bicarbonato de calcio en el agua, las cuales forman hidróxidos precipitados o flóculos; se muestran en las siguientes ecuaciones.

CONTROL DE LA COAGULACION

Las dosis de coagulante son generalmente expresadas en (g. p.g.).

Las ecuaciones vistas antes son solamente indicativas de lo que pasa en la coagulación y no pueden ser usadas para calcular las dosis ni de los coagulantes ni de cualquier otro producto químico auxiliar.

Teóricamente las cantidades de productos químicos requeridos para cada grano por galón de coagulante son como sigue:

<u>Coagulante</u>	<u>(g.p.g.) *</u>
. Alumbre	
- alcalinidad natural como CaCO_3	0.4505
- cal como CaO	0.2524
- Cal como $\text{Ca}(\text{OH})_2$	0.3336
- "soda ash" como Na_2CO_3	0.4773
. Sulfato ferroso	
- cal como $\text{Ca}(\text{OH})_2$	0.2665
- cal como CaO	0.2017
- Cloro	0.1225

(*) g.p.g. = grano por galón.

Si la alcalinidad en el agua es insuficiente para reaccionar con la dosis de coagulante, el valor de pH está debajo del rango óptimo.

Entonces, la alcalinidad debe ser incrementada por la adición de un álcali, tal como cal, Na_2CO_3 , o NaOH .

La cal $\text{Ca}(\text{OH})_2$ incrementa la dureza de calcio, pero es el álcali más barato y frecuentemente hace los mejores flóculos que otros.

Si el valor de pH es permitido arriba o debajo del rango óptimo, el flóculo formado es demasiado pequeño, ligero o frágil y fácilmente acarreable en el efluente.

FACTORES QUE INFLUENCIAN LA COAGULACION.

- . La materia orgánica, si está presente en cantidades apreciables, inhibe la coagulación y hace más estrecho el rango de pH óptimo.

Para la oxidación de la materia orgánica precloración es deseable, debido a que esto amplía el rango de pH óptimo y por consiguiente hace más fácil el control de la coagulación.

- . Las cantidades y tipos de sólidos en el agua son también factores que influyen la coagulación.

En general, aguas con alto contenido de sólidos coagulan más fácilmente que las aguas bajas en sólidos.

El calcio en el agua ayuda a la coagulación más que el sodio, de ahí porqué es mejor agregar cal en lugar de Na_2CO_3 si un álcali es necesario.

- . El color es más difícil de coagular que la turbidez.
- . Aguas que son moderadamente bajas en turbidez y altas en color hacen un flóculo ligero; menos fácil de sedimentar.

En tal caso es necesario hacer una turbidez artificial por adición de agentes de peso y ayuda-coagulantes.

- . Bajas temperaturas de agua inhiben la coagulación.

La dosis de coagulante debe ser suficiente para coagular la turbidez y color presente.

Obviamente, mientras mayor sea su cantidad, mayor floc será necesario para envolverlas. Por consiguiente, la turbidez fina y color requiere más floc que la gruesa.

Una dosis de aluminio de 1 ó 2 gr/gal (34 p.p.m.) usualmente coagulará varios cientos de partes por millón de materia suspendida finas y de tamaño medio.

En turbidez de miles de partes por millón es recomendable primero una pre-sedimentación, para ahorrar coagulante.

AYUDA-COAGULANTES

Una familia de polielectrolitos (compuestos de larga cadena molecular) ha sido desarrollado y encontrado útil en ayudar la coagulación de aguas difíciles. Algunos son catiónicos, otros son aniónicos y otros son no-iónicos. Por consi uiente poseen propiedades diferentes, y cada uno debe ser tratado experimentalmente por su efectividad en un agua dada. Son caros, pero su dosis es muy pequeña.

Los ayuda-coagulantes son especialmente útiles en aguas finas y en aguas altamente coloreadas y bajo en turbidez.

El orden en que el coagulante, el álcali y el ayuda-coagulante son agregados es frecuentemente importante en obtener el mejor floc.

Frecuentemente, el mejor orden es el coagulante primero, el álcali en seguida y al final el ayuda-coagulante.

Un intervalo de tiempo de algunos segundos y aún minutos puede ser necesario entre cada adición de los 3 reactivos.

AGENTES DE PESO.

Aguas que son bajas en turbidez y alto color y que forman flocs

frágiles y ligeros, son más fácilmente coagulables si se agregan agentes de peso.

Ejemplos de tales agentes son: - arcilla de bentonita de origen volcánico.
 - piedra caliza en polvo
 - ceniza.

Su adición proporciona una turbidez "sintética" en aguas de baja turbidez, tal que el floc tiene un núcleo sobre el cual formarse.

PRUEBAS:

Se dice que la coagulación es más un arte que una ciencia y que forma considerable experimentación el determinar los efectos de:

- precloración
- el rango de pH óptimo
- el coagulante más adecuado
- la dosis de coagulante
- el ayuda-coagulante adecuado
- el agente de peso adecuado
- el orden de adición
- tiempo de mezcla y de floculación
- los intervalos de tiempo entre cada adición.
- temperatura del agua
- fuerza de la agitación

Las pruebas deben realizarse en la planta con muestras frescas.

RANGO USUAL DE FLUJOS EN GAL/min/pie². PARA UNIDADES DE
SOLIDOS EN CONTACTO.

	Velocidad. gal/min/pie ²
. Suavización con cal de agua de pozo	
Si la dureza de calcio es > que la dureza de Mg.	1.7
Si la dureza de calcio es < que la dureza de Mg.	1.5
. Suavización con cal de aguas de río	1.5
. Coagulación de aguas de río	
Si la turbidez es > 3000 p.p.m.	1.3
Si la turbidez es < 3000 p.p.m.	1.1
. Coagulación, si el agua tiene alto color y algas	1.1

COSTOS DE LOS EQUIPOS

ESPESADORES.- El costo de los espesadores de un solo compartimiento por pie cuadrado de area de asentamiento varía considerablemente con el diámetro del tanque, las unidades menores son más caras que unidades mayores.

Para propósitos preliminares de estimación, el costo de un mecanismo espesador, L.A.B. fábrica, incluyendo mecanismo de soporte, motor, pozo de alimentación, y cono de descarga, sin incluir tanque, bombas, tuberías, etc. puede ser considerado que varía entre \$18 por pie² de area de asentamiento para unidades de 10 pies de diámetro, y \$1.50 por pie² para unidades de 100 pies de diámetro.

Arriba de 100 pies de diámetro, el costo por área unitaria disminuye muy poco.

CLARIFICADORES.

El costo de los clarificadores son substancialmente los mismos que los espesadores cuando manejan productos químicos y pulpas metalúrgicas. Donde lechadas diluídas conteniendo sólidos ligeros en peso están involucrados, tales como en el tratamiento de aguas, aguas negras, y desechos, los mecanismos pueden ser de construcción más ligera y los costos varían de 10-20% abajo de los costos de los espesadores sobre la misma base.

COSTOS DE ERECCION (MONTAJE)

Erección para mecanismos espesadores	\$150/ton .
Erección de la superestructura del espesador	\$100/ton .
Erección del tanque espesador (de acero)	\$100/ton .

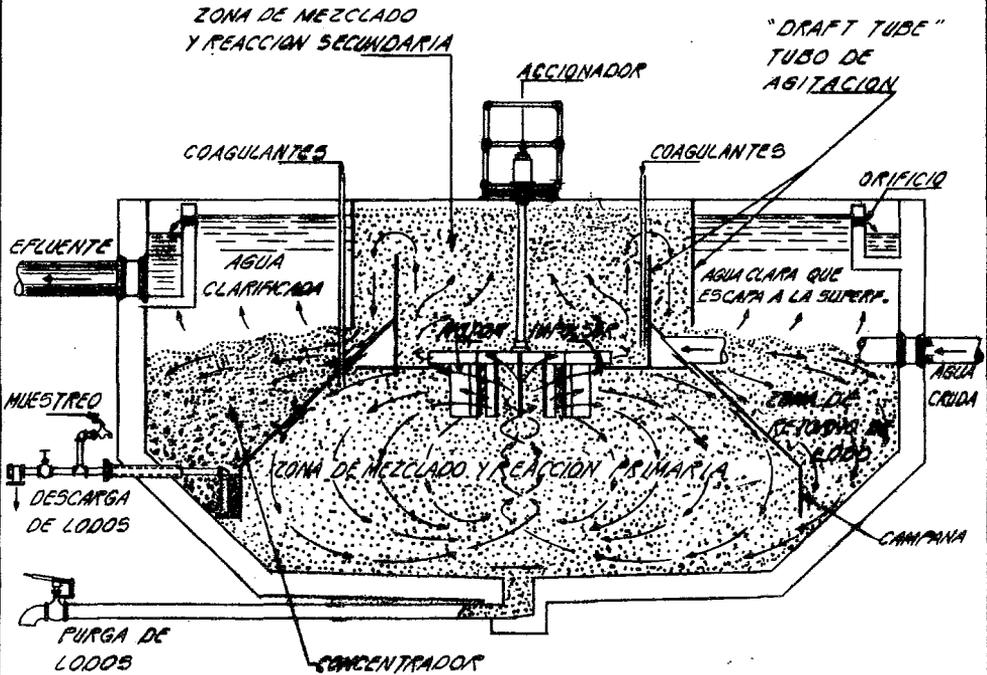
Cimentación y tanques de concreto:

. Excavación	\$1.25/yd ³
. Concreto en el lugar	\$45/yd ³
. Vigas	\$75/1000 ft.
. Columnas	\$150/ton.

(\$ = DOLARES)

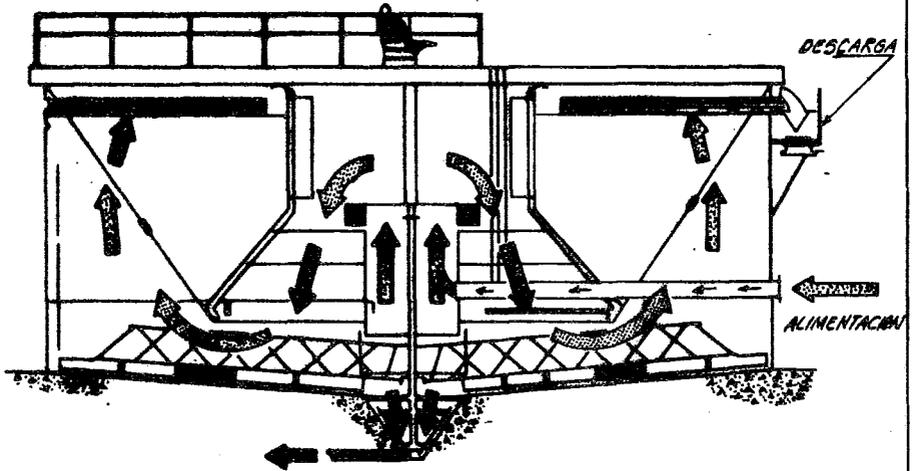
Costos de Operación:

- . Motores de bombas .
- . Motores de sistema de agitación .
- . Motores de sistema de rastras .
- . Motores de sistema de levante (izamiento) .



EL "ACCELERATOR" , CONSTA DE LO SIGUIENTE:

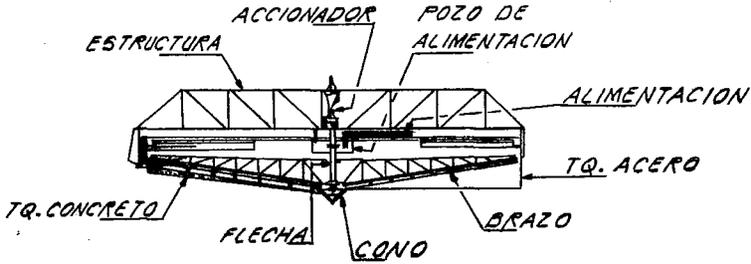
- ENTRADA DE AGUA CRUDA Y DUCTO DE DISTRIBUCION.
- UNA ZONA DE MEZCLADO Y REACCION PRIMARIA
- DOS TUBOS DE AGITACION ("DRAFT TUBES") LOS CUALES FORMAN LA ZONA DE MEZCLADO Y REACCION SECUNDARIA
- UN ROTOR-IMPULSOR PARA MEZCLADO Y BOMBEO, ACCIONADO POR UN REDUCTOR MOTORIZADO.
- UN SISTEMA DE DESCARGA (VERTEDERO) DEL EFLUENTE.
- CONCENTRADORES PARA ACUMULAR Y REMOVER (SEPARAR) EL EXCESO DE LECHADA.



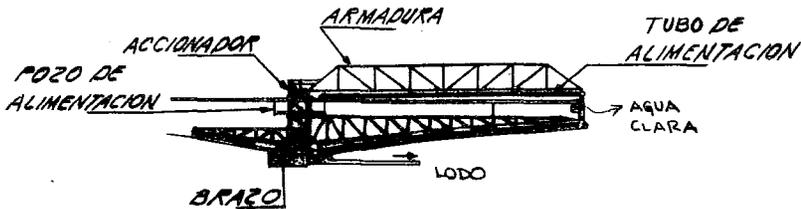
UNIDAD DE SÓLIDOS EN CONTACTO ("CON MANTO DE Lodos")

COMBINA EN UN MISMO RECIPIENTE:

- MEZCLADO
- COAGULACION
- FLOCULACION
- SEPARACION SOLIDO-LIQUIDO
- REMOCION DE LODO



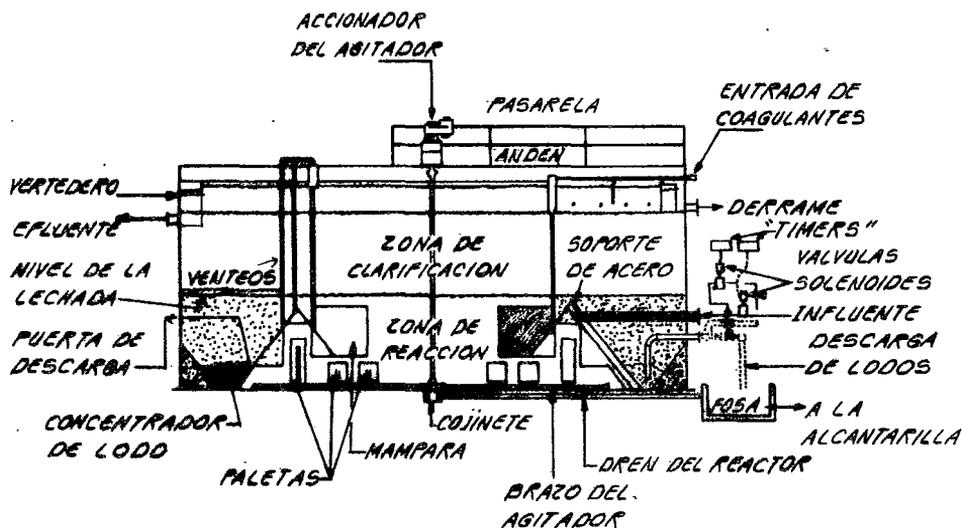
CLARIFICADOR PRIMARIO CON ESTRUCTURA SOPORTADA EN UNA VIGA.



CLARIFICADOR PRIMARIO CON MECANISMO SOPORTADO EN EL CENTRO

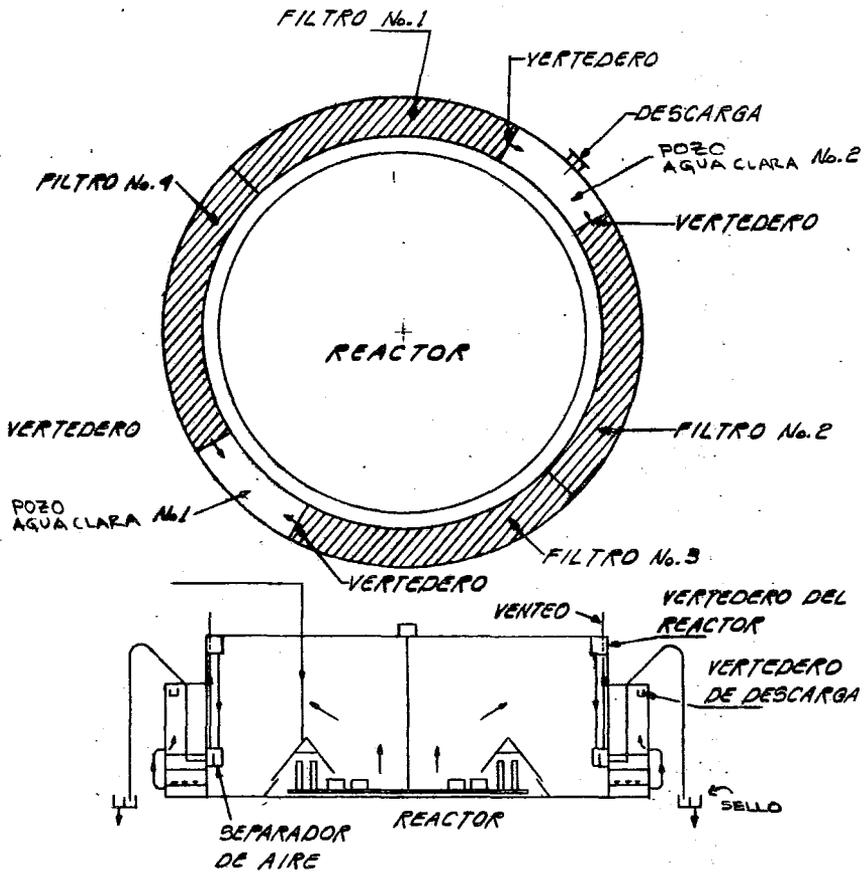


CLARIFICADOR-FLOCULADOR QUE TIENE ALIMENTACION A BAJA VELOCIDAD.

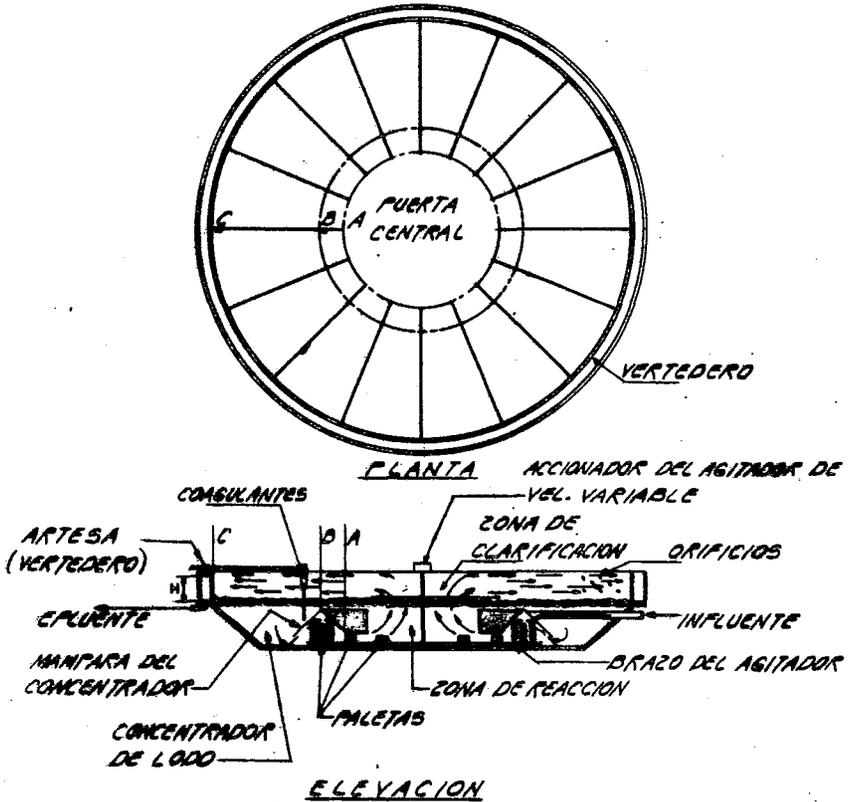


EL REACTOR REDONDO DE "COCHRANE"

LA AGITACION ES PROPORCIONADA POR PALETAS QUE GIRAN LENTAMENTE, BARRIENDO SOBRE EL FONDO ENTERO Y EVITANDO QUE EL LODO SEDIMENTE EN LA ZONA DE REACCION. EL FLUJO DESDE LA ZONA DE REACCION HACIA LA ZONA DE CLARIFICACION ES A TRAVES DE LA SECCION CENTRAL Y ENTONCES FLUYE RADIALMENTE HACIA UNA ARTESA PERIFERICA. EL FLUIDO RADIAL DISMINUYE EN VELOCIDAD. EL CONCENTRADOR DE LODO ESTA EN EL FONDO, AL REDEDOR DE LA ZONA DE REACCION. EL LODO ES DRENADO EN PROPORCION AL FLUJO INFLUENTE DESPUES DE RETRO-LAVAR LOS ORIFICIOS EN EL COLECTOR DE LODOS. EL AREA ENTERA SUPERIOR DEL REACTOR ESTA DISPONIBLE PARA CLARIFICACION YA QUE LAS MAMPARAS NO VAN HASTA LA ZONA DE CLARIFICACION.



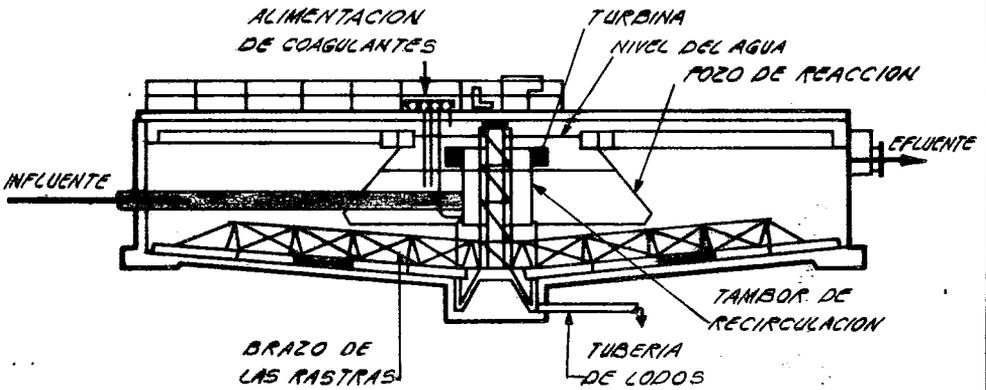
DISEÑO QUE MUESTRA UNA COMBINACION DEL REACTOR REDONDO Y FILTROS ANULARES ("SYPHOMATIC")



REACTOR REDONDO, TRAYECTORIAS DEL FLUJO Y CURVA DE VELOCIDADES HORIZONTALES

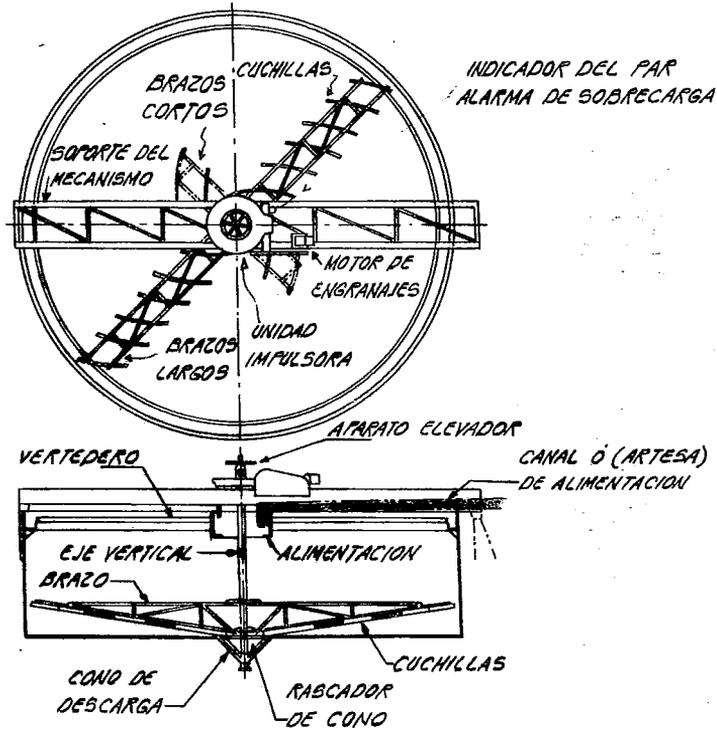
LAS VELOCIDADES SON CALCULADAS DIVIDIENDO EL FLUJO ENTRE EL AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL A VARIAS DISTANCIAS DESDE EL CENTRO, TALES COMO A, B, Y C.

LA PROFUNDIDAD (H) DE ESAS AREAS ESTA INDICADA EN LA ELEVACION



REACTOR - CLARIFICADOR

UNIDAD DE SOLIDOS EN CONTACTO

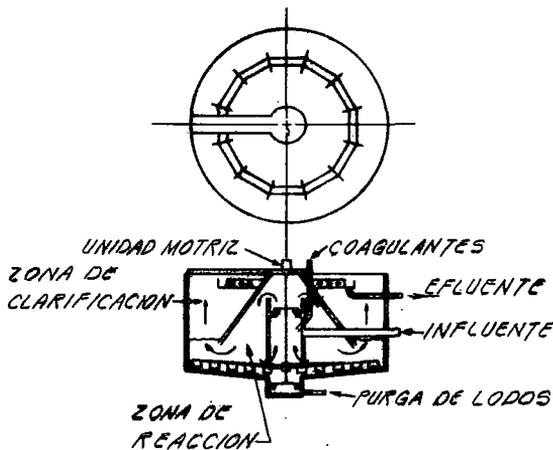


ESPEZADOR POR GRAVEDAD. (CON ABITACION MECANICA)

PROVISTO DE RASTRILLOS RADIALES DE MOVIMIENTO LENTO ACCIONADOS MEDIANTE UN EJE CENTRAL.

LA ALIMENTACION (SUSPENSION DILUIDA) FLUYE DESDE UN CANAL O ARTESA INCLINADA HASTA EL CENTRO DEL ESPEZADOR.

EL LIQUIDO SE MUEVE RADIALMENTE CON VELOCIDAD CONSTANTEMENTE DECRECIENTE PERMITIENDO QUE LOS SOLIDOS SEDIMENTEN.



EL REACTIVADOR "GRAVER"

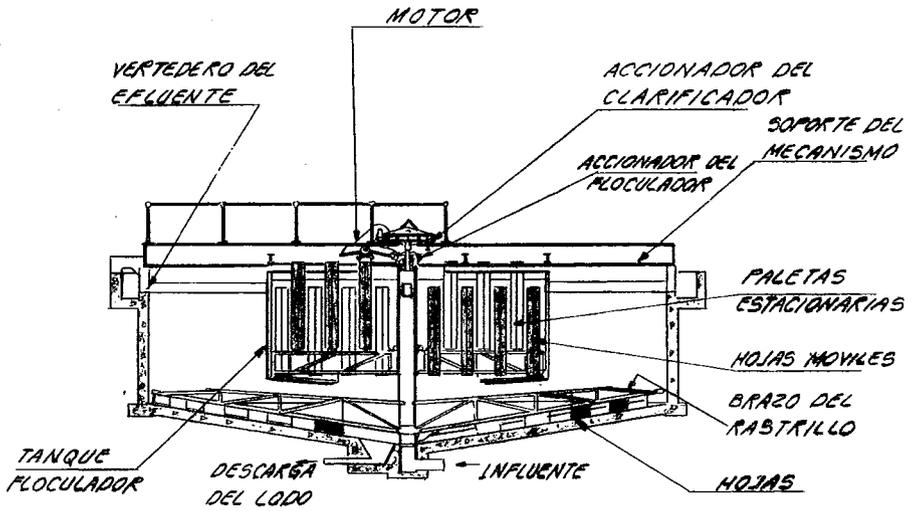
LA AGITACION ES PROPORCIONADA POR UNA PROPELA ELEVADA EN UNA ZONA DE MEZCLADO CENTRAL.

AQUI EL LODO NO ES RECIRCULADO DESDE LA ZONA DE CLARIFICACION HACIA LA ZONA DE REACCION.

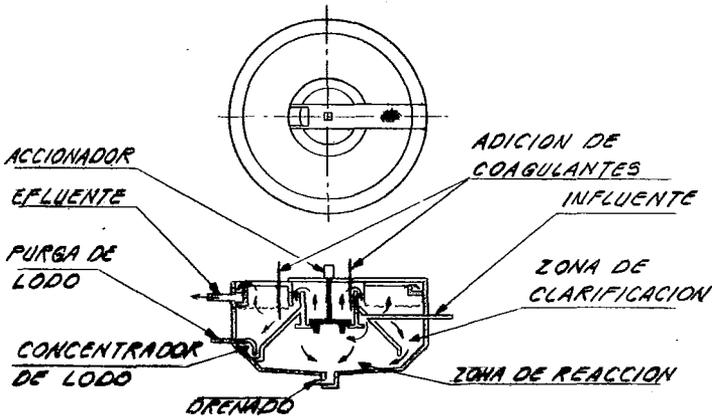
EN LUGAR DE SER COLECTADO EN UN CONCENTRADOR PERIFERICO, EL LODO SEDIMENTA EN EL FONDO DE LA ZONA DE REACCION Y ES RASCADO POR UN RASTRILLO QUE GIRA LENTAMENTE Y EMPUJADO HACIA LA DESCARGA LOCALIZADA EN EL CENTRO.

EL NIVEL DE LODO EN LA ZONA DE CLARIFICACION ES USUALMENTE CONSERVADO BAJO PARA REDUCIR LA CANTIDAD DE LODO ARRASTRADO.

VERTEDEROS DE EFLUENTE RADIAL COLECTAN EL AGUA TRATADA QUE FLUYE EN FORMA ASCENDENTE.



EL CLARIFLOCULADOR DE "DORR"



EL "ACCELERATOR" DE INFILCO

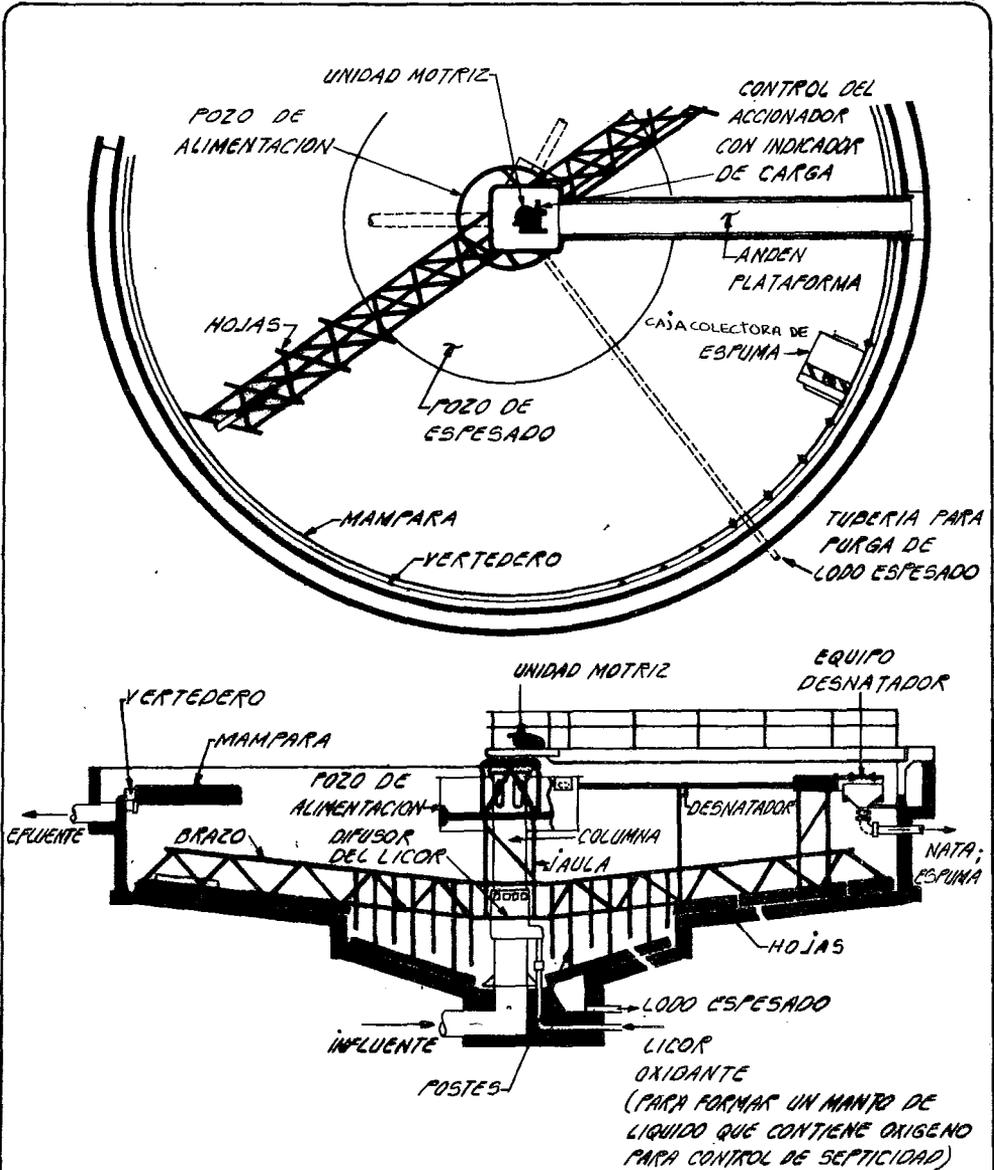
EL AGITADOR DE PROPELA ELEVADO OPERA A MODERADAMENTE ALTAS VELOCIDADES Y ACTUA TAMBIEN COMO UNA BOMBA DE BAJA CABEZA PARA MOVER LA LECHADA DESDE LA ZONA DE REACCION HACIA LA ZONA DE CLARIFICACION.

EL EXCESO DE LECHADA ES RECIRCULADO HACIA LA ZONA DE REACCION. LA BEDIMENTACION DEL LODO EN LA ZONA DE REACCION ES EVITADO POR LAS CORRIENTES ("PAQUETE") ("EDDY") DESDE EL AGITADOR.

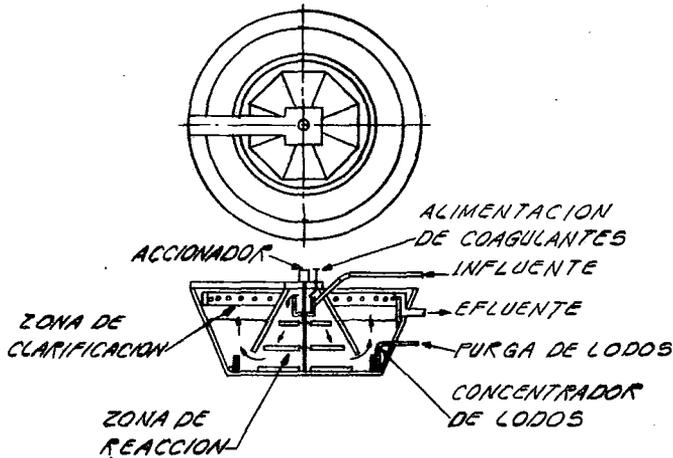
UN CONCENTRADOR DE LODO OCUPA UNA PORCION DEL VOLUMEN PERIFERICO EN EL FONDO DE LA ZONA DE CLARIFICACION.

EL AGUA SUBE DESDE LA PARTE SUPERIOR DE LA LECHADA SUSPENDIDA HACIA EL VERTEDERO DE DESCARGA.

CANALES DE DESCARGA (RADIALES) SON FRECUENTEMENTE USADOS.



EL CLARI-ESPESADOR; ES UN CLARIFICADOR ALIMENTADO EN EL CENTRO, CON UN POZO DE ESPESADO DE LODO CENTRAL EN EL FONDO DEL TANQUE. INCLUYE: POZO DE ALIMENTACION, DESNATADOR, MAMPARAS, UNIDAD MOTRIZ PARA CARGA PESADA Y UN MECANISMO DE RASTRAS CONVENCIONAL.



EL PRECIPITADOR "PERMUTIT"

LA AGITACION ES PROPORCIONADA POR PALETAS GIRANDO LENTAMENTE, BARRIENDO ENCIMA DEL FONDO ENTERO, EVITANDO QUE EL LODO SEDIMENTE EN LA ZONA DE REACCION.

LA PARED EXTERIOR DEL TANQUE Y LAS MAMPARAS INTERIORES SON AMBAS CONICAS, EN TAL FORMA QUE LA VELOCIDAD ASCENCIONAL DISMINUYE GRADUALMENTE.

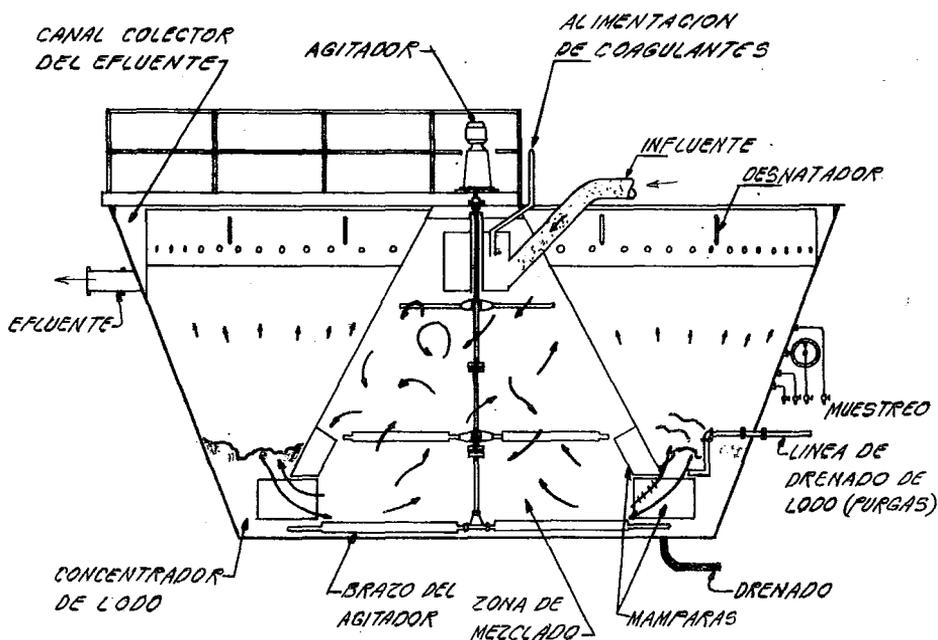
UN CONCENTRADOR DE LODO ES LOCALIZADO TODO AL REDEDOR DE LA PERIFERIA DE LA ZONA DE CLARIFICACION.

TAMBIEN HAY EN FORMA RECTANGULAR.

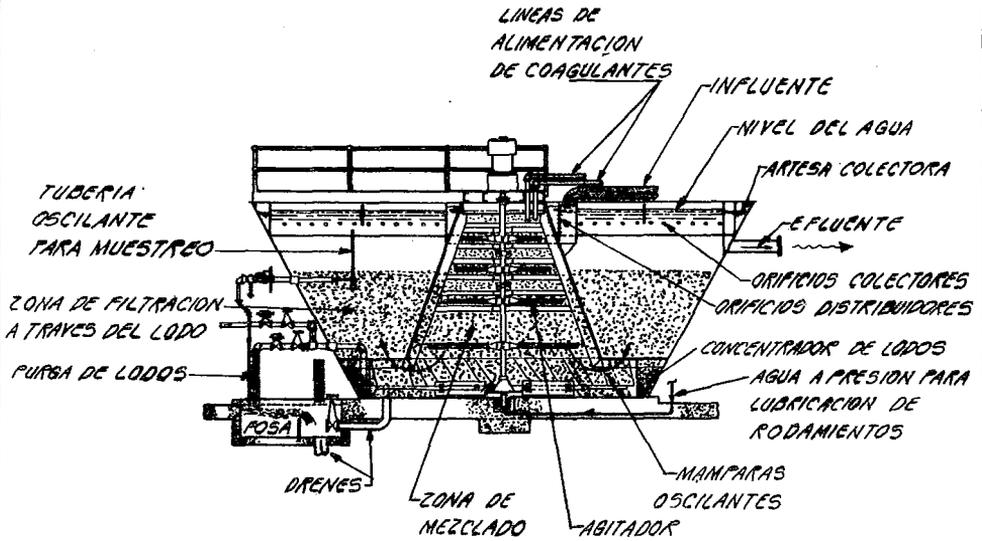
PRECIPITADOR "PERMUTIT"

SE EMPLEA PARA REMOVER IMPUREZAS DESDE UN LIQUIDO POR MEDIO DE:

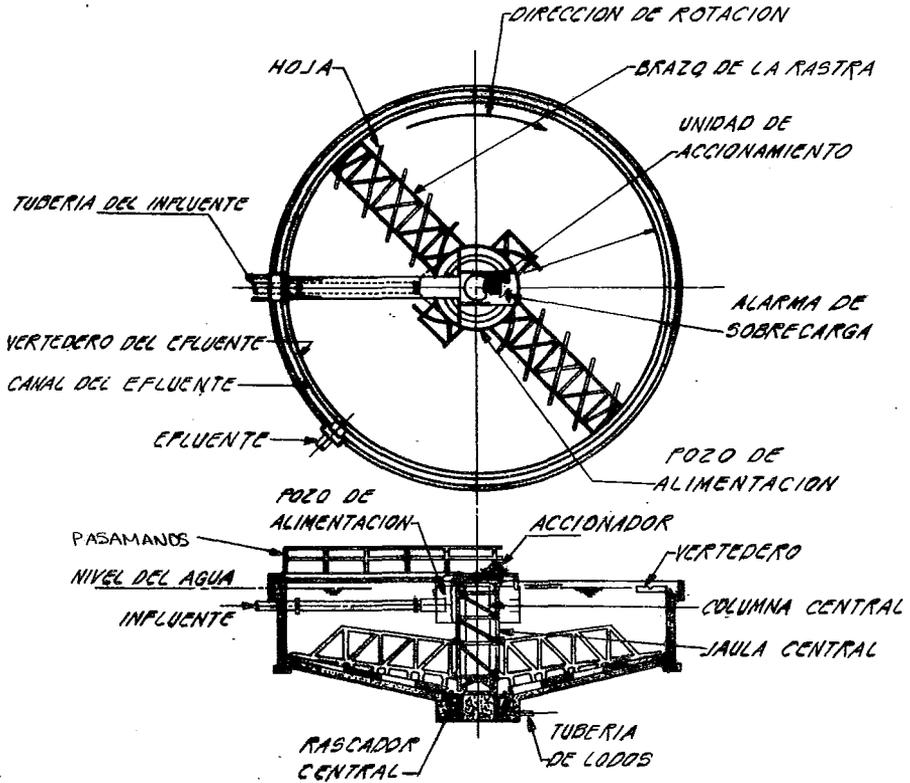
- PRECIPITACION
- ADSORCION
- ASENTAMIENTO
- FILTRACION ASCENDENTE



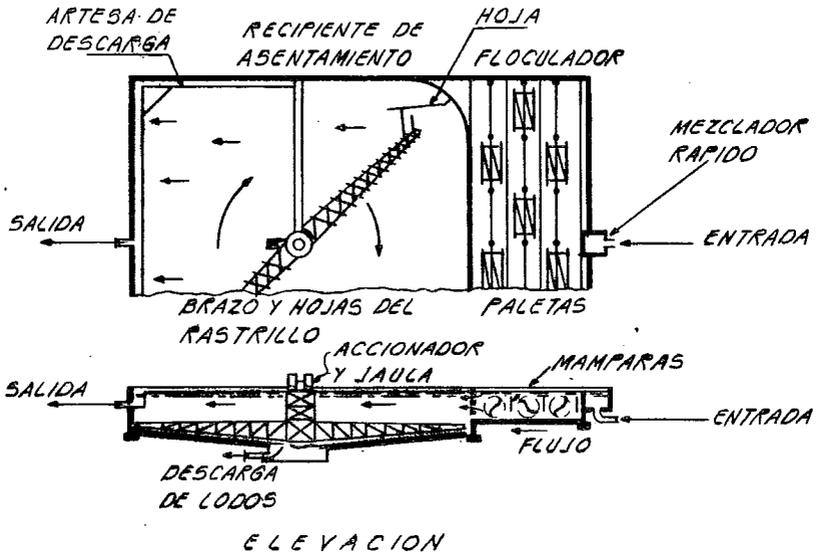
SECCION DE UN PRECIPITADOR QUE MUESTRA EL FLUJO DE AGUA Y EL MEZCLADO COMPLETO DE LOS COAGULANTES CON EL INFLUENTE Y EL LODO FORMADO PREVIAMENTE



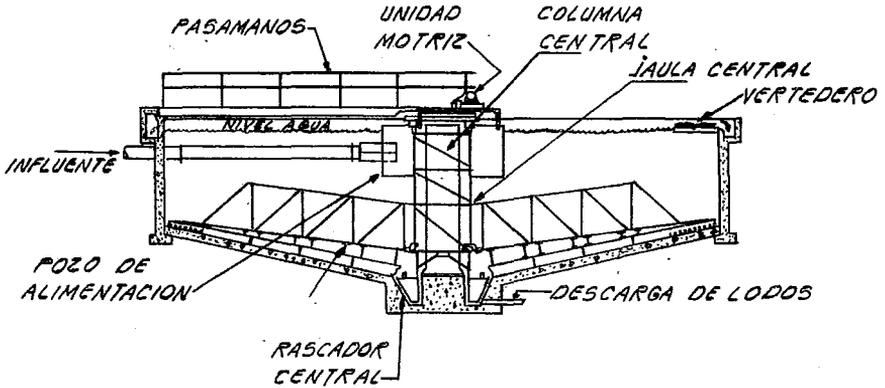
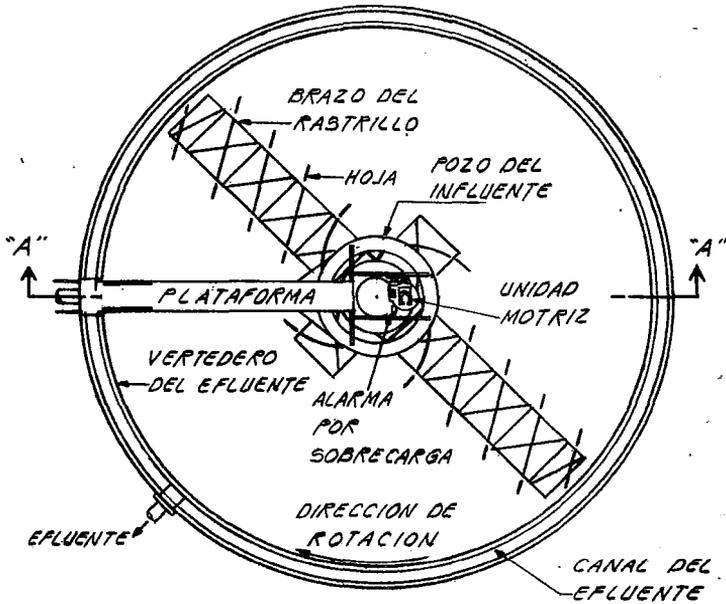
SECCION TRANSVERSAL DEL PRECIPITADOR "PERMUTIT"



ESPEADOR POR GRAVEDAD, CONSTRUIDO EN UN RECIPIENTE CIRCULAR, CON ALIMENTACION CONTINUA Y DRENADO DE LOS SOLIDOS DESDE EL CONO CENTRAL.

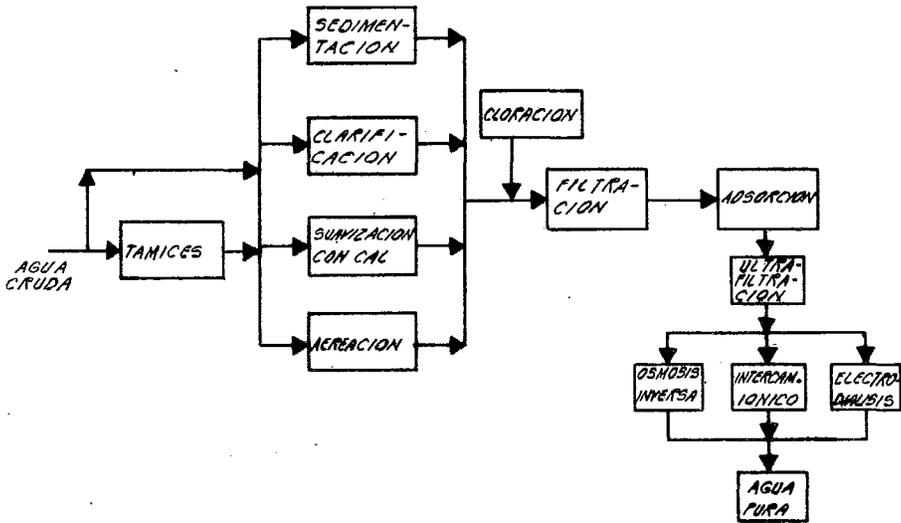


MEZCLADOR RAPIDO, FLOCULADOR Y ASENTADOR EN COMPARTIENIENTOS SEPARADOS

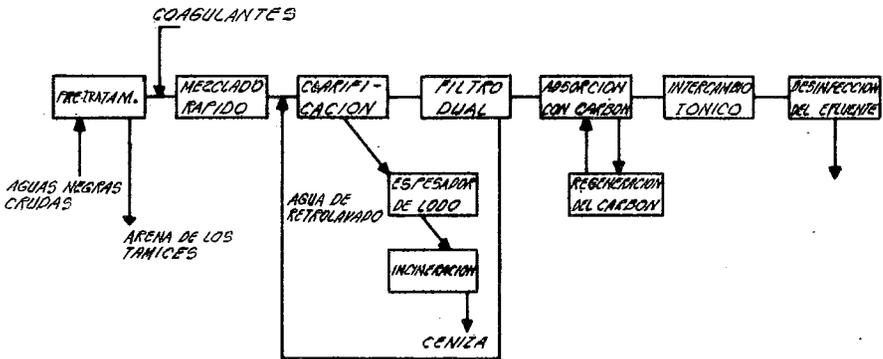


SECCION A-A

ESQUEMA DE UN ESPESADOR MECANICO

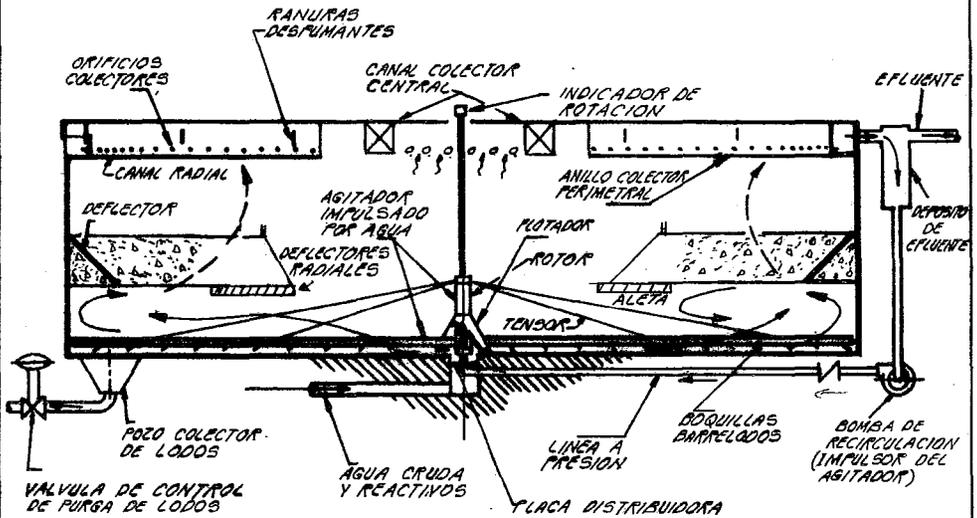


SECUENCIA DE OPERACIONES COMUNES PARA EL PRE-TRATAMIENTO DE AGUAS PARA USOS INDUSTRIALES.



EL TRATAMIENTO FISICO/QUIMICO USUALMENTE INVOLUCRA SEIS ETAPAS DE PROCESO PRINCIPALES.

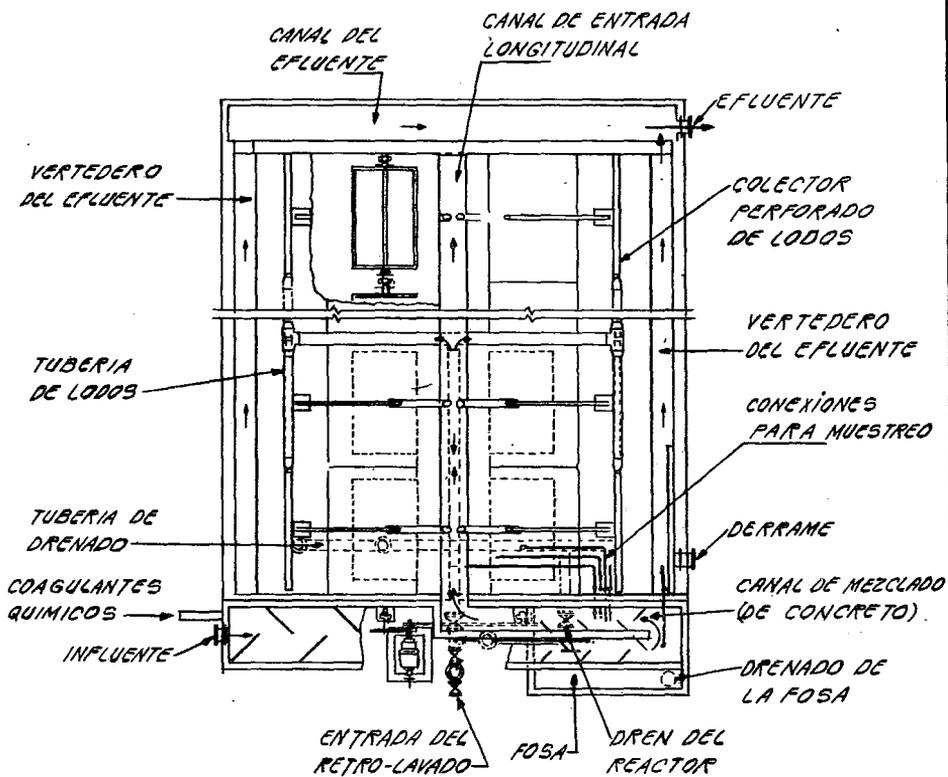
"PERMUJET"



LA CARACTERISTICA MAS EXCLUSIVA DEL "PERMUJET" ES SU AGITADOR IMPULSADO POR CHUBROS DE AGUA. ESTA MONTADO EN EL CENTRO DE LA UNIDAD SOBRE UN COJINETE UNICO. AL NO POSEER NINGUN DISPOSITIVO IMPULSOR DE TIPO MECANICO, ELIMINA LA NECESIDAD DE PASAMANOS Y PLATAFORMA DE ACCESO AL MOTOR.

EL AGUA CRUDA MEZCLADA CON LOS REACTIVOS ES FORZADA A SEGUIR UNA TRAYECTORIA A LA VEZ ROTATORIA Y ONDULANTE EN EL AREA DEL MANTO DE LODOS.

LA EFICIENCIA DEL CONTACTO DE SOLIDOS QUE RESULTA DE ESTA ACCION ES ELEVADA.



EL REACTOR RECTANGULAR "COCHRANE". (PLANTA)

CAPITULO VII. ANEXOS.

La remoción de turbiedad en los sedimentadores y en los filtros así como la calidad del agua que se obtenga en ellos, se relacionan directamente con la manera como las partículas sean desestabilizadas y con la intensidad de las fuerzas que las aglutinan. Por tanto, el cuidadoso control del proceso de coagulación-floculación, debe constituir una de las principales preocupaciones en la operación de plantas de tratamiento.

Desde alrededor de 1920, cuando en los Estados Unidos se empezaron a desarrollar diferentes sistemas para estimar la dosis de coagulantes requerida, hasta el presente, un sinnúmero de técnicas de control han venido apareciendo. En seguida se enumeran algunas:

- 1.- Prueba de jarras convencional.
- 2.- Prueba de jarras modificada.
- 3.- Velocidad de la formación del "floc"
- 4.- Comparación visual del tamaño del "floc"
- 5.- Densidad del "floc"
- 6.- Volumen del "floc" sedimentado.
- 7.- Concentración volumétrica de "floc"
- 8.- Concentración del coagulante residual.
- 9.- Índice de colmatación ("Siltting index")
- 10.- Número de filtrabilidad.
- 11.- Refiltración en membrana
- 12.- Filtración invertida en gasa.
- 13.- Capacidad de cambio
- 14.- Concentración del área superficial de partículas.
- 15.- Conductividad.
- 16.- Potencial zeta.

- 17.- Potencial de corriente
- 18.- Titulación de coloides
- 19.- Filtración en filtro piloto
- 20.- Parámetros de filtración.
- 21.- Filtración de tapón de algodón.
- 22.- Contador electrónico de partículas.

En general, los métodos de control podrían dividirse en cuatro grandes grupos: a saber:

- a.- sistemas de simulación del proceso de coagulación (prueba de jarras).
- b.- Sistemas de medida de las cargas electrostáticas de las partículas (potencial zeta).
- c.- Sistemas de medida de la filtrabilidad del agua.
- d.- Sistemas de conteo del número de partículas (contador de partículas).

Ninguno de los métodos anteriores puede considerarse separadamente satisfactorio.

En realidad todos aportan información sobre diversos parámetros que deben tenerse en cuenta, sin que pueda decirse que haya uno que caracteriza a todo el proceso con prescindencia de los otros.

Por otra parte, el control de los aspectos físico-químicos no es suficiente en la práctica diaria de operación de plantas.

Es importante también analizar las características hidráulicas de las unidades para poder determinar el tiempo real que el agua queda retenida en los tanques y la extensión y gravedad de los cortocircuitos.

Los dos aspectos anteriores inciden en la cantidad de coagulantes que se use, lo cual tiene gran importancia en la eficiencia así como en la economía de operación y mantenimiento.

Grupo I. Sistemas de Simulación del proceso de coagulación-filtración.

a.- PRUEBA DE JARRAS.

Según Black y colaboradores, los primeros aparatos para realizar la prueba de jarras fueron desarrollados en los Estados Unidos, entre 1918-1921, por Langelier y Baylis separadamente.

Desde entonces la prueba de jarras ha constituido uno de los principales instrumentos de trabajo en las plantas de tratamiento de aguas en todo el mundo.

La prueba de jarras se ejecuta básicamente colocando en cinco o seis vasos de precipitado o frascos de boca ancha de 1 a 3 litros de agua de la muestra, agregándole diversas dosis de coagulantes a cada uno mientras se agita fuertemente la muestra y luego suspendiendo la agitación violenta y dejando por 10-30 min. una agitación lenta, durante la cual se observa el aspecto y tamaño del floc formado en cada vaso.

Este ensayo intenta simular las condiciones en las cuales coagula el agua en la planta de tratamiento.

Sin embargo, dado el pequeño volumen. (1 a 3 litros) que los vasos de precipitado contienen en comparación con el gran volumen de los tanques de floculación reales, la prueba de jarras constituye una pobre reproducción del proceso que se efectúa en el prototipo.

En una encuesta hecha por Ockershausen en los Estados Unidos en 1965, se encontró que la prueba de jarras se usaba en 42 de las 45 plantas de tratamiento que contestaron el cuestionario, pero que sólo en el 50% de los casos los resultados de las pruebas de jarras coincidían con los obtenidos en la planta. Las razones para esto son de orden físico y químico.

Los autores mencionan las siguientes entre otras:

1.- En los floculadores existe un flujo continuo, en cambio, en las jarras no hay flujo.

Esto hace que en los primeros la masa de agua sufra un tratamiento desigual, debido a los cortocircuitos que retienen parte de ella durante largo tiempo mientras que otra parte la dejan pasar casi de inmediato. En la prueba de jarras el agua en cambio, queda retenida durante todo el tiempo del ensayo.

2.- La escala de jarras no guarda relación con la del "floc" por cuanto éste se produce a escala natural y, en cambio, las jarras son cientos de veces más pequeñas que los floculadores. Por tanto, la proporción entre escala de turbulencia que se produce en uno y otro caso y tamaño del "floc", es diferente, lo que afecta la velocidad de aglutinamiento de las partículas.

3.- La dosificación de los coagulantes y la agitación de la masa de agua pueden ser mucho mejor controladas en la prueba de jarras que en la planta de tratamiento.

No obstante estas diferencias, la prueba de jarras sigue siendo el mejor método de que hasta ahora disponemos para controlar la dosis correcta de sustancias químicas que debe aplicarse para coagular el agua.

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que el hecho de que la prueba de jarras sea un ensayo rutinario en la operación de las plantas, no significa que puede ejecutarse descuidadamente, lo que por desgracia suele ser bastante común.

Entre otras, las siguientes precauciones deberían ser observadas:

1.- Con respecto a las soluciones.

a.- Evitar la hidrólisis de la solución de coagulante que se usa. Cuanto más débil sea una solución patrón de coagulantes y más alto su pH, más rápidamente se hidroliza, esto es, reacciona con el agua para formar compuestos que coagulan más lentamente. Nickel, considera que soluciones menores del 1% (10 gr por 1000 ml) no deben guardarse por más de un día.

b.- Es preferible tener una solución patrón concentrada (mayor del 10%) y preparar a partir de ella la solución diluida del 1% (10 gr. por 1000 ml). cada vez que se va a hacer la prueba de jarras.

Cuando se hace la dosificación de coagulantes en húmedo en la planta de tratamiento, se puede usar como solución patrón la misma que se utiliza en el prototipo.

c.- En todos los casos, la solución de coagulantes debe ser fresca y conviene, por eso, marcar la fecha de preparación en el frasco donde se la mantenga. Se ha observado siempre que las soluciones recientemente hechas, no dan el mismo resultado que las que han sido almacenadas por bastante tiempo.

2.- Con respecto al volumen de agua.

Mejores resultados se obtienen usando volúmenes grandes de agua que volúmenes pequeños. En lo posible deben preferirse jarras

de 1 a 2 lts. ó las de 0.5 lts ó menos.

3.- Con respecto a la temperatura.

La prueba de jarras debe realizarse a la misma temperatura que la que tiene el agua en la planta de tratamiento.

El dejar las jarras sobre el iluminador de la base prendido, o sobre un objeto caliente, cambia rapidamente la temperatura del agua por su poco volumen y produce resultados variables e inconsistentes.

4.- Con respecto a la adición de coagulantes.

Los coagulantes deben ser añadidos en el mismo orden en que se agregan en la planta de tratamiento y lo más rápidamente posible a las seis jarras. De lo contrario podrían cometerse errores al juzgarse la rapidez con que aparece el primer "floc".

El punto donde se agregan los coagulantes tienen también importancia. Deben estos aplicarse con una pipeta profundamente dentro del líquido y junto al eje de las paletas.

5.- Con respecto a la velocidad de rotación de las paletas.

Por las razones ya explicadas, la prueba de jarras nunca será un verdadero modelo a escala de los mezcladores y floculadores de la planta. Sin embargo, la energía que se comunique al líquido con los agitadores influencia grandemente el proceso.

Algunos operadores suelen usar 80-100 rpm durante 30 seg. para la mezcla rápida y 20-40 rpm durante 15-30 min. para la mezcla lenta. Pero es preferible tratar de encontrar una energía de agitación que produzca un resultado comparable al de la planta. El mantener una velocidad de rotación de las paletas del aparato de prueba de jarras igual a la del mezclador y floculador real,

no necesariamente produce resultados comparables.

Podrían preguntarse entonces, qué es lo que mide, y qué resultados se obtienen con este ensayo.

Considerable número de determinaciones se pueden realizar, unas de orden cualitativo y otras cuantitativo.

Vamos a describir algunas:

1.- Observación visual. Es la que más comunmente se hace.

Consiste simplemente en observar la forma como se desarrolla el "floc" en cada una de las jarras, escogiendo aquella que produzca el "floc" más grande, de mayor velocidad de asentamiento aparente, y que deje ver un agua más cristalina entre las partículas coaguladas.

La comparación de los tamaños del "floc" no es fácil.

Algunos prefieren estimarlo en milímetros en forma muy aproximada. Otros prefieren usar el índice de Willcomb tal como se muestra en seguida:

INDICE DE FLOCULACION DE WILLCOMB

<u>Número del índice</u>	<u>Descripción.</u>
0	"floc" coloidal. Ningún signo de aglutinación.
2	Visible. "Floc" muy pequeño, casi imperceptible para un observador no entrenado.
4	Disperso. "Floc" bien formado pero uniformemente distribuido. (sedimenta muy lentamente o no sedimenta).
6	Claro. "floc" de tamaño relativamente grande pero que precipita con lentitud.
8	Bueno. "Floc" que se deposita fácil pero no completamente.

PRUEBA DE COAGULACION				SALIDA DALCARGLIA		AGUA DEL RIO POTOMAC	
AGUA ORIGINAL							
NUMEROS	201	Nº	72	FECHA	10 de NOV. de 1949		
TEMP.	70 F.	PH	8.2	CANTIDAD	4 litros		
COLOR		DUREZA		VEL. MEDIO	20 fpm		
COLO.		CO ₂		PH			
TIEMPO DE VIELLA	ALUMBRE (Na ₂ CO ₃) No. 1		ALUMBRE (Na ₂ CO ₃) No. 2		ALUMBRE (Na ₂ CO ₃) No. 3		ALUMBRE (Na ₂ CO ₃) No. 4
	1.0	insds	1.4	insds	1.0	insds	1.4 0.7
Minutos	5	No se forman grumos	Grumos incipientes	Adición de carb. sódico y agitación No hay grumos en 5 min.	Adición de carb. sódico y agitación Grumos incipientes, pero no tan bien como en No. 2		
	10	No hay grumos	Grumos densos y buena sedimentación. Aclaramiento	No hay grumos	Se forman grumos, pero toda el agua queda todavía turbia		
	15	No hay grumos	Grumos densos y sedimentación rápida, líquido claro. Buena filtración	No hay grumos	Pequeños grumos, buenos. No hay buena sedimentación; el agua queda turbia		
	20	No hay grumos	Grumos densos granulares. El líquido queda muy claro. Excelente	No hay grumos	Poca variación en 15 minutos. El líquido no filtrará bien.		
		ALUMBRE INSUFICIENTE	BUEN TRATAMIENTO ✓	SUSTANCIAS QUIMICAS INSUFICIENTES	NO SATISFACTORIO X El carb. sódico no da un tratamiento económico		
RESULTADOS	FRACASO	BORNO.	MUY CLARO	FRACASO	NO SATISFACTORIO. Lechoas		
PH			6.5		6.9		
NO ₃							
CO ₂							

Las observaciones visuales de este tipo son cualitativas y dependen , por eso, grandemente del criterio de quien hace los ensayos.

2.- Tiempo de formación del "floc"

Determinar en segundos el tiempo que tarde en aparecer el primer indicio de formación de floc es uno de los sistemas para cuantificar la velocidad de la reacción. La iluminación de la base del agitador ayuda en esta determinación, la que ni aún así suele ser fácil, pues el floc cuando recién se forma suele ser incoloro. Por otra parte, el floc que se forma más rápido no necesariamente es el mejor. Cuando no se puede iniciar la coagulación simultáneamente en todas las jarras, debe tomarse con un cronómetro los tiempos en que se aplicaron los coagulantes a cada una.

3.- Volúmen del "floc" sedimentado.

Otra medida muy simple de hacer es verter en un cilindro graduado el agua coagulada, y al cabo de 24 horas, medir la cantidad de lodos depositados. Cuando la muestra es bastante turbia o cuando proviene de una carpeta de lodos, se puede obtener una idea del porcentaje de sedimentos no compactados que se pueden esperar o concentración de sólidos en la suspensión. Con agua ligeramente turbia la lectura del volumen de lodos se hace muy difícil.

4.- Cantidad de coagulante residual

Es una prueba muy útil para estimar la sobredosis de coagulantes, en especial cuando se usa sulfato de aluminio. Se ejecuta pipeteando 50 ml. del sobrenadante de las pruebas de jarras, después de

haber dejado sedimentar el agua por una o dos horas. Se determina el Al^{+++} en las porciones de 50 ml. El aluminio es soluble en proporción de 0.2 a 0.4 mg/lt, por tanto cantidades mayores son indicativas de un exceso de coagulantes. Este ensayo suele hacerse rutinariamente con el agua sedimentada en las plantas de tratamiento pero para vez en las pruebas de jarras, no obstante que puede ser útil sobre todo para comparar entre dos dosificaciones, que producen aparentemente resultados similares. No debe dicho ensayo; por supuesto, tomarse como decisivo, puesto que no siempre la dosis que produce la más completa precipitación del coagulante residual es la que produce la mejor floculación, principalmente cuando las cantidades que se usan son bajas.

5.- Control del pH y la alcalinidad

Es aconsejable medir el pH y la alcalinidad antes y después del proceso de coagulación, debido a la importancia que estos factores tienen en la economía del tratamiento.

6.- Turbiedad residual

Las observaciones visuales para estimar el tamaño y calidad del floc en las jarras, en realidad, dicen poco sobre la eficiencia y rapidez con que se ha producido la clarificación del agua.

Es por eso conveniente tomar el sobrenadante que se produce después de 30-60 min. de período de sedimentación, extrayendo 20-50 mls. de muestra a 4-5 cm. de profundidad desde la superficie. Para esta operación se puede usar una pipeta volumétrica de 100 ml ó construir un sifón con tubo de vidrio de 1.5 mm de diámetro interno.

La muestra así extraída se puede analizar en dos formas:

- a.- Directamente midiendo la turbiedad con un turbidímetro fotoeléctrico (preferible que el de comparación visual).
- b.- Filtrando la muestra del sobrenadante en papel de filtro Whatman No. 40 ó similar y midiendo la turbiedad del agua filtrada.

Este ensayo trata de reproducir cuidadosamente el proceso de se dimentación y filtración de la planta de tratamiento.

Debe tenerse en cuenta sin embargo, que las características del vaso de precipitado son bien distintas a las del sedimentador, y que el papel de filtro es una simple malla que guarda muy poca relación con el medio granular del filtro.

PRUEBA DE JARRAS MODIFICADA.

El grado de floculación se ha expresado como N_t/N_0 en donde (N_0) es la concentración de partículas iniciales y N_t , la concentración de partículas sin flocular después del tiempo (t) .

Para una suspensión de partículas finamente divididas, la con cen tración puede ser medida por la dispersión que sufre la luz al pasar por ella, esto es por la turbiedad considerando que a mayor turbiedad, mayor concentración.

Se sigue de aquí que si medimos la turbiedad residual a través del tiempo, durante un ensayo de coagulación podemos obtener N_t/N_0 para diferentes valores de (t) .

$$\frac{N_t}{N_0} = \frac{\text{turbiedad del agua en el momento } (t)}{\text{turbiedad del agua cruda}}$$

Este ensayo puede realizarse en la forma siguiente, usando un agitador convencional para prueba de jarras.

- 1.- Se determina la turbiedad del agua cruda (No).
- 2.- Se le aplican los coagulantes a la jarra, mientras tanto se hace girar el agitador a 100 rpm.
- 3.- Después de 30 seg. de mezcla rápida, se cambia la velocidad de las paletas a 40 rpm (la que se juzgue conveniente) durante 30 minutos.
- 4.- Se suspende la agitación, se levantan las paletas, y se empiezan a tomar muestras del sobrenadante a intervalos regulares de tiempo, por ejemplo en $t = 1 \text{ min}$, $t = 3 \text{ min}$, $t = 5 \text{ min}$, $t = 10 \text{ min}$, $t = 60 \text{ min}$.

Para extraer las muestras se puede usar una pipeta volumétrica (transfer pipette) introduciéndola 4-5 cms. dentro del agua o un sifón.

- 5.- Con los resultados se dibuja la curva: "floc" removido versus tiempo de sedimentación.

Este ensayo puede ser útil para:

- a.- comparar el trabajo de varias dosis de coagulantes.
- b.- comparar el trabajo de coagulantes distintos.
- c.- comparar el trabajo de los coagulantes en las jarras y en la planta de tratamiento.

En este último caso, se pueden comparar los resultados obtenidos con una muestra de agua cruda y una muestra del agua proveniente del final de la cámara de floculación.

Al tomar ésta debe evitarse romper el "floc". A ambas se les determina la turbiedad residual y se dibujan curvas.

Una eficiencia muy superior en las jarras con relación al floculador, está indicando la existencia en éste de cortocircuitos, hidrólisis de los coagulantes u otras causas que deberán ser investigadas.

Cohen describe un ingenioso mecanismo para obtener muestras de seis jarras simultáneamente. Consiste en conectar todos los frascos a un sistema de vacío, que opera automática o manualmente cada cierto tiempo y extrae muestras de determinado volumen.

El operar con seis jarras a la vez tiene la ventaja de poder hacer un mayor número de determinaciones en menor tiempo, lo que a veces es muy importante. Debe tenerse en cuenta sin embargo, que si se toman cinco muestras en seis jarras se obtienen 30 muestras por analizar.

Para que este tipo de ensayo sea válido es conveniente observar las siguientes precauciones.:

- a.- Se debe extraer el agua con la misma velocidad para todos los ensayos, por cuanto la fuerza con que se succiona el flujo con el sifón o la pipeta influencia el número de partículas arrastradas. A mayor velocidad de entrada, mayor cantidad de floc es atrapado.
- b.- La muestra debe tomarse a una profundidad constante de 4-5 cms.
- c.- Debe buscarse que el nivel de agua en las jarras baje el mínimo indispensable durante el ensayo, para evitar una modificación sustancial del volumen analizado.

Esto limita a un máximo de 400 ml. de muestras que se pueden obtener de una jarra de 2,000 mls. lo que produciría una reducción del 20% del volumen.

d.- la temperatura debe ser la misma en todas las jarras durante todo el tiempo del experimento, e igual a la del agua en la planta.

II.- SISTEMAS DE MEDIDA DE LAS CARGAS ELECTROSTATICAS.

En las plantas de tratamiento no suele ser práctico medir el potencial zeta en forma rutinaria, salvo en condiciones especiales.

Pocas plantas han encontrado esto lo suficientemente útil como para pagar el costo de los equipos y la mano de obra involucrada.

Es en la investigación de los aspectos químicos de la coagulación donde la medición de las cargas electrostáticas ha sido muy útil. Sin embargo, la determinación del potencial zeta, en sí, no puede utilizarse como el único parámetro para caracterizar el proceso de coagulación-floculación del agua.

En el laboratorio, la determinación del potencial zeta, puede hacerse mediante los siguientes métodos:

- Determinación del potencial zeta con microscopio.

Cuando se dispone de un microscopio, la movilidad electroforética y el potencial zeta pueden determinarse mirando a través de él la suspensión coloidal colocada en una celda electroforética iluminada con una luz oblicua, de tal modo que las partículas coloidales brillen a manera de puntos luminosos, y se pueda medir su velocidad de desplazamiento en una cuadrícula micrométrica.

- Determinación del potencial zeta mediante la celda de Briggs.

- Determinación del potencial zeta mediante el "Zeta-Meter"

Tanto la celda de Briggs como el "zeta meter" miden la movilidad electroforética y el potencial zeta producido por la carga electrostática de las partículas.

Cuando este mecanismo de la coagulación es el que predomina, puede ser útil el investigar el potencial zeta del agua a la cual se le han aplicado los coagulantes.

Las aguas naturales suelen tener potenciales que varían entre -10 y -30 mv. El potencial zeta óptimo de coagulación con Al^{+++} ó Fe^{+++} como regla general se produce alrededor de cero cuando hay remoción de color (punto isoeléctrico), mientras que cuando hay remoción de arcillas tiende hacia el lado negativo, variando entre -6 y -10 milivoltios.

No necesariamente se obtiene la mejor coagulación a potencial zeta, igual a cero, lo que constituye la principal limitación de este sistema de control.

III.- SISTEMAS DE MEDIDA DE LA FILTRABILIDAD DEL AGUA

La eficiencia de la coagulación puede medirse también por la facilidad con que los sólidos suspendidos en el agua quedan detenidos en medios granulares o porosos.

Diferentes métodos han sido ideados al respecto, los cuales tratan de predecir la dosis óptima de coagulantes a partir del tiempo que tarda un determinado volumen de líquido en filtrarse o la pérdida de carga que se produce.

Las pruebas de filtrabilidad evalúan la coagulación sólo desde el punto de vista de la filtración, así como la prueba de jarras modificada, que se describió antes, lo hace desde el punto de vista

de la sedimentación.

Algunos sistemas son:

- a.- Prueba de filtrabilidad de Shull.
- b.- Índice de colmatación. ("Siltin^g index").
- c.- Filtros pilotos.

IV.- SISTEMAS DE CONTEO DEL NUMERO DE PARTICULAS.

A título meramente informativo, queremos mencionar que en los últimos años se ha venido trabajando con un contador electrónico de partículas, que puede medir no sólo el número sino el tamaño de todas las partículas mayores de 0.6 micrones. Contenidos en una suspensión.

Los métodos descritos anteriormente, tienen como objetivo básico, el poder determinar las dosis de coagulantes más económicas y eficientes que se deben usar en la operación de una planta de tratamiento. Generalmente el costo de las sustancias químicas que se usan para la coagulación, en especial cuando se tratan de aguas superficiales de alta turbiedad, es mayor que el de las otras sustancias (cloro, cal, fluor, etc.) que se emplean en el tratamiento tomadas conjuntamente.

Una reducción por eso de un 10%-20% en el uso de coagulantes puede representar una economía sustancial al año.

De aquí la importancia de los métodos descritos para el control del proceso de coagulación, los cuales pueden utilizarse en un momento dado para bajar costos sin desmejorar la calidad del producto.

Para que esto sea posible, por supuesto, el operador debe estudiar

cuidadosamente las características del agua que le toca tratar. Solo después de un detenido estudio, puede saber si las cantidades de sustancias químicas que está usando son excesivas o muy pocas, y compararlas con los datos de otras localidades.

Algunas relaciones que conviene analizar son:

- a.- influencia del tipo de partículas en la cantidad de coagulantes.
- b.- relación turbiedad vs. cantidad de coagulante consumido.
- c.- influencia de la cantidad de coagulantes en el pH del agua y la turbiedad residual.
- d.- Efecto del tiempo y el gradiente de velocidad en la turbiedad residual.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES.

Las plantas de tratamiento de agua en América Latina, han sido copias ligeramente modificadas de las que se usan en los países más industrializados del mundo. Esto se debe a que el gran desarrollo comercial de estos países, impulsa el uso de equipos producidos por ellos, los cuales son exportados conjuntamente con la tecnología que los origina.

Esta práctica se ha mantenido inmodificable hasta el presente. Debe observarse, no obstante, que una instalación industrial (y una planta de tratamiento debe considerarse como tal) no puede operar correctamente, si necesita para su funcionamiento de un nivel tecnológico más elevado que el que posee el país donde se construye.

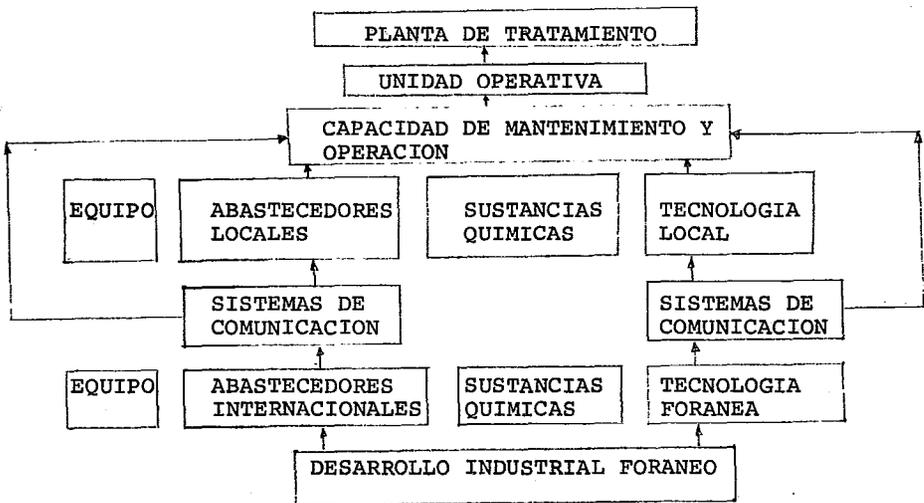
Lo anterior es tanto más cierto cuanto mayor sea el número de trabas impuestas a la importación, tanto de personal como de equipo y piezas de repuesto.

Esta situación se hace aún más crítica en la industria del agua; la cual, frente a las apremiantes necesidades de los países en vía de desarrollo, viene a ser una industria débil, trabajosamente soportada por el estado y con una angustiosa carencia de fondos en la mayoría de los casos.

En la figura que se muestra en seguida, se esquematiza la forma como han venido operando las plantas de tratamiento de agua existentes en la actualidad en América Latina; las cuales, por el cúmulo de equipos que necesitan, quedan dependiendo como punto de partida del desarrollo industrial foráneo.

Es éste el que mantiene al abastecedor internacional y origina un "know-how" que por diversos canales de comunicación llega a influenciar la tecnología local al suministrarle información a ella.

La tecnología local por su parte, apoyada desde fuera, crea una capacidad de mantenimiento y operación, utilizando para ello los servicios de los abastecedores nacionales de equipo y sustancias químicas que, a su vez, dependen de los extranjeros.



OPERACION DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO EN LA ACTUALIDAD.

Es de advertir que, en no pocos casos, la industria foránea directamente maneja el sistema de agua, ó da a los operadores locales solamente los conocimientos indispensables como para que controlen su funcionamiento rutinario, sin suministrar mayor información sobre sus principios básicos, y por tanto, sin benefi

ciar el nivel tecnológico nacional. Otras veces, los exportadores internacionales abastecen directamente el mercado de sustancias químicas y repuestos, sin auxilio de los expendedores locales.

Cualquiera que sea la situación, el problema radica en las comunicaciones. Las plantas de tratamiento de agua se instalan a gran distancia de los centros industriales que les envían el equipo y, a veces, sustancias químicas fundamentales para su funcionamiento. El sistema de comunicación entre expendedor internacional y comprador nacional, opera difícilmente en casi todos los países. En la transferencia de conocimientos, las barreras idiomáticas dificultan el intercambio y en las operaciones comerciales, las barreras aduaneras y la escasez de divisas, hacen muy lento e inoperante el mecanismo de adquisición de materiales.

Esto ha producido una seria discontinuidad o incomunicación, entre el desarrollo tecnológico e industrial foráneo, que originó las ideas básicas de diseño (cuando no el diseño mismo y el equipo que se utiliza) y el desarrollo tecnológico e industrial del país comprador, que tiene que crear la capacidad de mantenimiento y operación del sistema.

Son pocas las plantas de tratamiento, donde todo el equipo esté en buenas condiciones y operando correctamente.

En muchos casos, piezas tan fundamentales como los agitadores del tanque de mezcla ó coagulación, los reguladores de caudal del filtro, los medidores de flujo ó pérdida de carga y aún los cloadores, no trabajan después de pocos años de instalados.

La explicación que se ha venido dando de estos desperfectos, es la falta de entrenamiento de los operadores.

Debemos reconocer que la escasez de recursos humanos tiene mucho que ver en las dificultades encontradas, pero también, algunas de las grandes plantas de América del Sur, manejadas por personal altamente calificado, tienen serios problemas de operación y mantenimiento, por la dificultad de obtener oportunamente la información necesaria o las piezas de repuesto requeridas.

Si esto sucede, en las ciudades más desarrolladas, ¿qué se puede esperar de medianas y pequeñas localidades, en donde los problemas de transporte y comunicación con los centros industriales es todavía más difícil?.

No podemos seguir adoptando la cómoda posición de culpar a los operadores como los únicos responsables del pobre funcionamiento de las plantas de potabilización de agua en América Latina.

Es cierto, que deberíamos hacer los mayores esfuerzos para capacitar este personal, pero sería también apropiado estudiar en forma crítica los diseños que estamos ejecutando, y analizar por qué las mismas dificultades se están presentando en casi todos los países.

¿No sería más juicioso pensar en un tipo de planta diferente en la que usando las posibilidades que nos brindan los refinamientos de la tecnología moderna, reemplazáramos el equipo innecesario que está causando problemas por otro autóctono, adaptado a las condiciones de trabajo al cual va a ser sometido en este continente?.

Las plantas de tratamiento de agua permanecieron casi inmodificables desde la época de Louisville y Little Fall (1898) hasta principios de la década del 50.

Durante estos cinco primeros lustros, la ingeniería sanitaria fué más un arte que una ciencia.

Si bien, Miller, Baylis, Langelier, Camp, Iwasaki, y otros realizaron importantes estudios; algunos de los cuales toda vía tienen vigencia, el desconocimiento de las causas de los fenómenos llevó a los proyectistas a diseñar las plantas apoyándose principalmente en especificaciones simples, basadas en la experiencia de autoridades reconocidas en la materia. Fué una época de empirismo sano, pero poco imaginativo, en que los cambios, si los había, no llegaban a convertirse en práctica general.

La década del 50 al 60 fué de mayor estudio.

Se amplió mucho la teoría y las formulaciones matemáticas. Se intrdujeron los polielectrolitos como ayudantes de coagulación y se publicaron algunos de los textos más conocidos de hoy en día. Fué sin embargo, en la década del 60 cuando se realizaron casi todos los trabajos que indujeron avances de significación en la tecnología del agua. Los mecanismos que operan los procesos de coagulación, sedimentación y filtración, se estudiaron exhaustivamente. Esto condujo a la introducción de modificaciones tales como los medios filtrantes múltiples, los sedimentadores múltiples, los sedimentadores tubulares, la generalización de los polielectrolitos, no sólo como ayudantes de coagulación sino también de filtración, etc.

Quizás lo más importante fué el cambio de mentalidad.

La tecnología del agua dejó de ser un conjunto de reglas empíricas y se convirtió en una ciencia multidisciplinaria, con teorías

básicas que pretenden explicar la complejidad de los procesos analizados.

Por consiguiente el tratamiento del agua no puede explicarse, hoy en día, suministrando una serie de especificaciones, sino entrando a fondo en el análisis de los fenómenos, para extraer de allí las normas prácticas que deben aplicarse.

Desgraciadamente, un buen porcentaje de ingenieros sanitarios latinoamericanos no tienen acceso, o lo tienen muy limitado, a la literatura técnica que se publica en un sin número de revistas de América del Norte y de Europa, muchas de las cuales no llegan a este continente, o llegan a contadas personas.

En estas condiciones, la fuente primaria de información la constituyen los textos, escritos hace algún tiempo y que siguen conservando vigencia en nuestro medio, no obstante las innovaciones surgidas posteriormente .

Hay que esperar un período relativamente largo para que dichas innovaciones sean incorporadas a los textos, los que a veces solo incluyen una corta referencia adicional.

De esta manera, el ingeniero latinoamericano que se especializa en el exterior por lo general solo tiene una sola oportunidad para ponerse al día, que es cuando hace su estudio de posgrado y luego, salvo honrosas excepciones, pasa largo tiempo sin recibir nueva información complementaria, que lo tenga al tanto de los conceptos más recientes que empiezan a ser aplicados con ventaja en otros países.

De aquí la necesidad de producir publicaciones que resuman en forma extensa y en lengua española, lo que se halla disperso en

tanta revista técnica.

Solo así se puede renovar ideas o inducir cambios.

Enseguida se anotan algunos de los factores que afectan o gobiernan la filosofía del diseño, control y modificación de los sistemas de separación sólido-líquido:

- Existen muchas combinaciones con diferentes tipos de equipos que son capaces de efectuar o realizar un trabajo dado; por lo que una selección de alternativas debe ser considerada ; para determinar adecuadamente, los floculantes, coagulantes, etc.
- La teoría es utilizada en su forma empírica.

La complejidad de los fenómenos que se presentan en los sistemas de separación sólido-líquido frecuentemente rinden análisis matemáticos inadecuados.

Por supuesto, que en este campo, juegan un papel muy importante en el diseño, las pruebas y experiencias obtenidas y publicadas por diferentes autores.

- Los lodos, (lechadas), son notablemente volubles e inconstantes, porque casi todos los sistemas sólidos-líquido, cambian con el tiempo y tratamiento, ya que los parámetros a considerar, tales como la velocidad de asentamiento, no son propiedades termodinámicas tipo, sino que dependen más bien de las características del lodo.
- En general, puede decirse que los conocimientos y experiencia está concentrados en las manos de los fabricantes, más que en aquellos usuarios de equipos de separación sólido-líquido, lo cual es debido principalmente a que los fabricantes manejan

una estrecha línea de equipos.

- En ocasiones, puede ser necesario consultar a las diferentes fuentes disponibles para seleccionar floculantes, coagulantes, etc.
- Normalmente, los usuarios envían muestras de lodo, para recibir recomendaciones acerca del mejor equipo a utilizar, lo cual es potencialmente peligroso, primero, porque el tiempo (envejecimiento afecta a los lodos), y porque con tal práctica no se desarrolla experiencia en los usuarios del equipo.
- Para la evaluación de los floculantes adecuados, dosificaciones óptimas, en el diseño de clarificadores y espesadores, es necesario realizar, algunas pruebas tales como la prueba de jarras, la velocidad de sedimentación, o bien ensayos a nivel de planta piloto, para después mediante factores de escalación apropiados, pasarlos como información confiable, para ser utilizados en el diseño de equipos para tratamiento en situaciones reales o a escala total (o completa) para el diseño final.
- Algunas condiciones limitantes al considerar los agentes floculantes son: los reportes aparecidos o publicados en la literatura, pueden solamente servir como ejemplo, nunca como una base para predicción.

Los resultados preliminares de laboratorio no deberán ser plenamente confiables, sino solamente aceptados como una posibilidad de mejoramiento de un sistema de separación sólido-líquido por medio de tratamiento químico. Para la dosificación de los productos químicos y dimensionamiento de los equipos, los fabricantes de ellos, tienen pruebas y correlaciones, probablemente no publicadas, las cuales pueden ser de gran utilidad.

CAPITULO IX

BIBLIOGRAFIA.

1. "How to select solid-liquid separation equipment".
(Chemical Eng. Abril 29, 1974).
2. "Physical/Chemical Treatment".
(Chemical Eng./Desk Book/Issue, Junio 18, 1973).
3. "Introduction to turbidity measurement".
(From: Hach chemical company, Iowa).
4. "Water supply and sewerage", by Ernest W. Steel.
Capítulo 9: "Treatment of water" - "clarificación".
Capítulo 11: "Miscellaneous water treatment methods"
Capítulo 23: "Sedimentation of sewage".
5. Betz Handbook.- "Industrial water conditioning"
Capítulo 1.- "Water and its impurities".
6. "Thickeners and clarifiers"
(Chemical Eng. Junio 20, 1966).
7. "Density considerations in sedimentation" by H.E. Hudson
(Water Technology/Quality, Junio 1972, J.A.WWA).
8. "Study of physical factors affecting flocculation"
by Elwood L. Bean
(January, 1953, Water Works Eng.)
9. "Flocculation and flocculation basins". by Thomas R. Camp
(American Society of Civil Engineers. Paper No. 2722).
10. "Coagulation and sedimentation", by J.M. dalla Valle
(American Society of Civil Engineers .- Paper No. 1052).

11. "Advanced wastewater treatment" by R. and G. Culp.
 Capítulo 2. "Chemical coagulation and flocculation".
 Capítulo 3. "sedimentation".
12. "Manual on disposal of refinery wastes" by A.P.I.
 Capítulo 9. "Filtration, flocculation and flotation".
13. "Water quality and treatment" by McGraw-Hill Book Company
 Capítulo 3. "coagulation and flocculation".
 Capítulo 4. "Mixing and sedimentation".
 Capítulo 9. "Chemistry of the lime-soda process".
14. "Wastewater treatment" by Lyptak
 Sección 5.7. "settling or clarification".
15. "sedimentation and the design of settling tanks". by Thomas R. Camp. (American Society of Civil Eng. Paper 2285).
16. "How to design sedimentation systems from laboratory data".
 by Richard A. Conway.
 (Cheical Eng. Sept. 18, 1961.)
17. "Review sedimentation theory". by A.A. Anderson.
 (chemical Eng. Nov. 2, 1959.)
18. "Water treatment plant design" by ASCE, AWWA, CSSE.
 Capítulo 5. "rapid mixing and flocculation".
 Capítulo 6. "sedimentation".
 Capítulo 7. "Solids content process"
 Capítulo 14. "Chemicals and chemical handling"
19. "Developments in gravity sedimentation" by G.R. Mace
 (Cheical Eng. Progress. Julio 1978).
20. "The uniflow tank", (Part I). by James L. Dallas.
 (Water and sewage works. Mayo, 1958.)

21. "Innovations in water clarification," by W.R. Conley
(J. Am. Water works Assoc. 52,1319 (1960)).
22. "Integration of the clarification process," by W.R. Conley.
(J.Am. Water Works Assoc. (October, 1965)).
23. "Removing oil from water by flocculation and filtration."
by V.J. Calise. (power Eng. April. 1954) .
24. "Water treatment for industrial and other uses", by E. Nordell
(Reinhold, New York, 1961).
25. "Water conditioning for industry" by S.T. Powell
(Mc Graw Hill, New York, 1954).
26. "Demineralization" by Applerbaum
Capítulo 2."Survey of the impurities in water, their harmful
effects in industry, and methods of removing them."
Capítulo 4."Removal of nonionic suspended and colloidal
impurities".
27. "Disposal of alum sludges" by A.E. Albrecht.
(Water technology/quality, January 1972, J.A.W.W.A.).
28. "Criterios para el diseño de tratamientos primarios"
M.C. Fiaschi (I.M.I.Q.)
29. "How to estimate and escalate costs of wastewater equipment"
by H.G. Blecker. (Chemical Eng/Desk Book Issue/October 21, 1974)
30. "Basic mechanisms of coagulation" by Black, A.P. (april 1960)
(Journal AWWA 52; 4, p. 498).
31. "A Mathematical model of coagulation" by Fair, C.M. & Gemmill,
(april 1964) (journal of colloid Science, 19: 4, p. 360).
32. "Coagulation and flocculation of surface waters" by Hudson, H.E.
(Sept.1966) (Journal NEWWA, 80: 3, p. 232).

33. "Physical aspects of coagulation" by Hudson, H.E.
(July, 1965) (Journal AWWA, 57 : 6, p. 885).
34. "Chemical aspects of coagulation", by Stumm, W. & Morgan J.J.
(Aug. 1962) (Journal AWWA, 54: 8, p. 971).
35. "Mechanism of coagulation in water treatment" by Mackrle
(May 1962) (proc. ASCE, 88: SA3, p. 1).
36. "Floc formation and mixing basin practice". by Willcomb, G.E.
(1932) (Journal, AWWA, Vol. 24, p. 1416).
37. "Velocity gradient path in coagulation" by Tekippe, R.J.
(1971) (Journal, AWWA, Vol. 63, p. 439).
38. "The sludge blanket clarifier", by Frager, Frank, D.
(1950) (water & Sewage works, Vol. 97, No. 4).
39. "Final settling tank of novel design", by Goold, R.H.
(April 1943), (Water S, Works).
40. "Fundamental concepts of rectangular settling tanks" by
Ingersoll, A. Mc Kee. (Jan. 1955) (Proc. ASCE, Vol. 81, pag.
590-1).
41. "Procesos de tratamiento para mejorar la calidad de las aguas
residuales".
(Colegio de Ingenieros Civiles, Estado de Jalisco.)
42. "Magnesium carbonates a recycled coagulant."
(Water technology, January-February, 1972, J.A.W.W.A).