

1747

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA

INAM

- **Planta Potabilizadora para 10,000
Habitantes.**

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a :
GASTON ADOLFO MENDOZA GAMEZ





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Con gratitud y cariño a mis padres: Sr. Adolfo
Mendoza Z. y Sra. Guadalupe G. de Mendoza
a quienes debo la realización de mis estudios.



A la Srita. Carolina Ghigliazza.

A mi hermano y familiares.

A mis maestros.

A la Escuela Nacional de Ingenieros.

A mis compañeros y amigos.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-1707 T
Exp. Núm. 73/214.2/

Al Pasante señor Gastón Adolfo WENDOZA GAMEZ.....
P r e s e n t o .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero Anastasio Guzmán, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

PLANTA POTABILIZADORA PARA 10 000 HABITANTES

Formúlese un estudio acerca de la importancia de la potabilización del agua para el su ministro de una población, así como a los procesos respectivos.

Como aplicación del anterior elabórese el proyecto de una Planta Potabilizadora para 10 000 habitantes, considerando como calidad del agua cruda las condiciones medias de un río, en las cercanías de su desembocadura."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 18 de Octubre de 1956
EL DIRECTOR

Ing. Javier Barros Sierra

JBS' RFV'eag.

I N D I C E

INTRODUCCION.

PARTE PRIMERA

CAPITULO I

ABASTECIMIENTO DE AGUA.

Página

Concepto.....	1
Obras necesarias	2
Fuentes de provisión	5
Calidad de las fuentes	13
Aceptación o rechazo de un agua para un abasteci- miento.....	18
Tratamiento	35

PARTE SEGUNDA

CAPITULO II

PARTES DE QUE CONSTA UNA PLANTA POTABILIZADORA.

Generalidades	39
Aereación	41
Mezclado y Floculación	53
Sedimentación	65
Filtración	85
Desinfección	117
Ablandamiento	124

PROCESOS VARIOS:

Remoción de fierro y manganeso	132
Corrosión	137
Olores y sabores	144
Desfluorización y Fluorización	148
Iodización	151

CAPITULO III

CALCULO DE LAS UNIDADES DE UNA PLANTA PARA 10 000 HABITANTES.

Datos	152
Aereador	154
Mezclador	158
Floculador	162
Sedimentador	165
Filtro Rápido	173
Bibliografía.	

INTRODUCCION

Uno de los grandes problemas en casi todas las poblaciones del mundo y particularmente en nuestro país es, en la presente época, la falta de aprovechamientos de agua que puedan considerarse como de calidad potable.

En consecuencia, a medida que nuestras poblaciones crecen, las exigencias del suministro de agua son mayores. Además, si a esto aunamos la falta de riquezas naturales hidráulicas en nuestro medio, se ve que debemos estudiar y tratar de dar solución desde el punto de vista sanitario a todas las posibles fuentes de aprovisionamiento que por sus características físicas, químicas y bacteriológicas no llenen los requisitos de potabilidad.

A continuación trataré de esbozar en una forma muy general, el porqué de la necesidad del tratamiento de ciertas aguas que por sí solas serían no deseables; así como la aplicación en una población en condiciones tales, que las aguas de un río sean las que satisfagan las demandas de dicha población.

CAPITULO I.

ABASTECIMIENTO DE AGUA.

Un sistema de abastecimiento de agua incluye las obras y sus - auxiliares para captar, conducir, tratar y distribuir el agua desde la - fuente de aprovisionamiento hasta el último consumidor.

El sistema se debe proyectar para tener siempre: Cantidad sufi- ciente, Calidad adecuada y Presión necesaria.

Para tener cantidad suficiente de agua, se debe tomar en cuen- ta la dotación de la población en estudio, de acuerdo con .as condicio- nes de la fuente de aprovechamiento, así como el número de habitantes.

Se denomina dotación a la cantidad de agua que se asigna por - habitante en un día medio anual.

En este volumen se incluye el agua para usos domésticos, indus- triales, públicos, además pérdidas y desperdicios.

Para que el agua pueda clasificarse como de calidad adecuada, - debe ser potable; esto es, buena para beber, siendo aquellas que no cau- san daño ni molestias al ingerirse en el organismo humano.

AGUAS POTABLES.

Para que las aguas tengan esta característica de potabilidad - se necesita que lleven disueltas ciertas substancias que la hagan agrada- ble y nutritiva, principalmente aire y sales minerales de calcio y magne- sio, todas estas substancias en pequeña cantidad para no tornar impropia el agua. Se requiere además, que las aguas no lleven en suspensión cuer- pos extraños; la temperatura debe ser alrededor de 15° C, debe carecer - de olores, materia orgánica ausente o una insignificante proporción, pe- ro nunca de origen fecal, y que no lleve gérmenes patógenos.

En vista de que en diversos usos domésticos y en algunas indus- trias precisan de aguas limpias y aún cuando en éstas puede ser más am--

plio el límite tolerable de substancias que contengan, se utilizan las mismas aguas de bebida para estos servicios, por lo cual con frecuencia se extiende la definición de aguas potables no solo a las buenas para bebida, sino apropiadas para los demás usos domésticos.

Para hacer completa la finalidad de un abastecimiento de --- agua, ésta debe llegar a todos los puntos del sistema con presión necesaria para satisfacer la manejabilidad de los volúmenes que demanda la población.

OBRAS DE UN SISTEMA DE AGUA.

En la generalidad de los casos constan de: Captación, Conducción, Almacenamiento y Regularización, Distribución y Aplicación directa.

Puede estar incluido el tratamiento del agua, cuando sea necesario potabilizarla. El tratamiento tiene lugar después de la captación.

CAPTACION.

Trataré de esta obra con detalle en el capítulo Fuentes de -- provisión.

CONDUCCION.

Es la obra que transporta el agua desde la captación hasta el almacenamiento.

Generalmente la línea de conducción está constituida por tuberías que trabajan como canal o a presión.

Sé utilizan también los acueductos que son conducciones cerradas de mampostería que conducen el agua sin presión.

Los canales abiertos están en desuso, ya que el agua está expuesta a una polución continua, y solo se emplean en caso que se trate el agua posteriormente.

Las tuberías en general, deben seguir el perfil del terreno,-

y se colocan de la manera más favorable en cuanto al costo de construcción y presión resultante. Definido el trazo de la tubería, se instala ésta, con particular atención a la línea de nivel hidrostático. Cuanto más se acerque el trazo de la tubería a este nivel, menor será la presión en la tubería.

Las velocidades deben ser del orden de 0.60 a 0.75 m/seg. para evitar depósitos de fango.

TIPOS DE TUBOS.

Son muy empleados los tubos de fierro fundido, ya que son muy resistentes a la corrosión. Se clasifican según las presiones internas que puedan resistir.

Se emplean con frecuencia: Tubos de acero recubiertos de concreto, tubos de concreto, tubos de asbesto cemento, etc.

ALMACENAMIENTO.

El agua se almacena con diversas finalidades: Igualar el rendimiento de las bombas durante el día; equilibrar el suministro y la demanda en los períodos prolongados de alto consumo; proporcionar agua para necesidades urgentes tales como extinción de incendios o en casos de averías accidentales.

Algunos de los depósitos deben estar elevados artificial o naturalmente, excepto donde se utilice sistema de bombeo directamente acoplado a la distribución.

Para conseguir almacenar el agua en una cota elevada se establecen depósitos de mampostería, concreto, etc., en terrenos altos, o con tanques elevados, los cuales son generalmente de acero.

La disposición común de los tanques, es aquella en que el tanque se encuentra en la proximidad de los distritos de mayor consumo y en la parte opuesta a los mismos, en relación con la fuente de abasteci

miento, de modo que el agua pueda ser suministrada desde dos direcciones distintas, con la consiguiente mejora en caudal y presión.

DISTRIBUCION.

La red que sirve a los consumidores consta de:

Las tuberías primarias, que son las conducciones directas del agua desde el almacenamiento a las diversas secciones de la ciudad. Son de gran diámetro, y deben enlazarse transversalmente, mediante tuberías de amplias dimensiones, equipándose con llaves de purga en los puntos - bajos y válvulas de eliminación de aire, en los altos.

Tuberías secundarias, de menor capacidad, conectadas a las tuberías primarias. Deben ser de dimensiones suficientes para proporcionar el caudal necesario en caso de incendio y el que precisa el suministro del distrito.

Los hidrantes de incendio se colocarán de acuerdo con las necesidades del servicio contra incendio; si en la red se presentan puntos altos y bajos, se aconseja colocar las bocas cerca de los altos, para permitir que el aire escape a intervalos apropiados de tiempo, y cerca de los bajos para que haya desfogue.

VALVULAS.

Cuando se precisa realizar reparaciones en una red de distribución, es necesario interrumpir la circulación del agua. Como consecuencia, deben disponerse válvulas con el fin de que solo haya que interrumpir el servicio en una pequeña parte de la red al mismo tiempo. Las válvulas se colocan generalmente en las esquinas de las calles, donde se cruzan las tuberías. En el sistema usual de mallas, colocando una válvula en las intersecciones y en cada tubería, quedará aislado un solo tramo, al tener que hacerse una reparación. Como este sistema sería muy costoso, se disponen dos válvulas en cada intersección, quedando --

afectadas sólo dos tramos en caso de reparación.

Las válvulas más empleadas son las de compuerta. Para su operación se disponen en cajas o registros.

PRESIONES.

Las diferencias en las presiones a que se mantienen las redes de distribución de las distintas ciudades, son muy amplias.

En general, para los servicios ordinarios, se evalúan entre 1.7 y 2.8 kg/cm² en los distritos residenciales que tienen casas de altura no superior a cuatro pisos. En los distritos comerciales se tienen 5.3 kg/cm².

TOMAS DOMICILIARIAS.

Las tuberías que enlazan a las tuberías principales de distribución con el contador del consumidor, o con el registro dispuesto en la acera, si aquel no se emplea, se denominan tomas de servicio.

Los materiales de estas tomas más usados son el cobre, plomo y materiales a base de polietileno.

Las tuberías de servicio deben ser de diámetro amplio para asegurar una buena presión al consumidor servido.

FUENTES DE PROVISION.

Las aguas de que puede disponer el hombre en la naturaleza se denominan: Aguas Naturales.

La fuente de ellas puede ser:

Las que proceden directamente de la atmósfera, en forma de lluvia principalmente o sean Aguas Meteóricas.

Las aguas que escurren en la superficie de la tierra y las almacenadas en grandes depósitos, es decir Aguas Superficiales y

Las del interior de la tierra que corren o se almacenan en su seno y que constituyen las Aguas Subterráneas.

AGUAS METEORICAS.

Proviene de la condensación de las aguas evaporadas por el calor solar.

Se pueden captar antes de que lleguen a la superficie del suelo y ser almacenadas en cisternas. Se requirieron superficies de recolección muy extensas para tener cantidades eficientes, utilizándose comúnmente el techo de las casas. Se recurre a ellas cuando falta otro recurso de agua en la región y para pequeños núcleos de personas.

AGUAS SUPERFICIALES.

Las aguas de esta clasificación que pueden ser utilizadas son:

- a) Agua de río
- b) Agua de lago
- c) Agua procedente de una cuenca y reunida en embalses.

CAPTACION EN RIOS.

Varía en su diseño de simples tubos sumergidos para pequeños abastecimientos a las grandes torres de toma usadas para abastecimientos grandes.

Las tomas deben localizarse aguas arriba de la población con el fin de aislarla de las fuentes locales de contaminación.

La entrada de la toma se instalará a un nivel inferior al de las aguas mínimas del río.

Con relación a las características estructurales se debe considerar:

- a) Permanencia de la sección del río
- b) Naturaleza del fondo del río
- c) Velocidad de la corriente
- d) Naturaleza de los terrenos adyacentes, para saber si se pueden instalar otras obras necesarias.

TOMAS EN CORRIENTES CON REGIMEN
DE POCA VARIACION.

El agua puede tomarse cerca de la orilla en donde el tubo de toma puede sostenerse por medio de una pequeña cimentación. Los tubos generalmente son de fierro fundido, y llevan el agua directamente a las bombas o al cárcamo de succión.

A la entrada de la toma se instalan rejillas de fierro fundido o madera, para impedir la entrada de objetos grandes.

TOMAS EN CORRIENTES CON REGIMEN
MUY VARIABLE.

Para este caso, el tubo de toma se extiende una distancia considerable río adentro, con el objeto de alcanzar una localización adecuada del agua mínima.

El diseño de tales tomas depende en gran parte de las características del fondo del río y de la magnitud de la obra.

Para fondos no estables, se emplean cajas de fierro o de concreto de donde salen los tubos de succión.

Para fondos estables se usan tubos perforados apoyados sobre pilotes, o pilas si se puede llegar a una capa de roca.

También se construyen torres, que sobresalen del nivel de aguas máximas y que tiene entradas con compuertas deslizantes. Facilita el extraer el agua de diferentes niveles.

En lugar de tubo puede usarse un túnel para conducir el agua desde la toma hasta las bombas con pozos de conexión en cualquiera de los extremos.

ABASTECIMIENTOS POR GRAVEDAD.

Se puede conducir el agua a través de un conducto o canal hasta el lugar de consumo ó si ha sido menester a la planta potabilizadora, construyendo una presa de derivación o una de almacenamiento, en que la

fuerza de impulsión es solo la gravedad.

TOMAS EN LAGOS.

La localización de una toma en un lago se hará de manera que pueda obtenerse siempre agua de la mejor calidad y además seguridad de no interrupciones.

Se investigarán los puntos siguientes:

Localización de las desembocaduras de corrientes y sedimentos acarreados por ellas.

Características del fondo del lago.

Dirección del viento y corriente, y su efecto de agitación de los lados del fondo, así como su efecto en el acarreo de sedimentos de un punto a otro.

Características con relación a la calidad del agua.

La toma se localizará de ser posible a una profundidad en donde no haga efecto el oleaje.

AGUAS SUBTERRANEAS.

De acuerdo con su yacimiento, las aguas subterráneas se dividen en: Freáticas y Artesianas.

AGUAS FREATICAS.

No tienen presión hidrostática y circulan en materiales granulares no confinados, como arenas, gravas, aluviones, etc.

El nivel freático separa dos grandes zonas: La superior llamada zona de aereación y la inferior que llega hasta la capa impermeable llamada zona de saturación.

AGUAS ARTESIANAS.

Es el agua que se encuentra confinada, cubierta por material impermeable que evita la conexión hidráulica con las aguas subterráneas de otras capas superiores o inferiores, y que al romperse esa capa sale

el agua a presión.

OBRAS DE CAPTACION DE LAS AGUAS
SUBTERRANEAS.

Se clasifican en los siguientes grupos:

- 1.- Captación de manantiales.
- 2.- Pozos de poca profundidad.
- 3.- Pozos profundos y artesianos.
- 4.- Galerías filtrantes.

CAPTACION DE MANANTIALES.

En toda captación de las aguas que afloran en la superficie - se debe considerar a la protección de las mismas para que no se contaminen, y evitar que esos manantiales se obturen. Ambos objetos se logran mediante cámaras o cajas en las que quedan aislados los manantiales, y de las que salen las tuberías de conducción.

Las cajas deben construirse alrededor de la vena o venas principales. Las cajas generalmente son de concreto. Se debe extender la caja hacia arriba del terreno y tener una cubierta impermeable. Se debe--rón hacer además zanjas para desviar las aguas superficiales y así evitar contaminación del manantial.

POZOS DE POCA PROFUNDIDAD.

Se ha convenido en clasificar a los pozos hasta 30 metros de profundidad, como pozos poco profundos. Comprenden una amplia variedad de tipos, que se extiende desde los pozos excavados, usados en granjas, a los más pequeños destinados a suministros municipales.

Al uso de los pozos poco profundos para suministros públicos pueden hacerse las siguientes objeciones:

- a) El nivel piezométrico del agua poco profunda que perfora, fluctúa con facilidad y considerablemente, por lo que dan un rendimiento

to incierto.

b) Puede presentarse una posible infiltración de agua de mar, si los pozos están próximos a él, a menos que estén construídos muy cuidadosamente.

c) Lo más probable es que la calidad del agua sea deficiente. Los pozos excavados son los practicados con picos y palas o con máquinas excavadoras. Tienen generalmente más de 60 cm. de diámetro y no más de 15 metros de profundidad. El revestimiento es de concreto, ladrillo o piedra en seco, y la cubierta de concreto, la cual debe instalarse de modo que se evite el que penetren elementos que puedan dar lugar a contaminaciones.

Accidentalmente se usan pozos de este tipo para el suministro público, en pequeñas ciudades. En este caso acostumbran en general ser de gran diámetro y se extienden por estratos poco profundos.

Los pozos de este tipo tienen la ventaja de proporcionar un considerable almacenaje, y por ésto permiten un gran caudal en corto período.

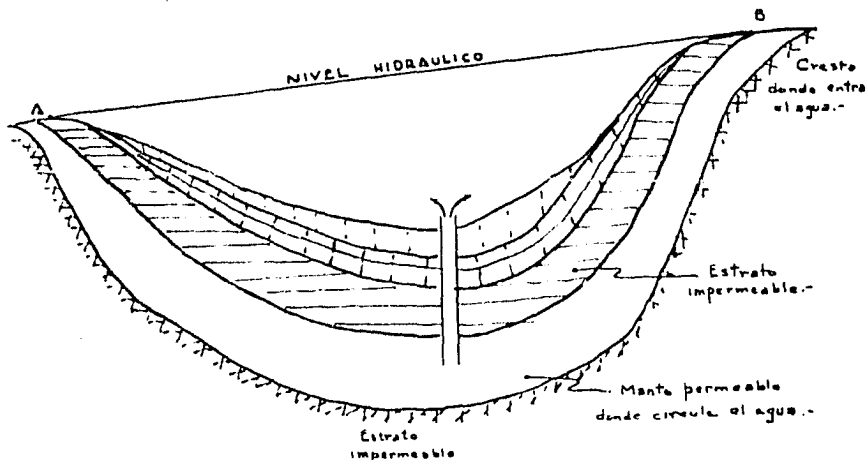
Los pozos poco profundos pueden también construirse por perforación o entubado.

POZOS PROFUNDOS Y ARTESIANOS.

Las ciudades que consumen agua subterránea, disponen, ordinariamente, de pozos profundos. Tienen la ventaja de perforar capas acuíferas profundas y extensas, cuyo origen se encuentra a muchos kilómetros, circunstancias que evitan rápidas fluctuaciones en el nivel de la superficie piezométrica y dan por resultado un rendimiento uniforme y considerable. El agua profunda es adecuada para obtener una buena calidad sanitaria, a menos que esté contaminada por infiltraciones en la capa acuífera. Los inconvenientes son: el gran costo de los pozos y el he

cho de que el largo recorrido subterráneo del agua puede dar lugar a que disuelvan una crecida proporción de materias minerales que pueden hacerla dura, corrosiva o inadecuada.

Los pozos artesianos, en términos generales, son aquellos en los que el agua sale a la superficie sin necesidad de elevarla. La causa de este fenómeno es la existencia de una capa freática aprisionada entre dos estratos impermeables con un afloramiento de la capa superior a tal altura, con respecto al emplazamiento del pozo, que el nivel hidráulico pase por encima de la superficie del terreno.



Los pozos profundos se construyen por diversos métodos, de los que los siguientes son los más importantes: El normal, el de tubos hincados, el rotatorio con inyección y el de sondas con corona.

El primero es empleado en cualquier terreno.

El de tubos hincados se emplea en depósitos aluviales no consolidados.

El rotatorio se emplea en terrenos no consolidados de textura fina.

El de sondas se utiliza, en ocasiones, para perforar terre--

nos compactos.

En terrenos no consolidados, la porción del tubo situada en una o más capas acuíferas perforadas debe reemplazarse por algún tipo de filtros o de coladores que permitan que entre agua, pero no arena o grava; de esta manera se evita que el pozo se azolve y las bombas se deterioren.

GALERIAS FILTRANTES.

Cuando se encuentra el agua subterránea a profundidad moderada, se corta muchas veces la capa acuífera por medio de galerías transversales. Si estas galerías filtrantes se instalan a suficiente profundidad, pueden interceptar el paso y recoger toda el agua de la corriente subterránea. Es muy frecuente que en vez de una verdadera galería se utilice una simple zanja para recoger y conducir el agua, o un conducto cerrado de mampostería, concreto, etc., provisto cualquiera que sea el material, de numerosos orificios pequeños para permitir la entrada de agua. Las zanjas abiertas tienen el inconveniente de que se llenan de vegetación que altera la calidad del agua recogida.

Para evitar que en los conductos mencionados entre arena o tierra, se coloca sobre los orificios del conducto, al hacer el relleno grava clasificada y se adopta en algunos casos la precaución de no hacer orificios más que en el fondo del conducto. En éste se dejan registros para su vigilancia y limpieza.

Las galerías filtrantes se emplean para la captación de manantiales cuando éstos se localizan en laderas muy empinadas, o cuando dichos manantiales afloran en una superficie, más bien que en un punto rígidamente definido. Tienen especial aplicación en el aprovechamiento del agua subálvea de un río.

La construcción de una galería filtrante en un río se hace ya

sea en la dirección de la corriente o transversalmente a ella. Esto depende de las características geológicas del cauce. Generalmente se encuentran a profundidades no mayores de 10 metros.

CALIDAD DE LAS FUENTES.

Las aguas que se encuentran en la naturaleza se pueden agrupar de la manera siguiente:

Aguas químicamente puras

Aguas Naturales:	Potables
	No potables
	Medicinales
	Contaminadas

Aguas Residuales

Servidas o Negras:	Pluviales
	Domésticas
	Industriales

Las aguas naturales llevan en su seno materias diversas. Si de ellas se extrajeran dichas materias quedaría la especie química Hidrógeno Oxígeno o sea las aguas Químicamente Puras, rara vez suministradas por la naturaleza. Estas aguas por otra parte, no son apropiadas para la fisiología del organismo humano, pues dificultan la digestión y no son gratas al paladar.

Principales cualidades químicas del agua:

Ionización de los cuerpos incorporados a su seno.

Compuesto muy estable.

Alto poder disolvente.

Medio especialísimo para reacciones químicas.

Cuando actúa químicamente es oxidante o reductora.

Produce ácidos y bases.

AGUAS NATURALES.

Las anteriores cualidades explican porqué en la naturaleza -- las aguas no se encuentran químicamente puras. Todos los cuerpos contenidos en su seno le transmiten propiedades diversas, y permiten que a su vez reaccionen con otros con que se ponen en contacto.

El vapor de agua es la especie más cercana a la clásica forma H_2O ; pero al condensarse en lluvia y antes de caer sobre la tierra, empieza a ejercer sus diversas actividades. De la atmósfera misma toma -- Oxígeno, Bióxido de Carbono, Nitrógeno, Azufre, cloro, polvo y bacterias.

Al correr sobre el suelo, lava, disuelve, erosiona la superficie, conservándose más o menos clara según los lugares por donde pasa. Terrenos de labor enturbian las aguas, en lechos de rocas se conservarán cristalinas y diáfanas. Un exceso de materias en suspensión llevan las aguas corredizas. Los caracteres físicos empiezan a transformarse.

El Bióxido de Carbono en compañía de sustancias ácidas vegetales que las aguas toman de los cuerpos relativos que a su paso encuentran, aumentan su carácter ácido y por tanto su poder disolvente.

En su movimiento sobre la superficie se intensifican dos procesos mecánicos: El de la trituración de los cuerpos en suspensión y el de depósito en el fondo de la corriente; sobre todo el primero. Estos dos procesos obran favorablemente a la depuración del agua, pero en general, las aguas de los ríos están sujetas a frecuentes poluciones y -- contaminaciones y no son apropiadas para abastecimientos, sin antes purificarlas. Aguas de depósitos como lagos, ofrecen mejor salvaguardia a la salud del consumidor; los fenómenos de sedimentación son más intensos que en las aguas corrientes.

Del agua que cae sobre la superficie de la tierra, parte se .

infiltra. Al penetrar en las capas terrestres, las aguas depositan en ellas gran cantidad de su acervo, descendiendo a los mantos más profundos cada vez más claras. Pero en cambio su poder disolvente le permite atacar dichas capas e incorporar a su seno nuevas materias en forma de solución. Transforman el subsuelo, según la formación de éste y salen de él cargadas de diversas sales. Por ejemplo al pasar por terrenos sedimentarios, que están formados por capas de calizas, areniscas, etc., - el agua cargada de bióxido de carbono ataca los carbonatos de los cuerpos mencionados y forma carbonatos dobles que se llevan en solución; -- también disuelve cloruros y sulfatos y diversas sales de fierro.

Todos estos cuerpos minerales perduran en solución aún cuando en muchos de ellos basta una mayor oxidación para convertirlos en insolubles, pero el oxígeno que llevan las aguas, se emplea principalmente en transformar la parte orgánica que han arrastrado y que es de origen vegetal en su mayoría, por lo cual los componentes persisten en solución por falta de oxígeno.

Las aguas subterráneas, sobre todo las muy profundas, son las de mejor calidad para abastecimientos. Son más claras, su contenido orgánico casi nulo, estando en cambio los minerales en mayor cantidad, -- por lo general carbonatos, sulfatos y cloruros. Precisamente algunas de estas sales en pequeñas proporciones son las que se requieren en las -- aguas potables.

Las aguas de los lagos, aún no contaminadas con descarga de las poblaciones; las subterráneas profundas, parte de la de los ríos, - no logran presentar excesos de estas sales, por lo cual se les denomina aguas dulces; viniendo a ser las más propicias para suministro de las - poblaciones, porque o se encuentran ya de calidad potable, ó fácilmente se les corrige sus defectos.

Las aguas del curso final de los ríos, suelen aumentar su contenido salino, tornándose de mal sabor, de consistencia gruesa y de --- fuerte turbiedad. De igual modo las denominadas aguas freáticas superficiales que son aquellas que se encuentran impregnando las primeras ca--pas del subsuelo, suelen presentar estas características. En general no son potables y su corrección para purificarlas es muy difícil y costo--sa.

Junto con el contenido mineral, llevan las aguas cierto acer--vo orgánico. Fuera de las poblaciones y de los centros agrícolas y gana--deros, el contenido orgánico es principalmente de naturaleza vegetal y--rápidamente tienden a transformarse en mineral de tal manera que a medida que el agua va de la superficie a los mantos subterráneos las mate--rias vegetales se encuentran en mayor proporción.

Junto con el contenido orgánico, se presentan especies vivientes de diversa categoría que influyen notablemente en el caracter salu--bre de las aguas.

Es el agua uno de los elementos constitutivos del mundo y me--dio de florecimiento, no solo como alimento y para transformaciones be--néficas de la existencia, sino en sí misma es medio natural en que vi--ven multitud de especies animales y vegetales. Y éstas de por sí, o por productos fisiológicos producen en las aguas caracteres más o menos no--civos. Por tanto las aguas potables deben carecer de especies vivientes o desechos de ellas. Entre menor cantidad de materia orgánica menor se--rán las especies acuáticas. No solo populan formas de vida en la mate--ria orgánica, sino en la misma materia mineral existen especies que en--su metabolismo y lucha por existir producen alteraciones muy aprecia--bles.

Fuera de las especies animales y vegetales superiores, cabe mencio--

nar desde luego que en el agua, se desarrolla un verdadero mundo de la vida ultramicroscópica (bacterias, hongos, etc.) Las aguas salubres, deben carecer en lo absoluto o por lo menos contener una mínima proporción de estos microorganismos.

En las aguas naturales profundas hay menor cantidad de ellos, al menos de las especies más perjudiciales; en las aguas superficiales existen mayores cantidades. Aún en las aguas que atraviesan la atmósfera en forma de lluvia, ya existen estos seres, tomados del aire mismo.

Por tanto, en el trayecto de las nubes al mar, formando el camino hídrico natural, las aguas van adquiriendo un contenido que debe valorizarse debidamente para decidir la aceptación o rechazo de las aguas.

RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS GENERALES
DE LAS AGUAS NATURALES.

Agua Meteórica:

Blanda, sin contenido mineral
Contaminación atmosférica
Gases disueltos de la combustión
Materia producto de la combustión

Aguas Superficiales:

Generalmente poco contenido mineral
Contaminadas al atravesar suelos contaminados
Materia inorgánica que da lugar a la turbiedad
Disolución de la materia orgánica que da lugar al bióxido de carbono y otros gases.
Absorción de gases
Actividades de organismos
Contaminación de agua de mar.

Aguas subterráneas:

Generalmente mineralizadas

Poco turbias, generalmente claras; muy superficiales - generalmente contaminadas bacteriológicamente.

Profundas, no contaminadas (no existiendo agente exterior.)

Gases en disolución.

Aguas impropias, por el contenido de sustancias venenosas.

Aguas termales, medicinales, etc.

ACEPTACION O RECHAZO DE UN AGUA PARA UN ABASTECIMIENTO.

Como ha quedado asentado, el agua con que se debe abastecer a una población debe ser potable; y para que el agua se considere como tal, debe cumplir con ciertos requisitos Físicos, Químicos y Bacteriológicos.

CARACTERES FISICOS.

- 1.- Turbiedad
- 2.- Coloración
- 3.- Olor
- 4.- Sabor
- 5.- Temperatura
- 6.- Estabilidad

TURBIEDAD.

La turbiedad, que viene a ser la opacidad o falta de transparencia de las aguas, la producen la arcilla, limo, arena fina, sustancias terrosas, materia orgánica finamente dividida y organismos microscópicos, que están por lo general en estado de suspensión. A medida que aumenta la cantidad de estas suspensiones disminuye la claridad y transpa-

rencia del agua, desde el aspecto cristalino que deben tener las aguas - potables, hasta la fuerte opacidad en las avenidas de los ríos en días -- lluviosos en que el acervo de materias suspendidas es tal que las aguas - aparecen espesas y turbias.

La manera de estimar la turbiedad de las aguas consiste en cuantificar las suspensiones que la originan o en medir su transparencia.

Métodos usados:

- 1.- Comparación con patrones estandar (Escala de Sílice)
- 2.- Medición por un alambre de platino.
- 3.- Por medio de turbidímetros (Bujía de Jackson)

Para considerar a un agua como potable, la turbiedad no debe exceder de 10 ppm de la escala de sílice.

COLORACION.

El agua pura es incolora, aunque en grandes capas presente un - tinte azul verdoso. La coloración de las aguas es debida a los cuerpos -- que lleva en estado coloidal o solución.

El color suelen producirlo las materias orgánicas y minerales.

El color no es perjudicial en las aguas, pero las hace desagradables y produce manchas en el lavado de las ropas.

La medición del color se hace por comparación de patrones, usándose la escala de Cobalto.

Un agua para considerarla potable no debe exceder del número 20 de la escala de Cobalto.

OLOR.

Procede de substancias en solución, orgánicas o minerales, en - las cuales se producen gases cuyos desprendimientos causan olores característicos, o bien de microorganismos que en su actividad producen compuestos orgánicos.

En las aguas se determina el olor bajo dos aspectos: En frío - (20° C) y en caliente (cerca del punto de ebullición del agua).

Las aguas potables deben carecer de olor.

SABOR.

Todo cuerpo en el seno de las aguas transmite un sabor determinado.

La presencia de sales (principalmente carbonatos y fosfatos), oxígeno y bióxido de carbono proporcionan un sabor refrescante y agradable. De la proporción de los cuerpos resulta la potabilidad. Cuando faltan las mencionadas sustancias o están en muy pequeña cantidad, las --- aguas son insípidas y desabridas.

En cambio cuando la cantidad de dichas sales excede de cierto límite las aguas se tornan gruesas y no son agradables.

TEMPERATURA.

Debe ser fresca para que al ser ingerida por el hombre produzca agradable sensación; entre más fresca es el agua más agrada al paladar.

La temperatura de un agua potable varía entre 7 y 18° C.

ESTABILIDAD.

Otra propiedad que deben presentar las aguas potables, aún --- cuando su determinación no es puramente física, pero que puede considerarse como un aspecto de tal naturaleza, es lo que se llama Estabilidad.

Decimos que un cuerpo es estable cuando no cambia, cuando no --- sufre modificación, ni alteración, permaneciendo siempre igual y con las mismas cualidades, aún cuando las condiciones exteriores se modifiquen.

Con respecto a las aguas, en general serán estables, cuando no se alteren determinados caracteres. Por ejemplo en caso de aguas pota--- bles, las anteriores cualidades deben perdurar inalterables, y sin que -

aparezcan otras contrarias, durante cierto tiempo.

Las aguas potables llevan siempre un contenido de materia orgánica y microorganismos que tienden a producir alteraciones que modifican sus cualidades, pero la pureza misma del agua tiende a contrarrestar sus efectos, por lo cual como condición de potabilidad se requiere la ausencia absoluta de putrecibilidad en determinado tiempo.

CARACTERES QUIMICOS.

Los análisis químicos nos sirven para averiguar si los componentes del agua la hacen propia o impropia para considerarla potable.

CONTENIDO TOTAL O SOLIDOS TOTALES.

Se designa por sólidos totales todo cuanto está dentro de las aguas, cualesquiera que sea su estado; es decir, lo que existe en ella fuera de agua.

Los sólidos totales no deben exceder de 500 p.p.m. para aguas de buena calidad química, sin embargo, si no se dispone de agua de esta calidad, puede permitirse un contenido total de sólidos de 1 000 p.p.m.

Estos sólidos totales comprenden materia mineral y orgánica.

En las aguas potables la parte mineral abarca la mayor parte de los sólidos totales, de 500 p.p.m., un 90% es parte mineral.

Los cuerpos minerales presentes en el agua transmiten caracteres de diversa índole, benéficos a veces, necesarios en cierta cantidad y calidad e inconvenientes en otros casos.

Los cuerpos más generalmente encontrados son:

Metales:

Sodio

Calcio

Magnesio

Fierro

Metaloides:

Carbono

Nitrógeno

Azufre

Cloro

y los característicos: Hidrógeno y Oxígeno.

Estos cuerpos se encuentran en forma de óxidos ácidos, bases y sales, o bien presentes por sí solos. Los cuales pueden originar los siguientes caracteres:

Dureza

Salinidad

Alcalinidad o Basicidad

Acidez

Corrosividad

DUREZA.

Este defecto en el agua lo producen, sales (carbonatos, sulfatos, nitratos y cloruros) y óxidos; principalmente carbonatos y sulfatos y de los metales integrales los más frecuentes son: el calcio y el magnesio, y en menor frecuencia: fierro, litio y zinc.

La presencia de estas sales y óxidos provocan los siguientes inconvenientes:

- 1.- El jabón no forma espuma en estas aguas.
- 2.- Las legumbres no se cuecen facilmente.
- 3.- Hay formación de incrustaciones y depósitos.
- 4.- Lo anterior origina un mayor consumo de agua.

Todo ésto lo constituye la dureza de las aguas, y su intensidad depende de la cantidad de los cuerpos que la producen.

Para que las aguas sean potables es preciso que exista una pe

queña cantidad de los cuerpos productores de la dureza.

El contenido de las aguas naturales, como ha quedado asentado - es en su mayor parte mineral, sobre todo en las profundas; y en su mayor parte en estos minerales se tienen los productores de la dureza, de modo que para graduar ésta se establecen las siguientes relaciones:

Dureza mínima tolerable y necesaria	hasta 100 p.p.m.
Dureza que empieza a ser molesta	entre 100 y 200 p.p.m.
Dureza inconveniente	entre 200 y 500 p.p.m.
Salinas	más de 500 p.p.m.

SALINIDAD.

Las sales que producen la dureza, originan un carácter salino a las aguas, al que se le agrega el efecto de los cloruros de sodio, calcio y magnesio, principalmente el primero.

El cloruro de sodio en las aguas, difícilmente se transforma, apareciendo en igual cantidad en todo el recorrido de las mismas. Asimismo no es fácil su extirpación.

Su procedencia puede ser mineral u orgánica.

Si es mineral no ofrece peligro, apareciendo entonces el cloruro en corta cantidad. Cuando aumenta su proporción debe sospecharse que sea debido a origen orgánico, en cuyo caso es peligroso. Sin embargo, un exceso puede provenir del paso de las aguas por terrenos que contengan -- cantidades apreciables de cloruros de sodio. De igual modo la proximidad con el mar puede originar un exceso de cloruros.

Si el origen es orgánico, indica contaminación con desechos orgánicos.

En las aguas potables se puede tolerar de 60 a 250 p.p.m.

BASICIDAD Y ACIDEZ.

Estas propiedades tienen gran importancia. En el agua no son de

seables las condiciones ácidas; tienen efecto de ataque a las tuberías - que la conducen. Si son fuertemente alcalinas producen también indesea- bles efectos, pero cierta alcalinidad es preferible y hasta necesaria, - ya que la potabilidad de las aguas, depende en parte de cierto contenido de sales, las cuales marcan más bien cierta alcalinidad que acidez.

Las aguas serán básicas cuando en ellas existan iones OH^- . - Tres son fuentes principales de donde pueden desprenderse estas radica- les: Hidratos, Carbonatos y Bicarbonatos.

LIMITE TOLERABLE.

La propiedad de la alcalinidad es benéfica en ciertos límites. Para aguas potables se consideran tolerables cantidades comprendidas en- tre 10 y 75 p.p.m.

El pH en aguas potables fluctúa entre 7 y 8.

La acidez en las aguas es debida a la presencia de iones H^+ .

Estos pueden proceder directamente de sustancias ácidas, de sa- les de reacción ácida y del bióxido de carbono. Entre los primeros se -- tienen ácidos minerales y orgánicos.

Los ácidos minerales que pueden aparecer en las aguas natura- les son: H_2S (gas), H_2SO_4 (líquido), HNO_3 (líquido).

Los dos primeros proceden de sulfuros o sulfatos. Por lo gene- ral cuando existen en las aguas, éstas son de origen profundo. No es fre- cuente que aparezcan en ellas. Cuando existen en exceso las aguas se de- nominan sulfurosas.

Cuando estos ácidos son de procedencia orgánica, principalmen- te el primero, es signo de putrefacción de dicha materia.

Cuando éste es de procedencia mineral el olor desaparece des- pués de cierto tiempo, lo cual no sucede si es origen orgánico.

En las aguas potables pueden tolerarse hasta 50 p.p.m. de ---

H₂ SO₄ y 20 p.p.m. de HNO₃.

SALES DE REACCION ACIDA.

Son las que al disolverse se combinan simultaneamente con los iones procedentes de la hidrólisis dando lugar a iones H⁺. Las sales de esta naturaleza son sulfatos de fierro y aluminio. No es frecuente la presencia de estas sales en las aguas.

BIOXIDO DE CARBONO.

Este cuerpo produce todos los caracteres ácidos del agua. Al combinarse con el agua produce el ácido carbónico.

Desde que el agua atmosférica cae sobre el terreno en forma de lluvia, se incorpora este cuerpo a ella; después al correr sobre el suelo y estar en contacto con la materia vegetal aumenta su provisión. Cargadas las aguas de CO₂ se aumenta su poder disolvente.

Al atacar las aguas los terrenos por los que pasa, puede aumentar o disminuir la proporción. Cuando existe materia orgánica en las --- aguas, se produce este gas en la transformación de ella.

Un exceso de CO₂ produce las aguas minerales llamadas Carbonosas que tienen propiedades terapéuticas.

Las aguas potables deben contener cierta cantidad de 15 a 18 - c.c. por litro.

Proporcionan un sabor dulce y agradable.

Hace corrosivas a las aguas.

DIVERSOS GASES.

Las aguas contienen en dilución cierta provisión de gases de - los cuales unos se presentan con más frecuencia que otros, siendo unos - necesarios y otros completamente nocivos.

En las aguas naturales los gases que usualmente se encuentran son el oxígeno, el bióxido de carbono y el nitrógeno. Extraordinariamente

se pueden encontrar hidrógeno, metano y ácido sulfhídrico.

OXIGENO.

El oxígeno se encuentra disuelto en las aguas. En ellas existe siempre la tendencia a tomarlo del aire hasta llegar a su punto de saturación.

El papel de protección a la vida superior que efectúa este gas, se traduce en el agua como potencia purificadora y medio de vida. Su acción oxidante sigue verificándose dentro del agua. Todo cuerpo contenido en ella tiende a ser oxidado.

Las materias orgánicas dentro del agua al oxidarse extirpan las probabilidades de entrar en putrefacción.

Las materias minerales son más estables al irse oxidando y muchas veces van tornándose menos solubles.

Por otra parte el oxígeno hace corrosivas a las aguas. Su poder oxidante es inconveniente para las tuberías de conducción y los materiales con quienes está en contacto, por lo cual deben resguardarse contra este poder.

BIOXIDO DE CARBONO.

Ya mencionado anteriormente.

NITROGENO.

Tiene poca importancia por sí mismo. En combinación con otros elementos forma la materia orgánica, por lo que cuando tiene este origen indica descomposición de ésta, primera etapa de la putrefacción.

Frecuentemente en las aguas aparece este gas, tomado directamente de la atmósfera.

En un agua en que se encuentre nitrógeno se deberá averiguar si es proveniente de materia orgánica; ya que si es así se deberá desecharse esa agua para un abastecimiento.

HIDROGENO.

Este gas en estado molecular no implica mayor importancia. En estado iónico causa acidez. Desprendido de la materia orgánica indica putrefacción; siendo así, el agua no podrá aceptarse como potable.

METANO.

Rara vez suele presentarse en aguas naturales. Su aparición puede deberse a que las aguas hayan atravesado terrenos turbosos. Es uno de los gases característicos de la descomposición de la materia orgánica. Si proviene de ésta, el agua en cuestión no podrá aceptarse como potable.

ACIDO SULPHIDRICO.

Cuando su origen es mineral se debe su presencia a la reducción de sulfatos. Por sí solo transmite poca acidez a las aguas, pues se ioniza en corto grado, pero al oxidarse produce ácido sulfúrico que es bastante fuerte.

Cuando su origen es orgánico indica que la putrefacción de la materia está en pleno apogeo. Si éste es su origen, el agua no podrá aceptarse como potable.

DIVERSOS METALES Y METALOIDES.

Fierro.- La presencia del fierro en las aguas es en general inconveniente. En pequeñas dosis se puede tolerar en un agua para beber. Tiene benéfica influencia en casos de anemia. A medida que el contenido aumenta produce un sabor metálico y hace las aguas desagradables. Provoca turbiedad. Causa corrosividad. Produce manchas en las ropas y en los utensilios con los que está en contacto.

En aguas potables puede tolerarse hasta 0.3 p.p.m.

En aguas naturales suelen presentarse hasta 2 y 3 p.p.m. Es poco usual encontrar aguas con más de esta cantidad.

Un fuerte contenido puede provenir de contaminación con desechos industriales o por el paso de las aguas en vetas minerales.

El fierro se presenta en forma de óxidos y sales ferrosas y férricas.

Las sales ferrosas al oxidarse pasan a férricas, siendo ésta una ventaja, ya que las primeras son solubles y las segundas no lo son.

Manganeso.- Este metal cuando aparece en las aguas suele acompañar al fierro, aunque en menor cantidad. Produce efectos semejantes. A veces aparece en proporciones exageradas de 5 p.p.m. en aguas de reacción ácida.

Se presenta también en forma de óxidos y sales solubles que al oxidarse se convierten en insolubles. La oxidación de dichos compuestos es más lenta que los de fierro.

En un agua el manganeso y el fierro juntos no deben exceder de 0.3 p.p.m. para poder asignarle a dicha agua el calificativo de potable.

Plomo.- Cuando existe en las fuentes naturales puede ser debida su procedencia al paso de las aguas por venas de galena en terrenos calizos. Puede tener su origen en el vertido de residuos mineros.

El plomo es tóxico al organismo y tiene propiedad acumulativa.

Es nocivo para desechar una posible fuente de abastecimiento, la presencia de plomo en exceso de 0.1 p.p.m.

Zinc.- No existe en las aguas naturales. Puede aparecer en las aguas cuando ha habido vertido de residuos mineros.

Una fuente de abastecimiento con más de 5 p.p.m. de zinc se debe desechar.

Cobre.- Raras veces puede tener un origen natural, cuando apa

rece en las aguas se presenta en fracciones muy pequeñas y ésto es debido a vertido de residuos mineros.

Para considerar a un agua, potable; el contenido de cobre no debe exceder de 0.2 p.p.m.

Son motivo para desechar la fuente de abastecimiento, la presencia de fluoruros en exceso de 1.5 p.p.m., de arsénico en exceso de 0.05 p.p.m., de selenio en exceso de 0.05 p.p.m. y de cromo hexavalente en exceso de 0.05 p.p.m.

Otras pruebas necesarias para aprobar o reprobar un agua en estudio, son las siguientes:

Oxígeno consumido en oxidar la

Materia orgánica.	hasta 3	p.p.m.
Nitrógeno amoniacal.	hasta 0.5	p.p.m.
Nitrógeno protéico.	hasta 0.1	p.p.m.
Nitrógeno de nitritos.	hasta 0.05	p.p.m.
Nitrógeno de nitratos.	hasta 5.00	p.p.m.

REQUISITOS BACTERIOLOGICOS.

Índice de contaminación.

El análisis bacteriológico del agua no pone de manifiesto las bacterias infecciosas.

Usualmente se concreta a señalar posibilidades de que existan. Busca la presencia de microorganismos de origen fecal que se hayan podido generar en el intestino del hombre y con los cuales puedan estar los infecciosos. Su aparición en los análisis, por tanto solo indicarán la probable existencia de estos últimos.

Dos bacterias de origen fecal constituyen este índice: el bacilo Coli y el Estreptococo.

Generalmente en los análisis solo se hace la determinación --

del primero.

El bacilo Coli se encuentra en el intestino humano en cantidades considerables. Cuando un organismo está enfermo, expele, junto con estas especies intestinales, los microbios específicos de su mal, de manera que si bien el bacilo coli no es causa de enfermedad, sí indica al encontrársele en un análisis que en su compañía pueden existir otros de origen patógeno.

Buscar por tanto, esta especie de bacterias en las aguas, tiene por objeto declarar, si aparecen en ellas, que el agua es sospechosa en virtud de que puede contener gérmenes de enfermedad, y si están ausentes, que el agua es pura al respecto, pues por lo general las bacterias patógenas resisten menos en un medio exterior al organismo que los bacilos coli.

Como la sola presencia de estos últimos no implica necesariamente peligro inminente, debe encaminarse el análisis a la búsqueda de otros síntomas que confirmen ese peligro. La materia fecal en que vienen estas bacterias no solo procede del hombre, sino también del intestino de animales. Además, existen en las semillas, en el suelo y aún en el aire, de manera que precisa todavía averiguar su origen.

Se han estudiado dos grandes grupos de estos microorganismos: los que provienen de las deyecciones, cualesquiera que ellas sean, llamados bacilos fecales y los que tienen otro origen denominados aerógenos. Una especie característica que suele determinarse es el coli denominado Escherichia.

Los análisis de rutina llegan hasta la determinación de los bacilos coli fecales. Estos van siendo sucesivos, afinando los resultados y pasando de pruebas presuntivas, a otras de casi seguridad hasta la plena confirmación.

La cantidad de estas bacterias también indica si la contaminación es accidental o lejana, si hay persistencia en ella, o si es ligera y el poder químico biológico propio del agua puede neutralizar todo peligro. Desgraciadamente todo esto bajo una presunción más o menos fundada.

BUSQUEDA EN EL AGUA DEL BACILO COLI.

Se toma de la muestra de agua 1 c.c. y se siembra en gelatina; se incuba durante 24 y 48 horas a 21° C y se hace después el conteo. Esta da el número de bacterias propias del agua en que pudiera existir alguna fecal a pesar de no encontrar condiciones propias a su vida.

Otro c.c. de la misma muestra se siembra en agar y se incuba durante 24 horas a 37° C haciéndose luego el conteo respectivo.

En el reglamento oficial para la República Mexicana, se estableció que el número tolerable de especies sembradas en gelatina y gelosa a 21 y 37° C respectivamente, en conjunto, podría llegar hasta 400 por c.c.; estimación que no resulta conveniente hacer en conjunto, puesto que las bacterias a 37° C son más peligrosas, pues entre ellas puede haber algunas derivadas del intestino humano.

Independientemente de las búsquedas anteriores, se toman varias porciones de la muestra y se siembran en caldo lactosado, en tubos especiales para medir el gas que se espera se produzca como resultado del cultivo. Se incuban a 37° C durante 48 horas, y se observan a las 24 horas y después a las 48 horas. Las bacterias coli fermentan el caldo y producen gas, la cantidad de éste (décima parte o más del espacio reservado para él) permite hacer la anotación de positivo (+). Esta constituye la prueba de presunción, es decir que ya hay un indicio más o menos fundado de la existencia de bacilo coli. Si la mayor parte de los tubos sembrados resultan positivos se toma el análisis como probable.

En seguida, se lleva de los tubos que resultaron positivos, --

una parte por medio de un asa de platino a un medio sólido (Endo) y nuevamente se hace la incubación a 37° C durante 24 horas.

Si aparecen las colonias manchadas de rojo vivo se va confirmando la presencia del coli. Se le llama prueba parcialmente confirmada.

Se toma una de las colonias rojas, con asa de platino y otra vez se incuba a 37° C durante 24 horas en los tubos con caldo lactosado. Se observa el tubo y si hay producción de gas, se anota como positivo. Si aparecen gases en menor proporción se prolonga la incubación a 48 horas, y se observa nuevamente si hay mayor desprendimiento de gas. Constituye ésta la prueba plenamente confirmada.

El número de tubos, las proporciones puestas en ellas, los resultados positivos o negativos obtenidos, permiten cuantificar el número de bacterias y establecer un límite para el agua potable.

INDICE COLIBACILAR.

Como el número de bacterias debe deducirse de los resultados positivos obtenidos en tubos de fermentación inoculados que contengan varias muestras de distintas cantidades de agua, solo se obtiene un valor aproximado.

Esta aproximación o número probable, se denomina índice de B. coli, por ml, o por 100 ml. Para una prueba sencilla, referida solamente a unas pocas muestras, se toma como valor del índice el recíproco de la cantidad contenida en la muestra más pequeña que dé resultados positivos. Si por ejemplo, los resultados de unos ensayos con las cantidades señaladas, son las siguientes:

10 ml	1 ml	0.1 ml	0.01 ml
+	+	+	-

el valor del índice será el recíproco de 0.1 ó sea 10 por ml. (1000 por

100 ml). Si se obtiene un resultado negativo en una muestra de mayor -- cantidad que la más pequeña que ha dado resultado positivo, se considerará como positiva la muestra siguiente, y de mayor cantidad a aquella. En otras palabras: si son positivas las muestras de todos los tubos del anterior ejemplo, excepto la de 0.1 ml., el índice sería de 10 por ml.

El empleo del método recíproco exige que alguna muestra sea -- de resultado negativo. En ningún caso, debe considerarse que una muestra sea de escasa utilidad para la determinación de un índice. Puede obtenerse un índice, sin embargo, promediando los obtenidos mediante varios ensayos simples realizados con el mismo número de muestras de iguales cantidades.

Un método desarrollado por Phelps puede utilizarse para determinar el índice partiendo de un cierto número de muestras tomadas de -- una serie de análisis. Supongamos que los datos obtenidos de los ensayos son los siguientes:

Muestras de 10 ml, 100% positivas

Muestras de 1 ml, 70% positivas

Muestras de 0.1 ml, 10% positivas

Muestras de 0.01 ml, 5% positivas

Muestras de 0.001 ml, negativas

La diferencia en el porcentaje positivo entre dos muestras de volúmenes sucesivos, expresada en cifras decimales, se multiplica por -- el recíproco de volumen de la muestra (de las dos que se comparan) quedará el mayor de los dos porcentajes. La suma de los productos es el índice. Empleando los datos consignados se obtiene:

Volumen de la muestra en ml.	Porción positiva	Diferencia con la siguiente	Recíproco del volumen de la muestra que da mayor porcentaje.	Produ
10	1.00	0.3	0.1	0.0
1	0.70	0.6	1	0.6
0.1	0.10	0.05	10	0.5
0.01	0.05	0.05	100	5.0
0.001	0.00			
		Índice por mililitro:		6.1
		Índice por 100 ml:		613.0

El índice Phelps es útil, pero no es matemáticamente exacto.

Actualmente se utiliza mucho el "número más probable" (N.M.P.) que se define como aquella densidad de bacterias que si hubiese estado realmente presente en la muestra examinada, habría dado, más irracionalmente que cualquier otra, los resultados analíticos observados.

INVESTIGACION DE BACTERIAS DEL GÉNERO ESCHERICHIA.

Se siembran cuatro tubos de fermentación de Smith contenidos en caldo lactosado, poniendo en cada uno 10 c.c. del agua por analizar, continuándose con las mismas pruebas anteriores.

Si las tres pruebas son positivas, puede afirmarse que la muestra examinada está contaminada por los gérmenes que nos ocupan, en mayor o menor proporción.

Si solo es positiva la primera, y negativas las demás, entonces no puede afirmarse que el agua tenga gérmenes del género Escherichia y será necesario llevar al cabo una prueba suplementaria; resembrando las colonias sospechosas desarrolladas en la placa de Endo, en un tubo con gelosa inclinada, que se incubará a 37° C. durante 24 horas. El cultivo obtenido se observará al microscopio, con el objeto de

guar los caracteres morfológicos de los microorganismos que se hayan desarrollado.

ESTIMACION DEL NUMERO DE GERMENES
POR LITRO DE AGUA.

Habiendo sembrado cuatro tubos, cada uno con 10 c.c. de agua, la apreciación de los resultados se hará de acuerdo con el ejemplo siguiente:

				Gérmenes del género Escherichia
10 c.c.	10 c.c.	10 c.c.	10 c.c.	por 1000 c.c.
+	+	+	+	100 o más Agua impropia
+	+	+	-	más de 50 "
+	+	-	-	50 Agua propia
+	-	-	-	menos de 50 "
-	-	-	-	menos de 25 "

Debe hacerse notar que las cifras anteriores, no indican números exactos en lo que a cantidades de gérmenes se refiere sino únicamente cifras aproximadas que permiten establecer un límite de tolerancia para distinguir las aguas potables de las que no lo son.

De acuerdo con lo que acaba de exponerse y con las normas adoptadas desde hace tiempo por el Depto. de Salubridad Pública, se estimarán como aguas potables que contengan 50 bacterias del género Escherichia o menos, por 1000 c.c. de agua; y se calificarán como impropias para ser bebidas las que tengan más de 50 de dichas bacterias por 1000 c.c. de agua.

TRATAMIENTO.

Potabilización.

Objeto.- El objeto principal de la potabilización del agua es hacerla agradable e inofensiva a los usos fisiológicos, para esto deben

eliminarse todos los organismos que pueden ser patógenos y otras substancias nocivas o inconvenientes.

Para que sea completamente satisfactoria debe carecer de -- olor, color, sabores desagradables y turbiedad, la potabilización del agua a estos efectos, es con frecuencia muy importante, aunque no tan como la eliminación en ella de organismos nocivos.

Además de las bacterias y otras impurezas que se han mencionado, y que requieren procesos adecuados, es a veces necesario, o económicamente aconsejable, eliminar substancias minerales que con frecuencia se hallan en solución en cantidades excesivas.

PROCESOS GENERALES PARA QUITAR AL AGUA
LO QUE ORIGINA QUE NO SEAN POTABLES.

Los diferentes procesos que se emplean se pueden dividir en dos grandes grupos:

Primero, los destinados a separar, impurezas en suspensión, en los cuales se elimina parte de las bacterias; segundo, los que tienen por objeto eliminar las impurezas disueltas.

En el primer grupo hay dos procedimientos generales, que son la sedimentación y la filtración. Mediante estos procesos se pueden separar la mayor parte de las materias en suspensión, incluyendo bacterias, la eficacia de estos procesos depende del factor tiempo. Con frecuencia se agrega al agua algún producto químico para facilitar la formación de un precipitado que arrastra las materias en suspensión más finamente dividida.

Los métodos usados para eliminar impurezas en solución comprenden los de ablandamiento de agua, mediante los cuales se separan calcio y el magnesio por precipitación química, y los de separación de fierro y manganeso, etc. Para eliminar los gases nocivos en solución,

se debe aumentar el contenido de oxígeno, con lo que se oxidan los compuestos de fierro y manganeso; para ésto se hace uso de la aereación.

Por medio de una desinfección adecuada puede haber una eliminación satisfactoria de las bacterias que hayan quedado después de la filtración.

La separación de cuerpos sólidos y gruesos, se logra por medio de rejillas formadas por barras o alambres cuya separación depende de las características y dimensiones del material que transporte el agua.

PROCESOS GENERALES DE POTABILIZACIÓN.

- 1.- Separación mecánica de cuerpos sólidos y gruesos.
- 2.- Aereación
- 3.- Coagulación
- 4.- Sedimentación
- 5.- Filtración
- 6.- Desinfección

El método o métodos adoptados dependen de la naturaleza de las impurezas presentes en el agua.

Así tenemos por ejemplo:

Para aguas superficiales:

Agua con 50 coli/100 c.c., sin turbiedad:

Sólo necesitará desinfección.

Agua con 50 coli/100 c.c. con olores, turbiedad.

Se deberán seguir los pasos siguientes:

Aereación, coagulación, sedimentación, filtración rápida, ---
postcloración.

Agua con 5000 a 20 000 coli/100 c.c., olores y turbiedad.

Se deberán seguir los pasos siguientes:

Precloración, aereación, coagulación, sedimentación, filtra---

ción rápida, postoloración.

En dado caso que se tenga que remover dureza, se instalarán
pósitos para añadir reactivos (ablandamiento químico) o instalaciones
ra zeolitas (ablandamiento por intercambio iónico).

PARTE SEGUNDA

CAPITULO II

GENERALIDADES.

Una planta potabilizadora puede considerarse como una instalación industrial en la que la materia prima es el agua natural y el producto elaborado es el agua tratada.

Como cualquier otra industria deben hacerse los estudios de campo, gabinete y laboratorio para lograr el mayor aprovechamiento posible y la inversión inicial y un funcionamiento eficiente al menor costo posible. En su proyecto debe tenerse en cuenta que la operación está limitada por las características de los procesos, estructuras y equipos que se elijan.

Como he dicho en párrafos anteriores el proyecto de la planta constará de los siguientes procesos físicos, químicos y biológicos.

Aereación para el intercambio de gases entre el agua y la atmósfera.

Mezclado Rápido para dispersar los reactivos en forma uniforme en el agua.

Floculación para lograr la formación y crecimiento de los flocos o coágulos.

Sedimentación para remover la materia en suspensión y en parte la materia en solución.

Filtración Rápida para retener las partículas no sedimentadas y del coagulante parcialmente floculado. El lecho filtrante requiere lavarse, con agua previamente filtrada para expulsar la materia retenida.

Desinfección para matar los organismos patógenos mediante un agente químico o físico.

Cámara de contacto para permitir el contacto prolongado del -
agente desinfectante y que sea efectivo.

Tocaré también los procesos siguientes ya fuera del proyecto-
en sí:

Filtración lenta y ablandamiento: químico o con zeolitas, así
como fluorización, desfluorización y iodización siendo éstas muy impor-
tantes para alcanzar la mejor potabilización posible

AEREAACION

En vista de que un agua natural superficial casi siempre trae en solución gases, materia disuelta, sales, olores, etc., es necesario hacer un pretratamiento consistente en aerear dicha agua; con lo que se consigue un intercambio de gases y substancias volátiles entre el agua y la atmósfera.

Por lo tanto los aereadores tienen como función:

a) Expulsar olores debidos a:

- 1.- Aceites esenciales de las algas y otros organismos vivos.
- 2.- Descomposición de la materia orgánica.
- 3.- Hidrógeno sulfurado.
- 4.- Cloro utilizado en la desinfección del agua, cuando ha habido vertido de aguas residuales.
- 5.- Fierro y manganeso.

b) Expulsión de gases disueltos.

- 1.- Bióxido de carbono del agua.
- 2.- Hidrógeno sulfurado.
- 3.- Cloro usado en exceso en desinfección.
- 4.- Anhídrido sulfuroso.

c) Cambiar el pH por la expulsión de CO_2

d) La adición de gases.

- 1.- Oxígeno en la oxidación de fierro y manganeso .

Existen otros procesos para eliminar los gases del agua que no son propiamente de aereación:

a) Expulsión del aire por succión para el control de la corrosión en el agua debida al oxígeno. Simultaneamente se remueve el CO_2 .

b) Absorción de gases.

- 1.- CO₂ después del tratamiento con exceso de cal en el agua (recarbonatación).
- 2.- Ozono y cloro para desinfección.
- 3.- SO₂ para remover el cloro del agua.
- 4.- Remoción de gases con carbón activado u otros compuestos adsorbentes.

TIPOS DE AERADORES.

a) Aeradores por inyección para formar burbujas en el agua.

- 1.- Por tubos perforados.
- 2.- Placas porosas difusoras.
- 3.- Bombas de aire.
- 4.- Agitación mecánica. Se agita el agua y se inyecta aire.

b) Aeradores por gravedad.

- 1.- Planos inclinados y cascadas.
- 2.- Artesas perforadas con o sin medio de contacto de coque, piedra o grava.
- 3.- Aerador de Dispersión.

c) Aeradores por presión.

- 1.- De fuente: con orificios en las tuberías.
con chiflones en las tuberías.

HIDRAULICA DE LOS AERADORES DE FUENTE.

a) Orificios y chiflones.

Fórmulas de orificios de pared delgada:

$$v = C_v \sqrt{2gh}$$

v = Velocidad de la vena contraída

h = Carga de presión al centro del orificio

C_v = Coeficiente de velocidad

$$A = C_c A_o$$

A = Area de la vena contraída.

A_o = Area del orificio.

C_c = Coeficiente de contracción de la vena.

$$Q = Av = C_c A_o \times C_v \sqrt{2gh} = C A_o \sqrt{2gh} \quad C = C_c C_v$$

b) Tuberías con orificios o chiflones.

Si la pérdida de carga en una tubería sin extracciones es =

$h = f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}$, para la misma tubería con extracción del mismo caudal por orificios, la pérdida de carga por fricción es =

$h = \frac{1}{3} f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}$ si el número de orificios o chiflones es gran de.

c) Pérdida de carga total.

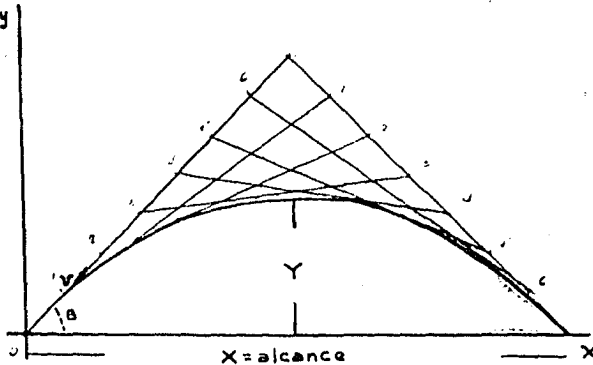
Se deben tomar en cuenta las pérdidas siguientes:

- 1.- Por orificios o chiflones.
- 2.- Por tuberías con orificios.
- 3.- Por tuberías, válvulas y piezas especiales.
- 4.- Por entradas, salidas, etc.

Debiendo tener: $\frac{hf}{h} \leq 0.05$

TIEMPO DE EXPOSICION A LA ATMOSFERA.

Si y es la velocidad de salida del chorro y B el ángulo de salida



$$(1) v_x = v \cos B$$

$$(3) x = v \cos Bt$$

$$(2) v_y = v \sin B - gt$$

$$(4) y = v \sin Bt - \frac{gt^2}{2}$$

En el punto más alto: $v_y = 0$; $y = Y$

$$(2) t = \frac{v \sin B}{g}, \text{ para un chiflón: } v = C_v \sqrt{2gh}$$

$$t = C_v \sqrt{2gh} \frac{\sin B}{g}; \quad t = C_v \frac{\sqrt{2h}}{\sqrt{g}} \sin B, \quad h = \frac{1}{2} \frac{gt^2}{C_v^2 \sin^2 B}$$

conociéndose también: $Y = v \sin Bt - \frac{gt^2}{2}$

Si t de subida es igual a t de bajada tendremos:

Tiempo de retención $T = 2t$

$$X = v \cos B T$$

INTERCAMBIO DE GASES.

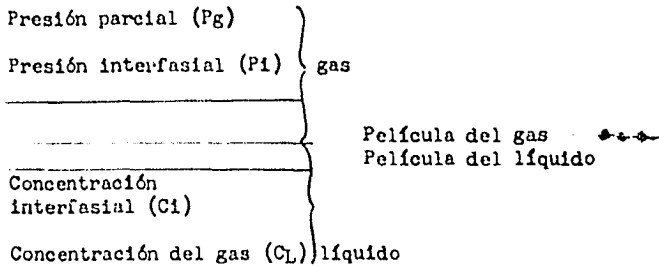
En Física Química se llama "fase" al estado que guarda una -- substancia. Se puede tener la fase sólida, líquida o gaseosa, o la co-- existencia de dos o tres de las fases.

Quando tenemos un gas y un líquido, en la superficie de con-- tacto o superficie inter-fasial, se presentan dos películas, una de gas y otra de líquido, y ambas tienen la característica de ser estaciona--- rias y subsisten en cualquiera de las condiciones que tengan la fase ga seosa o la fase líquida.

El espesor de estas películas es proporcional a la relación - entre la viscosidad y la densidad para cada una de las fases. Las peli-- culas interfaciales gobiernan el intercambio de los gases de una fase a otra; los gases pasan a través de las películas por difusión.

En la ley de Henry que trataré más adelante se supone que el - intercambio de gases es función únicamente de la presión parcial del -- gas y de la concentración de éste en el líquido. Esquemáticamente vamos

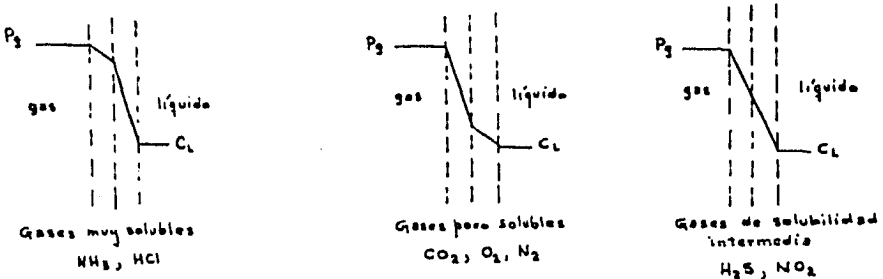
a ver que cambios sufren la presión parcial y la concentración por efecto de las películas interfasiales.



La cantidad de gas que pasa por unidad de área, por unidad de tiempo, es: $\frac{dW}{dt} = K_g (P_g - P_i) = K_L (C_i - C_L)$

en donde: K_g y K_L son los coeficientes de difusión de las películas del gas y líquido respectivamente.

La difusión de un gas a través de las películas interfasiales tomará un gradiente determinado para cada gas.



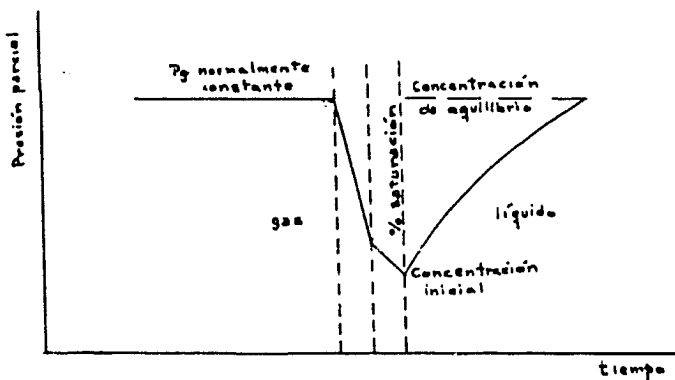
Cuando se trate de gases muy solubles, el gradiente en la película del líquido es muy fuerte, por lo cual debe agitarse el gas para aumentar el intercambio de gases, ya que así se reduce el espesor de la película de gas.

En los gases poco solubles, el gradiente en la película de gas es fuerte y muy débil en la película, del líquido.

Para aumentar el intercambio debe agitarse el líquido.

Existen gases de solubilidad intermedia, en los cuales los gradientes son de tal magnitud que permiten un intercambio igual en las películas de gas y del líquido.

Gráficamente puede representarse el fenómeno de aereación:



LEY DE HENRY.

Se establece que la solubilidad de un gas en un líquido es proporcional a la presión parcial del gas sobre el líquido; siempre y cuando se trate de gases que no reaccionen con el líquido o que si reaccionan, que sean poco solubles. La expresión de esta ley es: $S = H P_g$ en donde: S = Solubilidad del gas.

P_g = Presión parcial del gas sobre el líquido.

H = Constante que depende del gas y de la temperatura del líquido.

Su valor decrece con un aumento de temperatura del líquido y llega a ser nulo a la temperatura de ebullición del líquido.

La solubilidad de un gas se mide como sigue:

- a) En unidades de volumen del gas en condiciones normales de saturación por unidades de volumen.
- b) Como unidades de peso del gas en unidades de volumen del líquido.

Cuando se utilizan las primeras unidades, la fórmula de Henry-se resuelve con los coeficientes de Bunsen, y se convierte en:

$$S = B \frac{P_g}{760} = B \frac{K}{100} \frac{P}{760} \frac{P_v}{760}$$

B = Coeficiente de Bunsen

S = Solubilidad del gas a 0° C y 760 mm de presión ($\frac{lt}{lt}$ ó $\frac{ml}{ml}$)

P = Presión del gas (mm de Hg) sobre el líquido.

P_v = Presión de vapor del líquido.

K = % del gas en la atmósfera sobre el líquido, de acuerdo con el análisis seco de la atmósfera.

Daré algunos coeficientes de absorción de Bunsen para gases en agua (Cuando P_g = 760 mm)

	Temperatura ° C		
	0	20	40
Oxígeno	1.4292	0.03837	0.02665
Dióxido de carbono	1.9768	0.8780	0.5300
Cloro	3.1674	3.0950	1.7690

Ejemplo:

Qué cantidad de CO₂ se disuelve del aire en el agua a 20° C

K = 0.03%, de la tabla: B = 0.878, para 20° C: P_v = 17.5 mm

P = 700 mm

$$S = 0.878 \frac{0.03}{100} \frac{700 - 17.5}{760} = 0.000223 \frac{lbs \text{ gas}}{lbs \text{ gas}}$$

Como el peso molecular del CO_2 es 44 grs , y una mole ocupa -
 $22.4 \text{ l} \therefore \text{ppm } \text{CO}_2 = 0.000222 \times \frac{44 \text{ grs}}{22.4 \text{ lt}} \times 1000 = 0.45 \text{ ppm}$

Se utiliza la constante q cuando la solubilidad está dada en -
miligramos del gas disuelto por litro de agua a una temperatura dada y -
la presión del gas más la presión de vapor es de 760 mm.

Valores de q :

Temp. ° C	O ₂	CO ₂	Cl ₂
0	69.95	3347	14 600
20	43.90	1689	7 291
40	30.95	974	4 589

$$S = q \frac{K}{100} \frac{P - P_v}{760 - P_v} = 1689 \frac{0.03}{100} \frac{700 - 17.5}{760 - 17.5} = 0.44$$

S = mg gas por litro

SATURACION.

Una solución está saturada de gas, si contiene precisamente la cantidad de gas que le corresponde a su presión parcial y a su temperatura.

Solución sobresaturada es aquella que contiene una mayor cantidad de gas que la que le corresponde de acuerdo con su presión parcial y temperatura.

Solución no saturada es aquella que contiene menor cantidad de gas del que le corresponde, de acuerdo con su presión parcial y temperatura.

Las sustancias en solución tienden a desalojarse de los puntos de alta concentración a los de baja concentración.

A este fenómeno que se verifica en líquidos en reposo, se le llama difusión, y si transcurre suficiente tiempo, se iguala la concen-

tracción en toda la masa del líquido; esto ocurre debido al movimiento de que están animadas las moléculas.

TEORIA DE LA AEREACION.

Cuando en el agua existen gases en solución y entra en contacto con una atmósfera que no corresponda a su condición de equilibrio, - el agua absorberá o expulsará gases a la atmósfera.

Todos los estudios que se han hecho hasta ahora, corresponden a absorción de gases en líquidos y muy poco se conoce de la emisión de gases del líquido a la atmósfera. Sin embargo, los resultados obtenidos para la absorción se han generalizado para la expulsión.

ABSORCION DE GASES.

Si la concentración de un gas en el agua al entrar en contacto con la atmósfera es C_0 y C_s la concentración de saturación con la atmósfera y C_t la concentración después de un tiempo t después de iniciación del proceso, se puede establecer lo siguiente: la intensidad de absorción en cualquier tiempo será: $\frac{dc}{dt}$, e igual a:

$$\frac{dc}{dt} = K' \frac{A}{V} (C_s - C_t)$$

en donde K' es una constante de absorción en la que se incluye el efecto de las películas de gas y del líquido; A es el área expuesta y V el volumen de líquido.

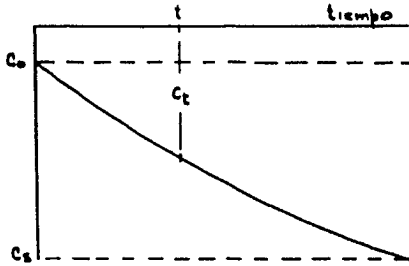
Desarrollando esta ecuación diferencial, obtenemos lo siguiente:

$$\frac{dc}{C_s - C_t} = K' \frac{A}{V} dt; \quad \int_0^t \frac{dc}{C_s - C_t} = K' \frac{A}{V} \int_0^t dt$$

$$\text{Log}_e \frac{C_s - C_0}{C_s - C_t} = K' \frac{A}{V} t \quad \text{ó} \quad \text{Log}_{10} \frac{C_s - C_0}{C_s - C_t} = K \frac{A}{V} t$$

se ve que $\frac{A}{V} = \frac{1}{\text{profundidad}}$ (en tanque)

Esto quiere decir que la absorción es inversamente proporcional a la profundidad.

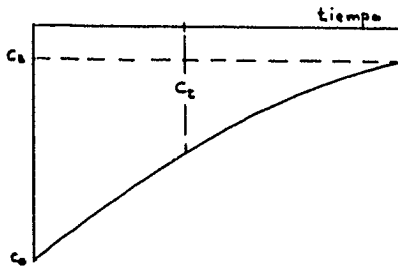


C_t es siempre menor que C_s y se aproxima a este último valor a medida que aumenta el tiempo.

EXPULSION DE GASES.

Considerando las mismas literales del caso anterior con el mismo significado, se puede llegar mediante un desarrollo semejante a establecer la siguiente fórmula:

$$\text{Log}_{10} \frac{C_0 - C_s}{C_s - C_t} = K \frac{A}{V} t$$



C_t es mayor que C_s, y decrece al aumentar el tiempo.

En las dos fórmulas, se tiene que la absorción o la expulsión será mayor para un volumen dado de líquido, a mayor área. Por esta razón se usan aspersores que reducen el líquido a gotas pequeñas que tienen una gran superficie o se hace pasar el gas en pequeñas burbujas en el líquido.

Para que estas fórmulas sean aplicables, se requiere que el agua no esté en reposo, porque entonces se aplicará la fórmula de difusión. Son aplicables cuando existen corrientes de convección o agitación en el agua. Se hace notar que aunque no aparece en las fórmulas la temperatura del líquido, que tiene una influencia muy grande en la solubilidad del gas, implícitamente está considerada en el valor de Cs.

Valores de K para las fórmulas de aereación.

	<u>Gas</u>	<u>K'</u>	<u>K</u>	<u>Espesor de la película del líquido.</u>
Agua tranquila	O ₂ , N ₂	0.4	0.17	0.17 cm
Agua agitada 60 rpm.	O ₂	3.3	1.4	0.02
Burbujas pequeñas	CO ₂	80.0	34.8	0.0008
Gotas en caída	CO ₂	260.0	113.0	0.00026

Se debe tener: t en horas, A en cm², V en cm³, C = mg/litro

CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LA AEREACION.

Debemos conocer qué limitaciones tiene este proceso en cuanto a los compuestos que económicamente pueden expulsarse del agua, a fin de tener un efluente satisfactorio para el consumo público, o para el tratamiento subsecuente.

Con el conocimiento de la composición de una sustancia disuelta en el agua y su solubilidad, no se tiene la información suficiente para determinar si por medio de la aereación se puede mejorar la calidad del agua.

Experimentalmente se ha encontrado que:

La aereación a la temperatura de ebullición del agua será prácticamente inefectiva si la sustancia que se trata de expulsar tie-

ne una temperatura de ebullición mayor que la del agua. La tendencia de los gases para escapar del agua, aumenta cuando disminuye la temperatura de ebullición del compuesto.

En los aereadores de las plantas potabilizadoras, normalmente la temperatura no sobrepasará de 25° C, por lo que muy probablemente la aereación no sea efectiva para compuestos que tengan un punto de ebullición mayor de 0° C.

Lo expuesto anteriormente se refiere exclusivamente a la expulsión de gases del agua, y con lo cual se puede establecer un criterio práctico en relación con los problemas de aereación. Se hace necesaria la experimentación para conocer la efectividad de la aereación cuando se trata de compuestos que tengan un punto de ebullición mayor de 0° C, antes de recomendar este procedimiento de tratamiento, así como cuando se trate de compuestos no experimentados.

Se ha afirmado que la solubilidad del gas influye también en la intensidad de expulsión de los gases del agua. Cuando se tienen compuestos poco solubles, la expulsión es más rápida que cuando éstos son muy solubles.

<u>Compuesto</u>	<u>Fórmula</u>	Punto	Solubilidad		
		ebullición	ppm		
		0° C	0° C	20° C	
Oxígeno	O ₂	- 183	69	43	
Metano	CH ₄	- 165	ligeramente soluble		
Bióxido de carbono	CO ₂	- 80	3 346	1 688	
Hidrógeno sulfurado	H ₂ S	- 60	7 066	3 846	
Anhidrido sulfuroso	SO ₂	- 10	228 300	112 800	
Butano	CH ₃ (CH ₂) CH ₃	1	muy insoluble		
Sulfuro de carbono	C ₂ S	33		2 200	

MEZCLADO Y FLOCULACION

Generalidades.

En la potabilización del agua se requieren cuatro pasos que están íntimamente ligados y que son: mezclado, floculación, sedimentación y filtración. Para apreciar más claramente la finalidad que se persigue en estos procesos y la influencia que tiene cada uno en el siguiente, es necesario considerarlos en conjunto para su estudio.

<u>Proceso</u>	<u>Objetivo y fenómenos que ocurren.</u>
Mezclado	Distribución uniforme del coagulante en el agua. Se verifican parcialmente las reacciones químicas.
Floculación	Formación de flóculos. Se terminan las reacciones químicas y se efectúan las reacciones de coagulación dando lugar a la formación de flóculos.
Sedimentación	Precipitación de los flóculos y partículas gruesas. La materia en suspensión, en estado coloidal y algunas en solución del agua, se reducen por adsorción del flóculo.
Filtración	Remoción de la materia no sedimentada. Se depositan en los lechos de arena el coagulante no floculado, la materia en suspensión y en estado coloidal.

De la eficiencia de cada uno de estos procesos, dependerá la calidad del agua filtrada, pero si el primero o segundo, o ambos son deficientes, el resto del tratamiento también lo será.

El mezclado y floculación tienen en común que sus resultados se obtienen mediante la agitación del agua, en el mezclado la agitación es rápida, y en la floculación la agitación es lenta.

Desde que el agua entra al mezclador y hasta que sale del floculador, ocurren los siguientes fenómenos:

- 1.- El coagulante se distribuye en el agua mediante una agitación rápida.
- 2.- Se producen las reacciones del coagulante con los elementos alcalinos, dando como resultado los hidróxidos metálicos.
- 3.- Los hidróxidos quedan en solución coloidal y son neutralizados eléctricamente por los iones negativos del agua, teniendo lugar la coagulación, con lo que se origina el flóculo.
- 4.- Por la agitación lenta del agua los flóculos se agrupan ad sorbiendo las impurezas del agua y crecen paulatinamente hasta salir del floculador.

Con esto queda terminado el proceso y pasa el agua al tanque de sedimentación, en su trayecto al tanque el flóculo no debe romperse o desintegrarse.

Las estructuras de los mezcladores y floculadores son en algunos casos semejantes, las diferencias son de velocidad y tiempo de retención.

La velocidad del agua en el mezclador debe permitir la dispersión del coagulante e impedir que se forme el flóculo.

La velocidad del agua en el floculador debe permitir el contacto del núcleo del flóculo con la materia en suspensión y evitar que formado éste se sedimente o se rompa.

Mezclado.

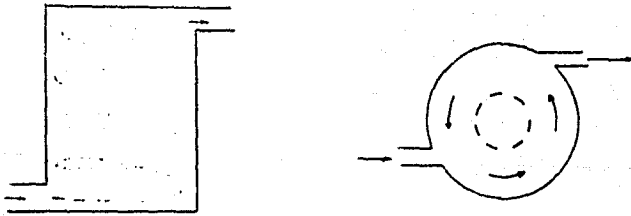
Para obtener la mezcla y dispersión uniforme de coagulante u otra sustancia se utilizan los siguientes procedimientos:

a) Corrientes rápidas turbulentas.

- 1.- En bombas centrífugas o de desplazamiento, se aplica el

coagulante en la succión. Se obtiene un mezclado y dispersión efectivo. Tiene el inconveniente de corroer las bombas ordinarias. No se pierde carga.

- 2.- En las tuberías de entrada a la planta con velocidades mayores de 1.50 m. y tiempos de contacto de 1 a 3 minutos. Si se utilizan tuberías de materiales adecuados no se tendrá corrosión. La pérdida de carga es relativamente pequeña.
- 3.- En un resalto de un vertedor. Da resultados dudosos. Se pierde de 0.45 a 0.60 m. de carga, se requieren velocidades de 2.5 a 3 m.
- 4.- Corrientes con trayectorias helicoidales.



Tienen el inconveniente de que pueden presentarse corrientes en corta trayectoria.

- 5.- Cámaras con pantallas de escurrimiento horizontal o vertical.

Valores comunes a las dos cámaras:

Velocidad: 0.5 a 1.00 $\frac{m}{seg}$
Tiempo de retención: 1.5 a 2.5 min.

Cámara de escurrimiento vertical

Ancho canal (a) Depende del tipo de pantallas.

Profundidad = 2.00 m.

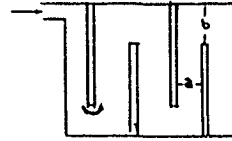
Abertura $b = 1.5 a$

Cámara de escurrimiento horizontal.

Ancho canal (a) Depende del tipo de pantallas.

Abertura $b = 1.5 a \leq 0.60$ m.

Profundidad 1.80 m.



Separación de las pantallas

Láminas removibles livianas 0.10 - 0.30 m.

Losas removibles precoladas pesadas 0.30 - 0.60 m.

Losas coladas en el lugar 0.60 - 1.00 m.

Inconvenientes: Se puede tener alta pérdida de carga.

b) Por paletas giratorias de eje vertical u horizontal.

Velocidades iguales o mayores de 10 r.p.m. Velocidad tangencial en el extremo de la paleta: 0.70 a 0.90 m/seg. No produce pérdida de carga.

Tiempo de retención 1 a 5 minutos, medios: 1.5 a 2.5 minutos.

$$\text{Potencia: } P = 24 \text{ CSN}^3 \text{ D}^{1.1} \text{ L}^3 \text{ A}^{0.3} \text{ H}^{0.6}$$

P = Potencia HP (métrico)

C = Constante

S = Peso específico del líquido en kg/m^3

N = Revoluciones por segundo

D = Diámetro del tanque en (m)

L = Longitud paleta en metros

A = Ancho de paletas en metros

H = Profundidad del líquido en metros.

$$C = f \left(\frac{\rho^2 N^2}{u} \right) \quad \begin{array}{l} u = \text{viscosidad} \\ \rho = \text{densidad} \end{array}$$

Fórmula válida para $H = 1.5 D$

Se puede usar también:

$$HP = \frac{1}{10} (1\ 000\ 000 \text{ litros tratados/día})$$

El área de las paletas es del 10 al 25% del área de la sección vertical diametral de la cámara.

c) Agitación por aereación por difusión.

Se requiere 0.15 m³/min. de aire por m². Se usan tuberías en parrilla con una separación de 7.5 a 15 cm. y orificios de 1/16" de diámetro.

La profundidad del agua es de 2 a 3.50 m.

Tiempo de retención: 1 a 3 minutos.

No se pierde carga.

Floculación.

Para obtener la formación y el crecimiento de coágulo se utilizan los siguientes procedimientos:

a) Corrientes lentas.

1.- Corriente con trayectoria helicoidal.

Velocidades de entrada y salida: son de 0.10 a 0.6 metros/seg. con medios de 0.15 a 0.30 metros/seg.

Tiempo de retención: 15 a 45 minutos.

2.- Cámaras con pantallas de escurrimiento vertical y horizontal.

Valores comunes a ambas cámaras.

Velocidad: 0.2 a 0.40 m/seg.

En aguas muy turbias 0.6 m/seg.

En aguas poco turbias 0.3 m/seg.

Tiempo de retención de 15 a 45 minutos, como máximo: - 90 minutos.

Cámara de escurrimiento vertical.

Ancho canal (a) Depende del tipo de pantallas.

Profundidad 2.00 metros.

Abertura b = 1.5 a

Cámara de escurrimiento horizontal.

Ancho canal (a) Depende del tipo de pantallas.

Profundidad 1.80 metros.

Abertura b = 1.5 a \leq 0.60 m.

Separación de las pantallas.

Láminas removibles livianas 0.30 m.

Losas removibles precoladas pesadas 0.60 m.

Colados de concreto en el lugar 0.60 m.

b) Por paletas giratorias.

Velocidad de 1 a 8 r.p.m. Velocidad tangencial en el extremo de la paleta 0.25 a 0.50 m/seg.

Area de paletas en flocladores de eje horizontal 10% de la sección recta, en flocladores verticales área de 10 a 25%.

Tiempo de retención: 15 a 45 minutos.

La velocidad que las paletas le imparten al agua es aproximadamente de las dos terceras partes de la velocidad periférica.

c) Agitación por aereación por difusión.

Tiempo de retención 15 a 45 minutos. Velocidad horizontal - de 0.15 a 0.30 m/seg. Flujo de aire probablemente menor de 0.15 m³/min.

HIDRAULICA DE LOS MEZCLADORES Y FLOCLADORES DE ESCURRIMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL.

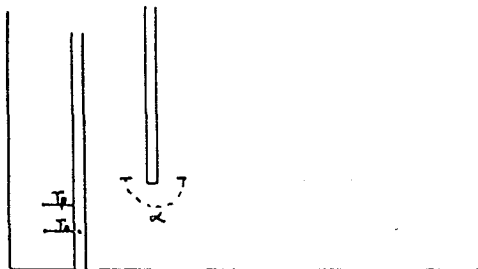
$$\text{Pérdida de carga: } H = K \frac{v^2}{2g} N$$

$$K = \left[0.12 + 3.10 \left(\frac{rp}{ra} \right)^{3.5} \right] \frac{\alpha}{180^\circ} \quad N = \text{No. de chicanas.}$$

α = Angulo del cambio de dirección.

$$rp = \frac{\text{ancho}}{2}$$

$$ra = \frac{\text{ancho} + \text{espesor}}{2}$$



OBJETO DE LA COAGULACION.

El objeto de la coagulación es promover la formación de compuestos insolubles y sedimentables para removerlos en el tanque de sedimentación, y permitir que las impurezas del agua puedan detenerse en los filtros rápidos de arena.

La coagulación permite lo siguiente:

- 1.- Remover los coloides, el color del agua, la materia orgánica y los compuestos oxidados de Fe y Mn (por la aereación), así como los coloides precipitables de Ca CO_3 .
- 2.- Remover la materia en suspensión: turbiedad, bacterias y organismos microscópicos.
- 3.- Remover algunas substancias disueltas por adsorción.

En todos los casos antes citados, se forman grumos de estructura gelatinosa que son los flóculos; los grumos grandes se precipitan en los tanques de sedimentación y los pequeños se depositan en la parte

superior de los lechos de arena de los filtros.

COAGULANTES USADOS.

Podemos decir que en general son coagulantes las sales de metales que producen hidróxidos (hidratos) gelatinosos y muy insolubles en el agua.

Prácticamente son:

Nombre	Fórmula
Sulfato de Aluminio	$Al_2 (SO_4)_3 \cdot 18 H_2 O$
Aluminato de sodio.	$Na Al O_2$
Sulfato ferroso	$Fe SO_4 \cdot 7 H_2 O$
Sulfato férrico	$Fe_2 (SO_4)_3$
Cloruro férrico.	$Fe Cl_3 \cdot 6 H_2 O$

Se requieren también algunas veces, si la basicidad del agua es deficiente, sustancias básicas como las siguientes:

Carbono de Sodio	$Na_2 CO_3$ (sodio ash)
Cal	Ca O
Sosa cáustica	Na OH

Las reacciones de los coagulantes son muy complejas por lo que no trataré de ellas.

PROPIEDADES SIGNIFICATIVAS DE LOS COAGULANTES.

Para que sean efectivos los coagulantes, deberán reunir las siguientes propiedades:

- 1.- Reaccionar con los alcalinizantes para dar un precipitado-floculento que arrastre las impurezas.
- 2.- El flóculo debe tener una gran área para adsorber sustancias disueltas y coloides.
- 3.- Debe hidrolizarse en el agua, dando iones H^+
- 4.- Debe dar iones positivos trivalentes que son efectivos pa-

ra coagular coloides negativos.

Las propiedades 1 y 2 son de mayor importancia relativa para remover la turbiedad del agua. Tienen su pH óptimo en 7.0 o un valor -- muy cercano.

Las propiedades 4, son de mayor importancia en la remoción de color y materia orgánica. Su pH óptimo está comprendido entre 5.0 y 6.0

REQUISITOS QUE DEBEN REUNIRSE PARA
UNA BUENA COAGULACION.

- 1.- Ajustar el agua al pH adecuado. Cada agua tiene un pH óptimo.
- 2.- Utilizar el mínimo de coagulante posible.
- 3.- Tener iones negativos.
- 4.- Dar el tiempo necesario para obtener un flóculo bien formado.
- 5.- Mezclado rápido para distribuir bien el coagulante y agitación lenta para producir la floculación.
- 6.- Permitir un contacto prolongado del agua con el coagulante.

Se considera un flóculo bien formado cuando se adquiere inicialmente el tamaño de la cabeza de un alfiler.

ELECCION DE UN COAGULANTE.

- I.- Estudios preliminares.

La elección de un coagulante para una planta potabilizadora debe ser objeto de un estudio preliminar en el que se considere lo siguiente:

- 1.- Calidad requerida en el agua tratada.
- 2.- Estudio del valor relativo de estos análisis en los siguientes aspectos:
 - a) Número de análisis disponibles.

- b) Epocas del año que cubre (en las corrientes superficiales, en las épocas de lluvia aumenta la turbiedad y disminuye la alcalinidad)
- c) Divergencia de la composición física y química del agua en las distintas épocas del año.

- 4.- Estudios de los distintos coagulantes que pudieran adoptarse, de acuerdo con los análisis disponibles.
- 5.- Determinación aproximada de la dosificación y costo de la aplicación de los coagulantes.
- 6.- Facilidades necesarias para el almacenamiento de los coagulantes y su dosificación en la planta.

El valor relativo de los análisis será el índice del valor que pueda tener este estudio preliminar.

Si son unos cuantos análisis de los que se dispone y éstos no están cronológicamente ordenados, la posibilidad de hacer una elección acertada del coagulante es problemática.

Esta deficiencia sin duda se presenta con frecuencia y será prudente iniciar los análisis, pruebas de coagulación, sistemáticamente al empezar a hacer los estudios de campo y continuarlos durante el tiempo que dure la elaboración del proyecto para establecer una conclusión sobre el coagulante que deberá usarse al iniciarse la operación de la planta.

La importancia que reviste este asunto, puede juzgarse por lo siguiente:

- 1.- Los equipos de dosificación pueden tener características que los permitan trabajar con dos o más clases de coagulantes, pero no forzosamente sirven para todos.
- 2.- Los equipos de mezclado y floculación tendrán una mayor o

menor eficacia, de acuerdo con la clase de coagulantes para que se hayan proyectado.

- 3.- El operador responsable de la planta no podrá normalmente alterar las instalaciones de la planta para mejorar la -- eficiencia de la coagulación.
- 4.- El consumo de coagulantes representa una erogación constante, por lo que debe tenerse la planta trabajando al máximo de rendimiento en la coagulación.
- 5.- El espacio y las facilidades necesarias para almacenar los coagulantes dependerán de cual se elija.

II.- Estudios definitivos.

De los resultados obtenidos en los estudios preliminares se deberá encauzar el trabajo de laboratorio haciendo pruebas de coagulación. Con los resultados obtenidos en las pruebas de coagulación definitivas, podrá elegirse el coagulante que deba reunir las siguientes características:

- 1.- Costo unitario mínimo para la remoción de color y turbiedad del agua.
- 2.- Velocidad máxima posible de coagulación.
- 3.- Residuo mínimo posible del coagulante en el agua filtrada.

CARACTERISTICAS DE ALGUNOS COAGULANTES EMPLEADOS.

Nombre químico	Sulfato de aluminio	Sulfato férrico
Nombre comercial	" " "	" " anhidro
Fórmula química	$Al_2 (SO_4)_3 \cdot 18 H_2 O$	$Fe_2 (SO_4)_3$
Peso (Kg/m ³)	1210	1130
Fabricación	Digestión de Bauxita con ácido sulfúrico	Acción de Ac.sulfúrico en $Fe_2 O_3$.

Apariencia	Color marfil.- Terroso, granular o polvo.	Granos blanco grisosos.
Envasado	Bolsas 100 lb.-Barriles 200 y 400 lb. suelto	Bolsas de 175 lb. Barriles 360 lb y a granel.
Propiedades que causan dificultades.	Polvoso	Mancha
Concentraciones de envase	16-23%, medio 17% Al ₂ O ₃ : 50%	25% Fe
Concentraciones de empleo en solución.	0.25 a 5% en peso	50%
Propiedades de las soluciones.	Acidas y corrosivas.	Acidas y corrosivas
Manejo en la planta antes de alimentarse.	cualquiera	cualquiera
Espacio de almacenamiento requerido.	1 m ³ /Ton.	0.9 m ³ /Ton. en bolsas ó a granel.
Materiales del almacén.	Concreto, acero, madera, plomo.	Concreto acero o madera
Medida y alimentación	Seco o en solución.	Seco o en solución con equipo especial.
Materiales adecuados para el manejo de las soluciones.	Plomo, hule, bronce y fierro fundido.	Hule, acero inoxidable y plomo.

SEDIMENTACION

GENERALIDADES.

El objeto de la sedimentación es precipitar la materia en suspensión y los flocúlos formados con los coagulantes a fin de que el --- agua pase con el mínimo de turbiedad posible a los filtros y estos se - puedan operar a su máxima intensidad.

Los factores que influyen en la sedimentación, los enumeran - en el manual de la A.W.W.A., como sigue:

- 1.- Número de tanques.
- 2.- Longitud.
- 3.- Ancho.
- 4.- Profundidad efectiva.
- 5.- Velocidad de escurrimiento.
- 6.- Período de retención.
- 7.- Volumen de lodos.
- 8.- Método de remoción de lodos.
- 9.- Disposición de entrada.
- 10.- Disposición intermedia.
- 11.- Disposición de salida.
- 12.- Cubierta, si la hay.
- 13.- Tamaño de la partícula sedimentable.
- 14.- Densidad de la partícula.
- 15.- Tendencia a coagularse.
- 16.- Viscosidad del agua.
- 17.- Concentración de partículas.
- 18.- Efectos eléctricos.
- 19.- Actividades biológicas.
- 20.- Métodos de operación.

Establecer fórmulas tomando en cuenta todos estos factores, es sencillamente imposible. Existen varios estudios hechos por autoridades de renombre internacional, pero solo han llenado el propósito de establecer determinados parámetros que son una guía para el buen proyecto de los tanques de sedimentación.

Es indispensable sin embargo, estudiar algunos de los fenómenos aisladamente, a pesar de que están afectados por otros factores. Este estudio de los fenómenos aislados no puede indicar cuales son las limitaciones que se imponen a la eficiencia teórica de la sedimentación.

En el agua tenemos materia gruesa en suspensión, coloides y soluciones. La sedimentación simple permite remover la materia gruesa en suspensión. Con la ayuda de los coagulantes, se puede remover parte de los coloides, de la materia fina en suspensión y parte de la materia más pequeña en solución.

TAMAÑO DE LAS PARTICULAS CONTENIDAS EN EL AGUA.

Arena gruesa a fina	1 000 a 100	micras
Limo grueso a fino.	100 a 10	micras
Bacterias.	1 a 5	micras
Arcilla gruesa		1 micras
Arcilla fina		0.1 micras
Coloides	1 a 0.01	micras

Con relación a la sedimentación de las partículas se pueden señalar los siguientes factores que afectan la tendencia a sedimentarse:

Densidad de las partículas y del agua.

Viscosidad del agua

SEDIMENTACION DE PARTICULAS.

Fórmula de Newton.

La ecuación general para la velocidad de sedimentación de una -

esfera en un fluido, se obtiene igualando el valor de Newton para la resistencia o fricción, con el peso de la esfera en el fluido (condición- de equilibrio dinámico, cayendo la partícula con velocidad uniforme).

Valor de Newton para la resistencia o fricción de partículas-
esféricas en un fluido:

$$C \frac{\pi d^2}{4} e \frac{v^2}{2g}$$

C = Coeficiente de resistencia.

d = Diámetro de la partícula

v = Velocidad

g = Aceleración de la gravedad.

e = Densidad del fluido.

El peso de una esfera de densidad e_s , en un fluido de densi-
dad e es: $\frac{\pi d^3}{6} (e_s - e)$

Igualando:

$$C \frac{\pi d^2}{4} e \frac{v^2}{2g} = \frac{\pi d^3}{6} (e_s - e)$$

De donde:

$$v = \sqrt{\frac{4}{3} \frac{g}{C} \frac{e_s - e}{e} d}$$

FORMULA DE STOKES.

Los estudios más conocidos al respecto, corresponden a Stokes, que supone para partículas pequeñas (no mayores de 0.1 mm. según Hazen- o 0.085 mm. según otros investigadores, para 20° C. y $e_s = 2.65$) una ve-
locidad de caída constante.

Experimentalmente se ha encontrado que la fuerza de fricción- que se opone al movimiento de las partículas en un fluido, es proporcio-
nal a su velocidad. Por análisis hidrodinámico, Stokes mostró que una -
partícula esférica moviéndose en un medio fluido viscoso de extensión -

infinita, origina una fuerza de fricción dada por:

$$F = 3 \pi \cdot u \cdot d \cdot v$$

d = Diámetro de la partícula.

v = Velocidad.

u = Viscosidad del fluido.

Cuando la velocidad de una partícula en caída es constante, esta fuerza debe ser exactamente balanceada por la fuerza de gravedad.

De donde:

$$3 \pi \cdot u \cdot d \cdot v = \frac{\pi d^3}{6} (\rho_s - \rho)$$

$$v = \frac{1}{18} \frac{\rho_s - \rho}{u} g d^2$$

Si d decrece, la velocidad decrece rápidamente y la velocidad de sedimentación de partículas pequeñas se vuelve infinitesimal aunque - no 0.

O sea que una partícula aislada siempre podrá sedimentarse, -- sin embargo, a medida que disminuye el tamaño, interviene otro factor de importancia no involucrado en la fórmula, como es el efecto de los impactos de las moléculas del fluido sobre la partícula, lo cual hace que la trayectoria de la partícula no sea vertical.

TEORIA DE LA SEDIMENTACION.

TEORIA DE LA SEDIMENTACION DE HAZEN.

La sedimentación ha sido objeto de minuciosos estudios, pero -- por ser fenómeno muy complejo, se tienen que hacer simplificaciones que -- de antemano se sabe que no corresponden a la realidad.

La simplificación que hace Hazen en su teoría es la siguiente:

Cada una de las partículas suspendidas en el agua se precipi-- tan independientemente.

Equivale esta simplificación a suponer que se trata de un tan-

que de sedimentación operado sin coagulantes.

La exposición que se hace de la teoría de Hazen se debe al Prof. Fair y el Dr. Thomas, que es más simple que la original.

L = Cantidad de sedimento en el líquido (sólidos sedimentables) mg/litro.

y = Cantidad de sedimento removido en un tiempo t .

x = Cantidad de sedimento que queda en el agua después de un tiempo t , $x = (L - y)$

t = Tiempo disponible para la sedimentación.

t_0 = Tiempo necesario para la sedimentación de una partícula de la superficie al fondo.

k = Constante de sedimentación = $\frac{1}{t_0}$, magnitud inversa del tiempo de sedimentación necesario para la sedimentación de una partícula desde la superficie al fondo.

a = Coeficiente de turbulencia o coeficiente de retardo.

$\frac{k}{a} = n$ = Característica del tanque de sedimentación.

$\frac{dy}{dt}$ = Cantidad sedimentada por unidad de tiempo.

1.- Tanque de llenado y vaciado.

1er. Caso: Agua en reposo.

a) El sedimento está uniformemente repartido únicamente al iniciarse el proceso.

$$\frac{dy}{dt} = \frac{L}{t_0}; \quad \int_0^y dy = \frac{L}{t_0} \int_0^t dt; \quad \frac{y}{L} = \frac{t}{t_0}$$

2o. Caso: Teórico.

El sedimento se conserva uniformemente repartido pero sin crear turbulencia.

La cantidad de sedimento depositado es proporcional a la cantidad de sedimento que queda.

$$\frac{dy}{dt} = \frac{L-y}{t_0}; \quad \int_0^y \frac{dy}{L-y} = \int_0^t \frac{dt}{t_0};$$

$$-\frac{1}{b} \log(L-y) \Big|_0^y = \frac{t}{t_0}; \quad b = 1$$

$$\log(L-y) - \log L = -\frac{t}{t_0}, \quad \text{Log} \frac{L-y}{L} = -\frac{t}{t_0}$$

$$1 - \frac{y}{L} = e^{-t/t_0}; \quad \frac{y}{L} = 1 - e^{-t/t_0}$$

2.- Tanques continuos con turbulencia (caso general).

La rapidez de sedimentación es proporcional a la cantidad remanente de sedimento, pero la turbulencia hace influir el coeficiente de retardo.

$$\frac{dy}{dt} = \frac{k(L-y)}{1+at}; \quad \int_0^y \frac{dy}{L-y} = k \int_0^t \frac{dt}{1+at}$$

$$-\log \frac{L-y}{L} = \frac{k}{a} (\log(1+at) - \log 1) \Big|_0^t$$

$$\log \frac{L-y}{L} = -\frac{k}{a} \log(1+at); \quad 1 - \frac{y}{L} = (1+at)^{-k/a}$$

$$\frac{y}{L} = 1 - (1+at)^{-k/a}; \quad a = \frac{k}{n} = \frac{1}{nt_0}$$

$$\frac{y}{L} = 1 - \left(1 + \frac{t}{nt_0}\right)^{-n}; \quad \frac{y}{L} = 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{t}{nt_0}\right)^n}$$

Si $a = 0$, no hay turbulencia y este caso se transforma en el anterior.

Si $a = \infty$, la ecuación general será: $\frac{y}{L} = 0$,

es decir: a turbulencia infinita no hay sedimentación.

EFICIENCIA TEORICA DE SEDIMENTACION
(Tanques Continuos)

Valores de n	Valores de $y/L = 1 - \frac{1}{(1 + \frac{t}{nt_0})^n}$	Valores de y/L para:		
		$t = t_0$	$t = 2t_0$	$t = 3t_0$
1/2	$\frac{y}{L} = 1 - \frac{1}{(1 + \frac{2t}{t_0})^{1/2}}$	0.423	0.553	0.622
1	$\frac{y}{L} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{t}{t_0}}$	0.500	0.667	0.750
2	$\frac{y}{L} = 1 - \frac{1}{(1 + \frac{t}{2t_0})^2}$	0.555	0.750	0.840
4	$\frac{y}{L} = 1 - \frac{1}{(1 + \frac{t}{4t_0})^4}$	0.590	0.802	0.894
8	$\frac{y}{L} = 1 - \frac{1}{(1 + \frac{t}{8t_0})^8}$	0.606	0.833	0.922

Valores de y/L para tanques de 3.50 m. de profundidad.

Partículas esféricas, $\rho_s = 2.65$, $T = 10^\circ C$, $t = 4$ horas

Diámetro cm.	V_0 (1) cm/seg	t_0 (2) seg	t_0 horas	$\frac{t}{t_0}$	Valores de y/L	
					$n = 1$	$n = 8$
Limo						
0.00015	0.00035	1 000 000	278	0.0144	0.015	0.015
0.00050	0.00385	91 000	25	0.1600	0.147	0.154
0.00100	0.01540	22 800	6.1	0.6700	0.396	0.443
Arena fina						
0.0015	0.0350	10 000	2.78	1.400	0.583	0.723
0.0050	0.2900	1 200	0.33	12.000	0.932	0.994
0.0100	0.8000	440	0.12	33.500	0.971	0.999

(1) Tomadas del Manual de la A.W.W.A.

(2) $\frac{350 \text{ cm}}{V_0}$

EFICIENCIA TEORICA RELATIVA DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACION.

Valores de n	Valores de $\frac{y}{L} = 1 - \left(1 + \frac{t}{nt_0}\right)^n$	Eficiencia Relativa
a) Tanques de llenado y vaciado		
- 1	$y/L = kt = \frac{t}{t_0}$	Máximo teórico
- ∞	$y/L = 1 - e^{-t/t_0}$	Turbulencia. Mínimo teórico.
b) Tanques continuos.		
1	$y/L = 1 - \left(1 + \frac{t}{t_0}\right)^{-1}$	Muy turbulento.
4	$y/L = 1 - \left(1 + \frac{t}{4t_0}\right)^{-4}$	No muy turbulento.
8	$y/L = 1 - \left(1 + \frac{t}{8t_0}\right)^{-8}$	Ligeramente turbulento - (ideal practicamente).
∞	$y/L = 1 - e^{-t/t_0}$	Máximo teórico.

TIEMPO DE RETENCION O PERIODO DE RETENCION. Y TIEMPO DE PASO.

Tiempo de retención.

Puede definirse el tiempo de retención (T_r), como el tiempo -- que teóricamente necesita un caudal (Q) para pasar por un tanque de sedimentación de volumen (V).

$$T_r = \frac{V}{Q}$$

Equivale este tiempo a suponer que las moléculas del agua contenidas en un plano normal a la superficie del agua y a la dirección del escurrimiento, se desalojan paralelamente, quedando siempre en el mismo plano con la velocidad y uniforme y que corresponde a la velocidad media.

La experiencia demuestra que ésto no ocurre en la realidad - debido a la turbulencia del agua, que puede originarse por las siguientes causas:

- 1) Por falta de distribución uniforme en la entrada o salida del agua en el tanque.
- 2) Por volúmenes de agua que permanecen con cierto grado de estacionamiento.
- 3) Por diferencias de temperatura que pueden dar lugar a corrientes de convección o estratificación térmica.
- 4) Por la agitación que causa el viento en la superficie del agua.

Sin embargo el tiempo de retención que en la realidad es un valor teórico, sigue siendo un parámetro útil en el proyecto de los tanques de sedimentación.

Tiempo de paso.

El profesor Hyde ha introducido recientemente un nuevo elemento en la teoría de la sedimentación granular: El tiempo de paso, -- que se define como el flujo a través del período de retención, o también, tiempo medio requerido por un pequeño volumen unitario de líquido, para atravesar el tanque de un extremo al otro, bajo un gasto constante.

Teóricamente el período de retención debía ser igual al tiempo de paso, pero en la práctica no acontece así, debido a que la circulación del agua a través del tanque, está subordinada a una serie de factores perturbadores.

Entre los distintos métodos empleados para medir el tiempo de paso, a través del tanque de sedimentación, pueden mencionarse los que siguen:

Conductividad, concentración de cloruros y colorimétrico.

Por definición se le llama eficiencia a la relación

$$\frac{\text{Tiempo de paso}}{\text{Tiempo de retención}}$$

Los tanques en buenas condiciones tienen eficiencias que varían del 60 al 70%.

DISEÑO.

Como no ha sido desarrollada una teoría satisfactoria que sirva de base para el diseño de tanques de sedimentación, el uso de modelos ofrece la mejor solución al problema. Un modelo puede definirse como un sistema, de cuya operación, pueden ser inferidas las características de otros semejantes.

El modelo debe ser similar no solo geoméricamente, sino también dinámicamente. La semejanza geométrica se obtiene sin dificultad, a diferencia de la dinámica, que requiere que todas las fuerzas homólogas tengan una relación fija.

Las relaciones dinámicas más comunmente usadas se expresan en forma de grupos dimensionales. Su derivación implica la hipótesis de que para valores iguales de características dimensionales, los gastos correspondientes en modelo y patrón, son semejantes. Los grupos dimensionales más usados en la experimentación hidráulica son: El número de Froude y el número de Reynolds. Son obtenidos al considerar las fuerzas de gravedad y viscosidad, respectivamente, relacionados con la fuerza de inercia.

NUMERO DE FROUDE.

$$F = \frac{v^2}{rg}$$

v = velocidad

r = radio hidráulico de la sección transversal.

g = aceleración de la gravedad.

Se usa como base del diseño e interpretación de modelos en --
que las fuerzas de fricción son despreciables.

NUMERO DE REYNOLDS.

$$R = \frac{vd\rho}{u}$$

v = velocidad

d = diámetro de partícula

ρ = densidad del fluido

u = viscosidad

Usado comunmente en la teoría de la sedimentación.

CLASIFICACION Y TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACION.

A .- Clasificación por la función.

1.- Sedimentación simple:

Tanques de presedimentación y sedimentación en plantas -
con filtros lentos.

2.- Sedimentación con coagulación (con o sin floculación)

3.- Ablandamiento:

Sedimentación de los productos de las reacciones de ----
ablandamiento.

B.- Por operación.

1.- Intermitente de llenado y vaciado.

2.- Continuos.

a) En paralelo

b) En serie

C.- Por la forma de escurrimiento:

1.- Rectangular de fondo plano

2.- Rectangular de fondo con pendiente

3.- Rectangular con tolvas.

4.- Circular con fondo plano

5.- Circular con tolvas

6.- Formas especiales.

D.- Por la forma de extraer los lodos.

- 1) A mano
- 2) Hidráulicamente
- 3) Mecánicamente

E.- Por la disposición de la entrada y la salida.

ESPECIFICACIONES DE PROYECTO DE LOS
TANQUES DE SEDIMENTACION.

a) Velocidad horizontal.

La velocidad horizontal, que se adopta en los tanques de sedimentación es de 20 a 40 veces la velocidad de asentamiento de las partículas.

Se considera conveniente que la velocidad no exceda de 0.60 - cm/seg. en los tanques de plantas potabilizadoras. Esta velocidad se obtiene de $\frac{Q}{A}$, en donde Q es el caudal tratado y A es el área transversal del tanque descontando el área correspondiente al almacenamiento máximo de lodos.

b) Tiempo de retención.

En la práctica de 2 a 6 horas en tanques con coagulación.

Se sugiere:

6 horas para plantas de $3000 \frac{m^3}{día}$ ó menores.

4 a 5 horas para plantas de 3000 a $10\ 000 \frac{m^3}{día}$

2 a 3 horas en tanques de más de $10\ 000 \frac{m^3}{día}$

El tiempo de retención debe estimarse con el volumen del tanque descontando el volumen máximo de sedimentos.

c) Relación largo/profundidad

Como se dijo en el inciso (a), la velocidad media es de 20 a 40 veces la velocidad de asentamiento de las partículas. Además un --

tanque se tiene en buenas condiciones cuando $\frac{v}{L} = 0.75$ ó mejor, que corresponde a $\frac{t}{t_0} = 1.5$ ó mayor.

$$v = \frac{L}{t}, \quad v_0 = \frac{D}{t_0}, \quad \frac{v}{v_0} = \frac{L}{t} \frac{t_0}{D} = 20 \text{ a } 40$$

$$\frac{L}{D} = \frac{t}{t_0} (20 \text{ a } 40), \quad \frac{L}{D} = 1.5 (20 \text{ a } 40)$$

10 a 20 prácticamente

30 a 60 teóricamente

v = velocidad media.

v_0 = velocidad de sedimentación de las partículas

L = longitud del tanque

t = tiempo de retención

D = profundidad del tanque

t_0 = tiempo de sedimentación de la partícula

d) Profundidad

Depende en gran parte del costo de la estructura.

Profundidad mínima: 0.90 m.

Usual : 2 a 6 m.

e) Relación largo/ancho

Usual : 5 a 20

Si el arrastre de lodos se hace por medios mecánicos, el ancho del tanque depende de las dimensiones de las rastras.

f) Pendiente del piso

6 a 8% máximo para que pueda caminar un hombre sin peligro.

En las tolvas 45° a 60°

g) Relación caudal/superficie.

	Q/Area	l.p.s./m ²	m ³ /día/m ²
Tanques Rectangulares			
Velocidad horizontal		0.3 a 0.6	25 a 50
Escurrencimiento vertical			
Velocidad decreciente		0.6	50
Tipo "Accelerator"		1.4 a 2.0	120 a 175

h) Bordo libre: Mínimo 0.30 m.

HIDRAULICA DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACION

Generalidades.

En el proyecto de un tanque de sedimentación, si se observan las especificaciones mencionadas, se puede preveer con un cierto grado de seguridad que los resultados que se obtengan en la operación del tanque serán satisfactorios siempre y cuando se tenga en la entrada y salida del agua una distribución del caudal adecuada.

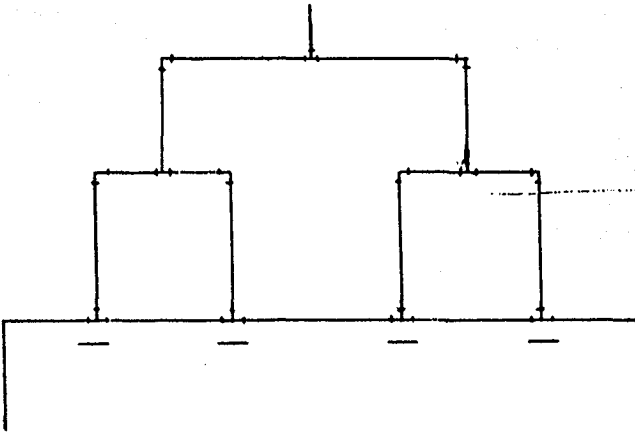
Los estudios del tiempo de paso han permitido conocer la importancia que tiene en la eficiencia de los tanques de sedimentación la distribución del caudal en la entrada y salida del agua y gracias a las modificaciones que se han impuesto en estos elementos del tanque, se ha mejorado la eficiencia de la sedimentación.

VELOCIDADES EN LOS CONDUCTOS DE ENTRADA A LOS TANQUES.

La velocidad del agua dependerá del tamaño que se obtenga del flóculo; a medida que crece el flóculo tiene que darse una menor velocidad para evitar que se desintegre. Anteriormente se vió que la velocidad para conservar el flóculo en buenas condiciones es de 0.10 a 0.75 m/seg.; también se señalan valores de 0.15 a 0.45 m/seg.

ENTRADA DE TUBOS CON BIFURCACIONES MULTIPLES.

Una distribución uniforme del caudal puede lograrse con la --- disposición que se muestra en la figura siguiente:



El caudal, en cada una de las entradas será igual por la simetría que guardan las distintas tuberías. El número de salidas puede multiplicarse aumentando las bifurcaciones. Esta disposición de entrada presenta el inconveniente que se requiere un espacio muy grande para alojar las tuberías, del que no siempre se dispone en las plantas de tratamiento. Por otra parte como las velocidades son pequeñas se requieren tuberías relativamente grandes.

TUBERIAS Y CANALES DE ENTRADA.

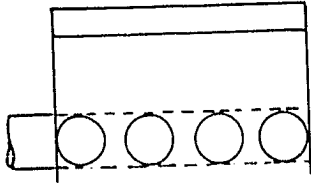
Cuando se tienen varias tuberías u orificios de entrada a fin de obtener la mejor distribución de la velocidad en el tanque, debe tenerse una diferencia en la carga de altura entre la primera y última salida que no exceda del 10%

VERTEDEROS DE SALIDA.

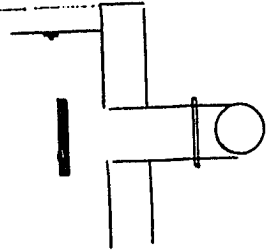
Es preferible que el vertedor descargue libremente para que la entrada por la cresta sea uniforme.

ENTRADA POR TUBERIA.

ELEVACION

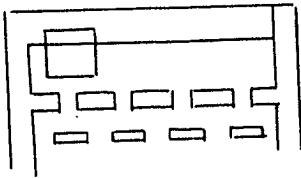


CORTE

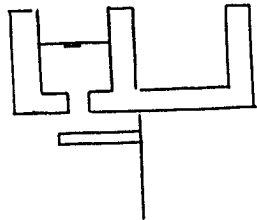


ENTRADA POR CANAL.

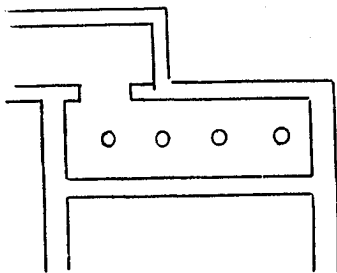
ELEVACION



CORTE



PLANTA



SEDIMENTOS.

Para el proyecto de los tanques se requiere conocer el volumen de los sedimentos que se depositan en períodos determinados por las variaciones del contenido de materia en suspensión.

Los sedimentos que se depositan en el fondo de los tanques varían en su contenido de agua desde 90% (en peso) aproximadamente para aguas muy turbias hasta 99.5% cuando hay tratamiento de ablandamiento, obteniéndose aguas bastante claras.

Por otra parte en los filtros de arena se requiere que el agua no tenga más de 10 a 20 p.p.m. de turbidez para que se puedan operar satisfactoriamente. Para estimar el volumen de sedimentos se puede establecer la siguiente fórmula:

$$V_s = \frac{Q (c - 20)}{1\ 000\ 000\ D (1-P)}$$

$$R = \frac{c - 20}{c} 100$$

$$R = \frac{c}{c + 40} 100$$

$$D = \frac{1}{P + \frac{1-P}{s}}$$

V_s = Volumen de sedimentos en m^3

c = Sólidos en suspensión en gr/m^3

D = Peso específico del sedimento en el fondo en Ton/m^3 .

Q = Caudal de agua tratada en $m^3/día$

P = Contenido de agua que se expresa en fracción decimal.

R = % de remoción.

Valores de D

P	s			
	2.5	2.0	1.5	1.2
0.995	1.004	1.002	1.002	1.001
0.990	1.006	1.005	1.004	1.002
0.975	1.015	1.012	1.008	1.004
0.950	1.030	1.025	1.018	1.008
0.925	1.047	1.038	1.025	1.013
0.900	1.059	1.052	1.034	1.017

En las aguas relativamente claras la proporción del coagulante con la materia suspendida será baja, por lo que podemos suponer que la densidad $\epsilon_s = 1.2$ y $D = 1.00$.- En los sedimentos de aguas muy turbias, 500 p.p.m. ó mayor, la densidad será, para $\epsilon_s = 1.5$ a $2.5 : D = 1.05$.- Se tendrán valores intermedios para condiciones medias.

VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.

El volumen de almacenamiento de sedimentos debe determinarse con un valor promedio de la turbiedad en la época de crecientes. El tiempo de retención de los sedimentos es de 7 a 180 días de acuerdo con el volumen que resulte y que no aumente considerablemente la profundidad del tanque y el costo de las estructuras de concreto.

El tiempo de retención de los sedimentos también está gobernado por la naturaleza de los sedimentos, si éstos contienen materia orgánica pueden impartirle mal olor y sabor al agua y por lo tanto debe procurarse reducir el tiempo de retención al mínimo, lo que puede lograrse por medios mecánicos. Si el sedimento es de material principalmente mineral pueden darse tiempos de retención largos.

La profundidad del sedimento se puede medir en el tanque mediante una barra que tenga un disco de 0.60 m. de diámetro en el extremo. Al introducirlo en el agua se puede apreciar con el disco la resistencia que ofrece el sedimento.

REMOCIÓN DE LOS SEDIMENTOS.

1.- A mano.

Para poder hacer la remoción de sedimentos a mano se requiere disponer en la planta de 2 ó más tanques de sedimentación, a fin de vaciar uno de ellos sin interrumpir la operación de la planta, y remover el lodo por medio de chorros de agua con mangueras y con palas.

Se requiere por lo tanto disponer de válvulas convenientemente distribuidas en la orilla del tanque y de uno o varios drenes en cada tanque.

Cada vez que el tanque se lava se pierde un volumen de agua igual a la capacidad del tanque.

2.- Hidráulica.

En estos tanques deben instalarse varios drenes en el fondo - atolviéndolo hacia el dren y periódicamente se deja salir parte del sedimento.

También se pueden usar bombas para sacar el sedimento que deben ser fácilmente transportables y equipadas con mangueras flexibles. - Se estima que la separación de los drenes no debe ser mayor de 10 metros.

Cabe mencionar que en aguas muy turbias el sedimento se acumula en mayor cantidad en las cercanías de la entrada del agua al tanque, circunstancia que debe tomarse en cuenta para hacer la distribución de los drenes. Se pierde agua al extraer los lodos; por lo que puede supo-

nerse una cantidad igual al volumen de lodos depositados.

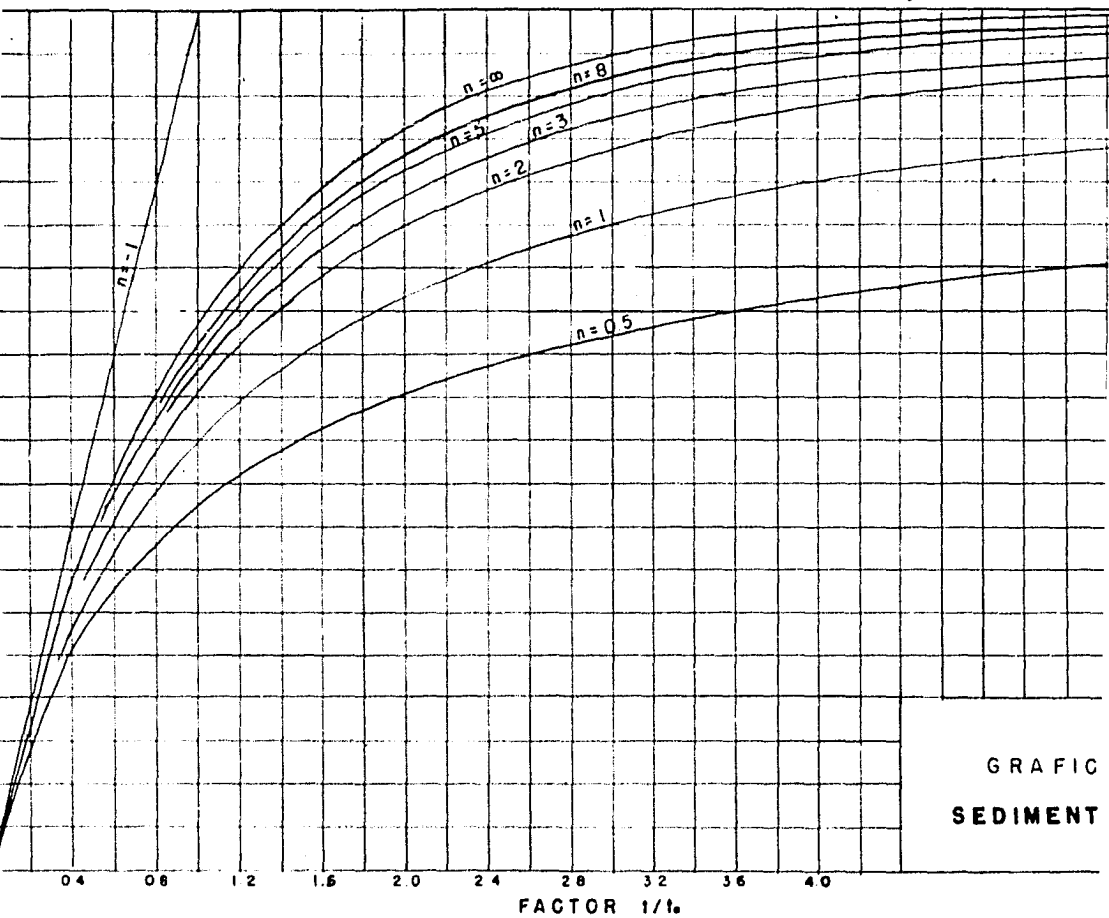
3.- Mecánicas.

La remoción mecánica se usa preferentemente cuando se tienen aguas muy turbias o con gran contenido de materia orgánica.

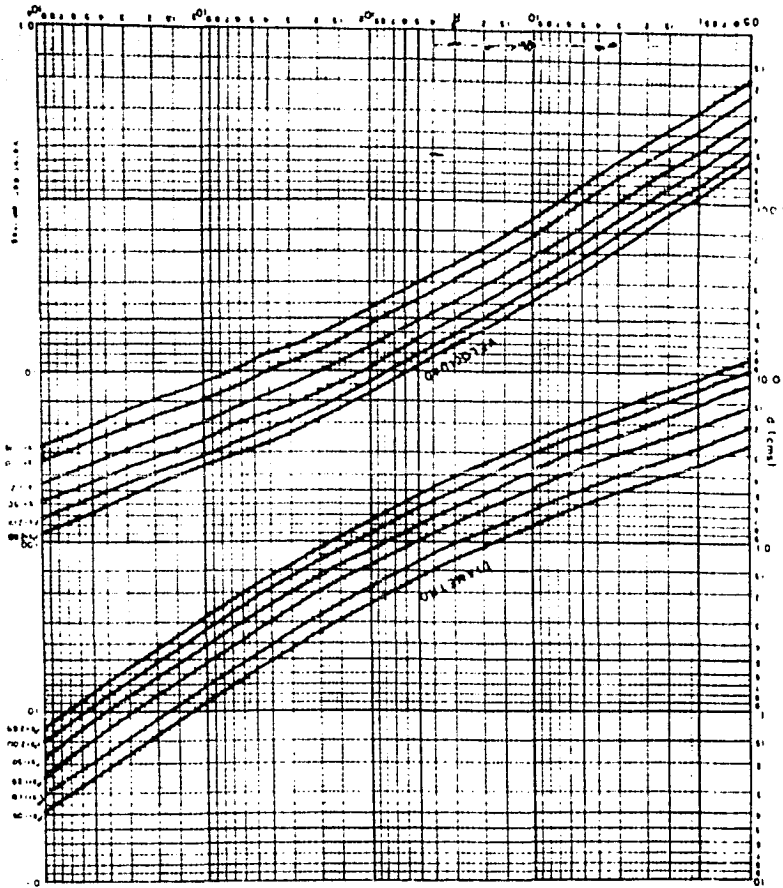
De acuerdo con la forma del tanque se tienen dos métodos para la remoción mecánica de los sedimentos.

En los tanques rectangulares se usan cadenas con rastras con movimiento longitudinal que llevan el sedimento a una tolva localizada en la entrada.

De las tolvas se remueve diariamente el sedimento acumulado - por gravedad o por bombeo. Las tolvas deben tener una profundidad no menor de 1.50 m. para que se precipite fácilmente el sedimento.- El agua que se pierde es una cantidad pequeña.



GRAFIC
SEDIMENT



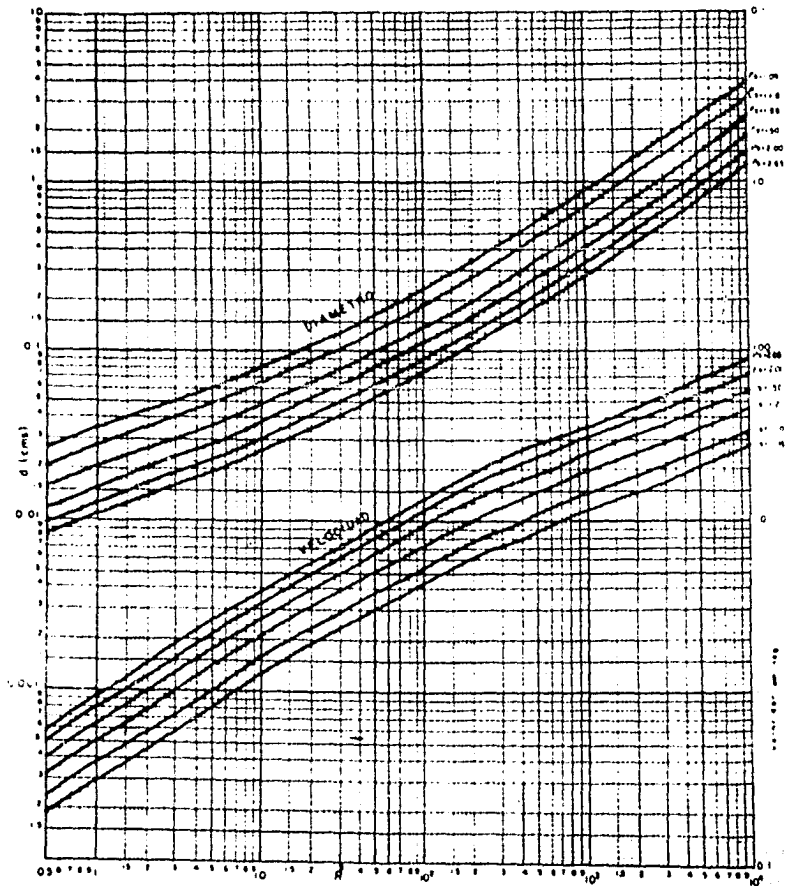
GRAFICA 2 PARA DETERMINAR EL DIAMETRO Y VELOCIDAD DE
 SEDIMENTACION DE LAS PARTICULAS ESFERICAS
 TEMPERATURA DEL AGUA 20 °C
 $\rho = 980 \text{ cm}^3/\text{seg}^2$
 $\mu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}$

GRAFICA 2 PARA DETERMINAR EL DIAMETRO Y VELOCIDAD DE SEDIMENTACION DE LAS PARTICULAS ESFERICAS

TEMPERATURA DEL AGUA 20 ° C

$g = 980 \text{ cm/s}^2$

$\mu/P = 0.01 \text{ cm}^2/\text{seg}$



FILTRACION

CONSIDERACIONES GENERALES.

Cuando el agua escurre a través de un manto de arena entre -- huecos o tejidos, parte de las impurezas suspendidas y en estado coloidal del agua son detenidas entre los huecos y tejidos o sobre la misma arena. Este proceso de separar impurezas que el líquido lleva se denomina filtración.

El primer filtro construido de que se tienen noticias, lo fué por el Ing. J. Simpson en 1829, con objeto de purificar las aguas suministradas a Londres por una compañía concesionaria. El filtro tenía por objeto principalmente, remover la gran turbiedad de las aguas y bajo este aspecto, el proceso obtuvo gran éxito. A pesar de que los principios que gobiernan el procedimiento de la filtración no eran conocidos, el valor del filtro como purificador del agua, quedó establecido.

Este éxito hizo que se usaran estos filtros en todos los demás abastecimientos de Londres. Para 1855 existían diferentes tipos de filtros de arena en toda Europa.

En 1870 se pudieron realizar análisis químicos de las aguas sometidas a filtración lenta, comprobándose que los filtros mejoraban, aunque imperfectamente el contenido orgánico del agua, ello dió origen a gran desaliento, ya que se creía que era la materia orgánica la que -- impurificaba las aguas, provocando con ello diversas enfermedades.

Después de quedar establecida la teoría del germen de Pasteur como causa de las afecciones, se comprendió el proceso de filtración, -- que si bien dejaba mucho que desear entonces, en cuanto a la purificación química se refiere, era sin embargo buen medio para remover las -- bacterias.

El uso de los filtros de arena es hoy universal, para el tratamiento de las aguas superficiales turbias.

Son usados comunmente los filtros rápidos de arena que pueden ser de gravedad o presión, filtros lentos de arena que son de gravedad y otras clases de filtros.

En los filtros lentos los lechos de arena están en grandes depósitos ya sean cubiertos o no, usualmente de un área comprendida entre 2 000 y 6 000 m². En el fondo se coloca un sistema de drenes y arriba - capas sucesivas de piedra quebrada y grava de tamaños decrecientes hasta llegar al lecho de arena. Se operan generalmente eliminando el proceso de coagulación.

La capacidad de filtración varía de 2.80 a 7.5 m³/m²/día.

FILTROS RAPIDOS DE GRAVEDAD.

Los filtros rápidos son semejantes a los filtros lentos en lo que al lecho filtrante se refiere, pero en tamaño, construcción y operación difieren ampliamente.

Diferencias:

Gasto de filtración

Uso de coagulantes

Modo de lavar la arena

Estos filtros consisten de una caja rectangular de concreto, - que contiene un sistema de drenaje en el fondo, cubierto con una capa - de grava que soporta el material filtrante y distribuye el agua de lavado antes de que llegue a la arena.

Arriba de la superficie de arena están uno o más canales, usados para conducir el agua sucia que resulta del lavado del material filtrante.

FILTROS RAPIDOS A PRESION.

En lo que se refiere al sistema de drenaje, lechos de arena y grava y normas de proyecto son comunes a los de gravedad. Difieren en la forma de extracción y regulación del agua de lavado; no requieren reguladores para el agua filtrada. Conforme aumenta la pérdida de carga por obstrucción en la arena, aumenta la presión, con lo que se tiene un caudal constante.

Pueden ser verticales y horizontales; el material de que se construyen es principalmente acero, aunque para pequeños filtros son usados los de fierro fundido; son de forma cilíndrica.

ARENA PARA FILTROS.

Los granos de arenas en los mantos naturales difieren en sus características de tamaño, la distribución de los tamaños y en sus formas. La medida de un diámetro, siempre que sea consistente el método de determinarlo, permite conocer el tamaño; el volumen puede determinarse indirectamente. La forma la define de cierta manera la relación del área de la superficie al volumen del grano.

I.- MEDIDA DEL TAMAÑO.- Se determina la distribución de los tamaños de los granos de arena por medio de la separación con mallas. Primero se deben calibrar las mallas, para lo cual existen distintos métodos:

1.- Medida directa de las aberturas de la malla.

A este método se le llama calibrado del fabricante, y puede efectuarse midiendo la separación de los alambres de las mallas un número de 10 ó más veces y encontrando la media aritmética. La medida se hace con una escala precisa para las mallas gruesas y con un microscopio con micrómetro ocular en las mallas finas.

2.- Contado y pesando los granos que justamente pasan --
una malla determinada.

A éste se le llama método de calibrado de Hazen, o ca-
librado por contado y pesado. Consiste en lo siguiente: se pesa un nú-
mero determinado de granos, que den más de 10 miligramos. El peso medio
de un grano individual estará dado por:

$$w = \frac{W}{N} = e_s \frac{\pi d^3}{6}$$

en donde:

e_s = Peso específico para la arena,
2.65 para arena de cuarzo.

w = Peso de una partícula.

d = Diámetro de una partícula.

W = Peso de "N" partículas.

El diámetro de la esfera de volumen equivalente, estará dado-
por la fórmula: $d = 0.9\sqrt[3]{W}$

Hasta cierto punto este método de calibrar mallas compensa --
las diferencias en forma, y las mallas así calibradas, dan el mismo diá-
metro para tipos distintos de arena empleados en el calibrado.

3.- Contado y medido de los granos.

a) Los granos que justamente pasan una malla dada (mé-
todo de Hazen).

b) Los que son retenidos entre mallas adyacentes.

El diámetro estará dado por el medio geométrico entre-
los dos diámetros.

$$d = \sqrt{d_1 d_2}$$

d_1 = diámetro de menor abertura.

d_2 = diámetro de mayor abertura.

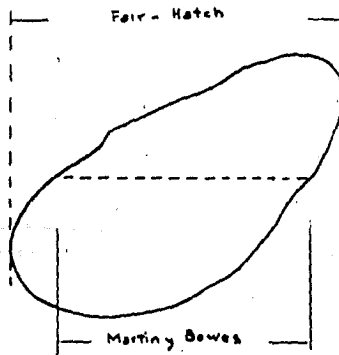
Este método tiene dos divisiones:

- 1) Método de Martin y Bowes.- Medida del diámetro que divide el grano en áreas iguales.

Los granos se colocan en el porta-objetos del microscopio provisto de micrómetro ocular y se mide el diámetro que divide aparentemente el grano en dos áreas iguales. La medida del grano se hace en una sola dirección.

- 2) Método de Fair Hatch.- Medida del diámetro extremo.

Se efectúa la misma operación que con el método de Martin y Bowes, únicamente que se mide el diámetro extremo.



II.- GENERALIZACION DEL ANALISIS GRANULOMETRICO.

a).- Distribución de los tamaños.- Gráficamente la distribución de los tamaños de los granos al separarlos en las mallas, tiende siempre a una curva de frecuencia de distribución geoméricamente normal.

La distribución de los tamaños detenidos entre dos mallas adyacentes es también una curva de frecuencia de distribución geoméricamente normal, así como las distribuciones de peso o recuento, son también geoméricamente normales.

b).- Descripción de la arena según Hazen.- Según Hazen existen dos parámetros para describir una arena:

1.- Diámetro efectivo.- Es el tamaño del grano, que es mayor del 10% en peso de todos los granos que componen la arena.

2.- Coefficiente de uniformidad.- Es la relación entre el tamaño de los granos de la arena que son mayores que el 60% en peso y el diámetro efectivo.

C.U. = $\frac{d_{60\%}}{d_{10\%}}$ elegido para cubrir el 50% en peso de todos los granos.

Hazen eligió el diámetro efectivo porque el tamaño medio hidrúlico para arena sin estratificar es el más cercano al medio geométrico por recuento. Eligió el coeficiente de uniformidad porque la mitad de la arena en peso queda dentro y la mitad fuera de estas dimensiones.

PREPARACION DE ARENA PARA FILTROS.

Las especificaciones de la arena para filtros señalan determinados límites al diámetro efectivo y el coeficiente de uniformidad, por lo que las arenas naturales deben modificarse. Los granos gruesos se remueven primero cribándolos y los finos arrastrándolos con agua.

Para modificar la arena se requiere conocer el análisis granulométrico de la arena natural, su diámetro efectivo (D.E.) y coeficiente de uniformidad (C.U.). Por otra parte el D.E. y C.U. de la arena para el filtro.

$Y = \%$ que se tiene en la arena natural con un diámetro igual al que corresponde a la arena para filtro en el $D_{60\%} = C.U. \times D.E.$

$X = \%$ que se tiene en la arena natural con un diámetro igual -

al que debe tener el D.E. de arena para filtro.

La arena comprendida entre el 60 y 10% es el 50% del total.

El volumen disponible de arena será $2(y - X)$.

El volumen de finos que debe lavarse es: $X - \frac{2(y-X)}{10}$

$$= 1.2 X - 0.2 y$$

El volumen de gruesos que debe cribarse:

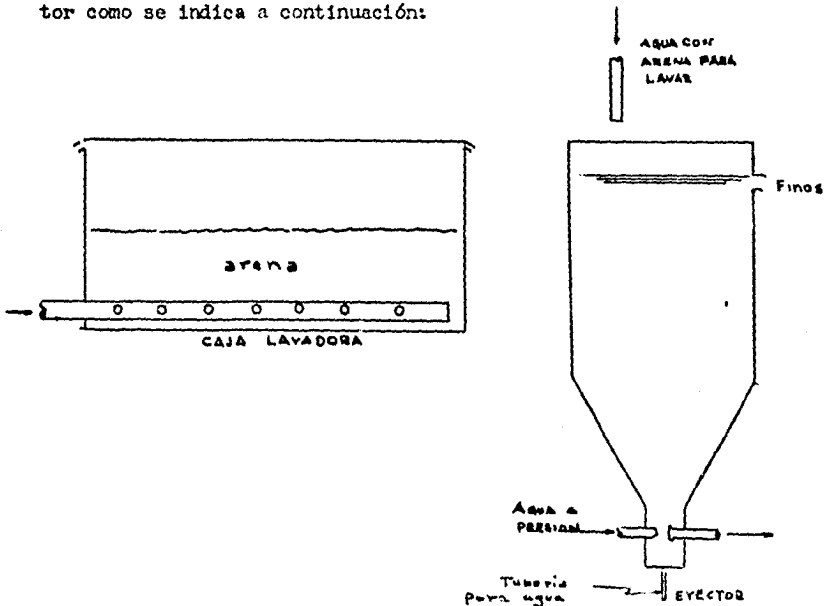
$$2(y - X) + (1.2 X - 0.2 y) = 1.8 y - 0.8 X$$

- 1) Rara vez es económico remover más del 10% de finos.
- 2) No es económico remover más del 50% de gruesos.
- 3) No es conveniente emplear arena cuando en el material grueso se tienen tamaños mayores de 3 mm.

La cantidad de arena aprovechable es $(y-X)$, por lo que por cada kg. de la arena para filtro se requieren $2(y-X)$ kgs. de arena natural.

REMOCIÓN DE LOS FINOS.

Para remover los finos se utiliza una caja lavadora o un eyector como se indica a continuación:



Hazen experimentalmente encontró que se arrastra el 75% de finos de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$d = 0.001 fQ \frac{(0.436)}{T+23.3}$$

aplicable para $d \geq 0.01$ cm.

d (cm) = partícula mayor que tiene que quitarse y que corresponde al diámetro: $1.2 X - 0.2$ y

f = coeficiente que vale 3 para cajas lavadoras y 1.5 para eyectores.

Q = caudal en l.p.s./m²

T = temperatura en °C

Cuando d es menor de 0.01 cm deberá resolverse con la fórmula de Stokes.

La arena debe colocarse en la caja con un espesor de un metro o menos. Por cada m³ de arena se necesita 1 m² de superficie en la lavadora.

FILTRACION DE AGUA EN ARENA.

Al pasar el agua por los vacíos de la arena se tiene una pérdida de carga debido a la fricción del agua con la superficie de los granos, en una forma semejante a la que se tendría en una tubería de diámetro pequeño. Se establece que la pérdida de carga (h), en un lecho de espesor (L) y velocidad de llegada (v) se expresa con la siguiente fórmula:

$$\frac{h}{L} = \phi \left(\frac{v^2}{gd}, R, f \right), \text{ en donde:}$$

d es el diámetro de una esfera de superficie tersa.

f es la relación de vacíos, que se incluye porque de esta relación también depende la pérdida de carga, a mayor volumen de vacíos menor pérdida de carga y viceversa.

R es el número de Reynolds $R = \frac{vd\rho}{\mu}$

De los resultados obtenidos en el laboratorio en un lecho de partículas esféricas bien acomodadas de distintos diámetros se encontraron las siguientes proporcionalidades:

$$\frac{h}{L} \sim \frac{v^2}{gd} \quad \text{y} \quad \frac{h}{L} \sim \left(\frac{1}{f}\right)^4$$

Las proporcionalidades se verificaron satisfactoriamente para un coeficiente de fricción de 1.067 C, en donde:

$$C = \frac{24}{R} + \frac{3}{fR} + 0.34$$

La ecuación general de la filtración para esferas es:

$$\frac{h}{L} = 1.067 C \frac{v^2}{g^2 d^4} \frac{1}{d} = 0.178 C \frac{v^2}{g^2 d^4} \frac{A_s}{V}$$

A_s = Area de la superficie del grano = πd^2 ó βd^2

V = Volumen del sólido = $\frac{\pi d^3}{6}$ ó γd^3

Para esferas: $\frac{\beta}{\gamma} = 6$, $\frac{A_s}{V} = \frac{6}{d}$

Para un flujo laminar, como el que se tiene en los filtros lentos, las fórmulas son para un valor de

$$C = \frac{24}{R} , \quad \frac{h}{L} = 1.067 \frac{24 \mu}{vd} \frac{v^2}{g^2 d^4} \frac{1}{d}$$

$$\frac{h}{L} = 25.6 \frac{\mu}{\rho} \frac{v}{g^2 d^4} \frac{1}{d^2} = 0.711 \frac{\mu}{\rho} \frac{v}{g^2 d^4} \left(\frac{A_s}{V}\right)^2$$

ACOMODO DE LA ARENA Y PERDIDA DE CARGA.

Se tienen tres formas de acomodo de la arena del lecho filtrante y son:

- 1.- Cuando el lecho está formado por granos de igual tamaño y forma. En este caso se tiene:

$$\frac{A_s}{V} = \frac{\beta}{\gamma} \frac{1}{d}$$

2.- Cuando el lecho está formado por granos de igual forma pero de distintos diámetros distribuidos uniformemente en todo el espesor, como en los filtros lentos y los mantos naturales de arena. En este caso se tiene:

$$\frac{As}{V} = \frac{\rho}{\gamma} \int_{P=0}^{P=1} \frac{dP}{d}$$

P = proporción teórica de granos del mismo diámetro.

Como el análisis granulométrico nos dá la variación de los diámetros retenidos entre dos tamices y el número de estos es finito, se tomará en lugar de la integral una suma de incrementos:

$$\frac{As}{V} = \frac{\rho}{\gamma} \sum \frac{P}{d}$$

3.- Cuando el lecho está formado por granos de igual forma y estratificados como en los filtros rápidos.

La estratificación se debe a que al lavar la arena los granos son arrastrados por el agua, el lecho se expande; y al interrumpirse el lavado los granos más grandes se sedimentan primero.

Para cada uno de los estratos de espesor "L" se tiene una proporción P de granos de un tamaño. Si la relación de porosidad es igual para todos los estratos, la pérdida de carga en un estrato dL sería:

$$\frac{dh}{dL} = KC \frac{\rho}{\gamma} \frac{1}{d}$$

Por otra parte $dL = LdP$ y

C variable porque el tamaño de los granos de cada estrato es distinto.

$$h = \int_0^1 dh = K \frac{\rho}{\gamma} \int_0^1 C \frac{dL}{d} = \int_{P=0}^{P=1} C \frac{dP}{d} \cdot K \frac{\rho}{\gamma} L$$

$$\therefore \frac{h}{L} = K \frac{\rho}{\gamma} \sum C \frac{P}{d}$$

Resumiendo, las fórmulas para la filtración del agua son:

1) Arena con granos de igual forma y tamaño:

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{C v^2}{g r^4} \frac{e}{\gamma} \sum \frac{P}{d}$$

2) Arena con granos de igual forma y distintos tamaños, pero sin estratificar, filtros lentos:

$$\frac{h}{L} = 0.711 \frac{C v}{g r^4} \left(\frac{e}{\gamma} \sum \frac{P}{d} \right)^2$$

Se hace notar que esta fórmula es aprobable cuando: $R \leq 0.5$, si fuera mayor se aplicaría la fórmula:

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{C v^2}{g r^4} \frac{e}{\gamma} \sum \frac{P}{d}$$

3) Arena de igual forma y estratificada por tamaños, filtros rápidos:

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{v^2}{g r^4} \frac{e}{\gamma} \sum C \frac{P}{d}$$

EJEMPLO DE CALCULO DE LA PERDIDA DE CARGA EN FILTROS LENTOS Y RAPIDOS.

La tabulación se hace en la forma siguiente:

Datos:	Filtro lento	Filtro rápido
Velocidad de llegada (cm/seg)	0.0108	0.135
Densidad específica (gr/cm ³)	2.65	2.65
Relación de porosidad.	0.394	0.414
Temperatura mínima °C.	4	4
Factor de forma $\frac{e}{\gamma}$	6	6
Espesor del lecho (cm)	90	75
Viscosidad: 1.568×10^{-2}		

Tamiz Número	Medio geo métrico 100 d (x)	Porcentaje retenido	$\frac{P}{d}$	c (xx)	$c \frac{P}{d}$
(4)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
14-20	10.0	0.92	0.09	31.3	3
20-28	7.0	4.71	0.67	43.8	30
28-32	5.4	14.67	2.72	56.3	153
32-35	4.6	17.90	3.89	65.5	255
35-42	3.8	17.50	4.61	78.8	363
42-48	2.7	19.80	6.19	94.0	882
48-60	3.2	15.40	5.71	109.5	629
60-65	2.7	7.10	3.09	128.2	396
65-100	1.8	2.00	1.11	162.7	181
S U M A S:		100.00	28.08		2589

x Se multiplica por 100 para simplificar las operaciones aritméticas.

xx El valor de C se calcula con el número de Reynold

$$R = \frac{v d \rho}{\mu} = \frac{0.135 (100d)}{1.568 \times 10^{-2} \times 100} = 0.0857 (100d)$$

Pérdida de carga en el filtro lento:

$$\frac{A}{V} = \frac{\theta}{\gamma} \sum \frac{P}{d} = 6 \times 28.1 = 169 = \frac{6}{d} ; d = \frac{6}{169}$$

$$R = \frac{0.018 \times 6 \times 1}{1.568 \times 169 \times 10^{-2}} = 0.0245 ; \therefore C = 1000$$

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{1000}{9.81} \frac{(0.0108)^2}{(0.394)^4} \times 169 = 0.15$$

$$h = 0.15 \times 0.90 = 0.135 \text{ m}$$

Pérdida de carga en el filtro rápido:

$$\frac{\theta}{V} \sum c \frac{P}{d} = 6 \times 2,589 = 15,534$$

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{(0.135)^2}{9.81 (0.414)^4} \times 15534 = 1.76$$

$$h = 1.76 \times 0.75 = 1.06 \text{ m}$$

Esta pérdida de carga es muy alta para un filtro rápido debido a que la arena es muy fina; si se removiera la arena de tamaño fino de los cinco tamaños más pequeños, la pérdida de carga quedaría reducida.

Lavado y expansión de la arena en filtros rápidos.

La filtración de agua previamente sedimentada da lugar a que en los primeros centímetros de la parte superior de la arena se obstruyan los poros por el coagulante y la materia en suspensión no sedimentada, lo que ocasiona una pérdida de carga que obliga a lavar la arena.

La arena se lava con el flujo del agua de abajo hacia arriba con una velocidad más o menos 10 veces mayor que la de filtración; del agua de lavado se separa quedando en suspensión; a esto es lo que se llama expansión de la arena. El agua arrastra la materia en suspensión y el coagulante, que sale del filtro por las canaletas al canal del drenaje.

Expansión de la arena.

Si el lecho de arena tiene un espesor "L", y una relación de porosidad "f", al expanderse el lecho el espesor es "Le" y la relación de porosidad "fe"

El peso de la arena en expansión es $Le (\epsilon_s - \epsilon) (1 - fe)$ y la carga necesaria para producirla hg .

$$hg = g Le (\epsilon_s - \epsilon) (1 - fe)$$

$$\frac{h}{Le} = \frac{\epsilon_s - \epsilon}{\epsilon} (1 - fe)$$

Los granos quedan en suspensión en el agua porque la presión dinámica del agua está en equilibrio con la fuerza de sedimentación:

$$(\epsilon_s - \epsilon) gV = CA \epsilon \left(\frac{v^2}{2}\right) \phi fe$$

Se determinó experimentalmente la siguiente relación entre la velocidad del agua de lavado v_0 y de sedimentación v_s :

$$\left(\frac{v_s}{v_0}\right)^2 = \left(\frac{1}{f_e}\right)^9 ; v_s = \frac{v_0}{f_e^{4.5}} ; v_0 = v_s f_e^{4.5} , f_e = \left(\frac{v_0}{v_s}\right)^{0.22}$$

Puesto que el volumen de los granos de arena es igual antes y después de la expansión: $(1 - f) L = (1 - f_e) L_e$, la expansión de un elemento dL del espesor del lecho es:

$$\frac{dL_e}{dL} = \frac{1 - f}{1 - f_e} = \frac{1 - f}{1 - \left(\frac{v_0}{v_s}\right)^{0.222}}$$

Para un lecho de arena de granos de igual forma y tamaño

$$\frac{L_e}{L} = \frac{1 - f}{1 - \left(\frac{v_0}{v_s}\right)^{0.222}}$$

La expansión de la arena depende de v_s , y ésta a su vez de la temperatura del agua, a mayor temperatura menor expansión.

La expansión de la arena de granos de igual forma y estratificada por tamaños es:

$$\frac{L_e}{L} = (1 - f) \int_{P=0}^{P=1} \frac{dP}{1 - f_e}$$

Si tomamos los tamaños por incrementos finitos de acuerdo con el análisis granulométrico, se tiene:

$$\frac{L_e}{L} = (1 - f) \sum \frac{P}{1 - f_e}$$

Cálculo de expansión de la arena.

(Ejemplo tomado del texto Water Supply and Waste Water Disposal de Fair and Geyer).

Datos:

Velocidad del agua de lavado: $v_0 = 1.016 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$

Temperatura 10° C ; $\frac{u}{c} = 0.0131$; $e_s = 2.65$

Relación de porosidad (arena estratificada) $f = 0.414$

Factor de forma: $\frac{Q}{V} = 6$

Espesor del lecho: 0.75 m

Determinar:

a) Porcentaje y altura de expansión

b) Pérdida de carga

Tamiz	100 d	100 P	vs	100 $\frac{v_0}{v}$		$\frac{100 P}{1 - f_e}$
Número		% ret.	cm/seg		f_e	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
8-10	21.8	0.5	30.7	3.31	0.473	0.9
10-14	15.4	2.3	23.7	4.29	0.500	4.6
14-20	10.0	9.3	15.9	6.39	0.543	20.3
20-28	7.0	24.8	11.1	9.15	0.591	60.2
28-32	5.4	20.6	8.36	12.20	0.630	55.3
32-35	4.6	16.4	6.69	15.20	0.661	47.9
35-42	3.8	12.1	5.58	18.20	0.687	38.4
42-48	3.2	14.0	4.18	24.30	0.773	53.2
S U M A		100.0				280.8

(1), (2), (3) : Datos del análisis granulométrico; el diámetro es obtenido por medida.

(4) : Datos tomados de la gráfica 2.

$$(5) : 100 \frac{v_0}{v_s} = \frac{101.6}{v_s}$$

$$(6) : f_e = \left(\frac{v_0}{v_s}\right)^{0.222}$$

a) Porcentaje y altura de expansión

$$\frac{L_e}{L} = (1-f) \sum \frac{P}{1-f_e} = (1-0.414) \times 281 = 165\% = 1.65$$

Porcentaje de expansión: 65%

Altura de expansión $Le = 0.65 \times 0.75 = 0.49 \text{ m}$

b) Pérdida de carga

$$h = (e_s - e)(1 - f) = (2.65 - 1)(1 - 0.414) \cdot 0.75 = 0.71 \text{ m}$$

NUMERO DE UNIDADES

El número de unidades que se tengan depende del costo relativo de la estructura, tuberías, válvulas, reguladores y accesorios de los filtros.

El Journal A.W.W.A. estableció lo siguiente:

Sistema inglés

Sistema métrico

$$N = 2.7 \sqrt{c}$$

$$N = 1.38 \sqrt{c}$$

N = Número de unidades

c = capacidad de la planta en millones de galones por día

c = capacidad de la planta en miles de metros cúbicos por día.

La profundidad requerida en los filtros es de:

Grava	0.45 m
Arena	0.75 m
Agua	1.50 m
Bordo libre	<u>0.30 m</u>
	3.00 m

La pérdida de carga máxima aceptada para la filtración es de 2.4 a 3.6 m. Para evitar que se queden volúmenes de aire en la arena se recomienda que la profundidad de la caja sea de 0.3 a 0.6 m. mayor que la mayor pérdida de carga.

El lecho de grava sirve para soportar la arena e impedir que se formen chorros de agua en el lavado. Baylis da la siguiente fórmula:

$$E = M \log d, \text{ en donde:}$$

E = espesor del lecho de grava en por ciento

d = tamaño de la grava en mm

M de 30 a 35 (constante)

Criba	# 10	5/32"	5/16"	5/8"	1 1/4"	1 1/2"
d (mm)	1	2	4	8	16	38
Espesor en %		19	38	57	76	95.100

La grava debe colocarse en lechos de espesor uniformes, empezando con la de mayor diámetro en el fondo, hasta llegar a la más pequeña en la superficie, este trabajo hecho a mano.

En cualquiera de los materiales obtenidos entre dos cribas la partícula más grande no debe ser mayor que dos veces la partícula más pequeña.

Caudales y velocidades de filtración y lavado.

Para que la filtración y el lavado de la arena sean efectivos se requiere que el caudal esté uniformemente repartido en toda el área del filtro.

Los caudales y velocidades normalmente usados en los filtros-rápidos de arena son:

<u>Filtración</u>	<u>Lavado de arena</u>
Caudal: 1.35 a 2.0 lps/m ²	10 a 12.5 lps/m ²
120 a 170 m ³ /día/m ²	864 a 1080 m ³ /día/m ²
Velocidad: 0.135 a 0.2 cm/seg	1 a 1.25 cm/seg

La velocidad del agua de lavado debe ser la que produzca una expansión de 30 a 50% de la arena, la velocidad dependerá por lo tanto, de la temperatura del agua, así como de las características de la arena.

De los valores de los caudales y velocidades de filtración y lavado, puede apreciarse que las de este último son mucho mayores, por lo que debe calcularse el sistema de drenaje con el caudal de lavado.

Se especifica que para obtener una distribución uniforme del-

agua de lavado en toda el área del filtro se requiere que las pérdidas en el sistema de drenaje no sean mayores del 25% de las pérdidas que se tienen en la arena y los orificios de las tuberías.

1) Pérdida de carga en la arena

$$h = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} (1-f) L \quad (f \approx 0.4)$$

2) Pérdidas en los orificios

Se toma la pérdida de carga en los orificios de 3.60 m.

Para una velocidad de 1 cm/seg se tiene:

Area total de orificios: $\frac{Q}{q_o}$ en donde:

Q = caudal del filtro

q_o = caudal del orificio

con lo que se tiene: Carga de arena y orificios igual a:

1.65 (0.6) L + 3.60 (L en metros)

Disponible: 0.25 (h + 3.60)

ESPECIFICACIONES PARA EL DRENAJE.

(Journal A.W.W.A)

- 1.- La relación de la longitud de un lateral a su diámetro no será mayor de 60.
- 2.- El diámetro de los orificios en los laterales será de 6.4 a 12.7 mm (1/4" a 1/2")
- 3.- El espacio entre los orificios a lo largo de un lateral - puede variar de 7.5 cm para orificios de (1/4") de diámetro y de 20 cm. para orificios de 12.7 mm (1/2")
- 4.- La relación del área total de los orificios en el sistema de drenaje, al área de la sección transversal de todos -- los laterales no excederá de 0.5 para los orificios de -- 12.7 mm (1/2") de diámetro y decrecerá a 0.25 para orifi-

cios de 6.4 mm (1/4").

5.- La relación del área total de los orificios en el sistema de drenaje al área total del filtro puede ser tan baja como 0.002.

6.- La separación entre los laterales puede ser hasta de 30 cm para una distribución satisfactoria del agua, pero se limitará por la carga total disponible.

7.- La velocidad del agua de lavado podrá variar de 0.5 a 1.5 $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ siempre y cuando estos valores estén previstos en el proyecto.

8.- La suma del área de la sección transversal de los laterales deberá ser cuando menos dos veces la suma de las áreas de los orificios en los laterales.

9.- El área de la sección transversal del principal deberá ser de 1.75 a 2 veces la suma de las áreas de la sección recta de los laterales que se alimentan en el lavado.

CALCULO DEL DRENAJE.

El cálculo de un sistema de drenaje, usualmente se hace por tanteos. A continuación presento una secuencia de cálculos que permitirá obtener una solución muy cercana a la definitiva.

Elemento	Diámetro	Longitud	Número	Area
Orificio	d		n/lateral	a
Lateral	D	L	N	A
Principal	Dp	Lp	1	

En el primer tanteo se hará: $L = 0.4$ ancho

Orificios:

Especificaciones:

Separación 7.5 cm para 1/4" diámetro

20.0 cm para 1/2" diámetro

$$\text{Número de orificios } n = \frac{100}{7.5} \times L = 13.7 \text{ L } (1/4")$$

$$n = \frac{100}{20} \times L = 5 \text{ L } (1/2")$$

Area total de orificios:

$$d = 6.35 \text{ mm } (1/4"); \text{ Área} = 0.317 \text{ cm}^2 = 0.00032 \text{ m}^2$$

$$d = 12.70 \text{ mm } (1/2"); \text{ Área} = 1.270 \text{ cm}^2 = 0.000127 \text{ m}^2$$

$$\text{Area total: } nNa = 13.7 \text{ L} \times 0.00032 \text{ N} = 0.00044 \text{ LN } (1/4")$$

$$nNa = 5.0 \text{ L} \times 0.00127 \text{ N} = 0.000635 \text{ LN } (1/2")$$

Número de laterales

Especificaciones:

$$\frac{\text{Area de orificios}}{\text{Area de filtros}} = 0.002, \quad nNa = 0.002 \text{ an} \times b$$

$$\therefore N = \frac{0.002 \times \text{an} \times b}{0.00044 \text{ L}} = \frac{\text{an} \times b}{0.22 \text{ L}} (1/4")$$

$$N = \frac{0.002 \times \text{an} \times b}{0.000634 \text{ L}} = \frac{\text{an} \times b}{0.32 \text{ L}} (1/2")$$

Diámetro de laterales

Especificaciones:

$$\frac{\text{Areas de orificios}}{\text{Areas de laterales}} \leq \frac{0.25 (1/4")}{0.50 (1/2")} = R$$

$$R = \frac{\frac{\pi}{4} d^2 n N}{\frac{\pi}{4} D^2 N} ; D^2 = \frac{n d^2}{R} ; D = \sqrt{\frac{n}{R}} d$$

$$D = \frac{13.7 \text{ L}}{0.25} \cdot 0.635 = 4.7 \sqrt{\text{L}} (1/4")$$

$$D = \frac{5 \text{ L}}{0.5} \cdot 1.27 = 4.04 \sqrt{\text{L}} (1/2")$$

Diámetro del principal

Especificación:

$$\frac{\text{Area principal}}{\text{Area laterales}} = 1.75 \text{ a } 2.00 ; \frac{\frac{\pi}{4} D_p^2}{\frac{\pi}{4} D^2 N} = 1.75 \text{ a } 2.00$$

$$D_p^2 = 1.75 N D^2 = 1.32 \sqrt{N} D$$

$$D_p^2 = 2.00 N D^2 = 1.42 \sqrt{N} D$$

Los resultados obtenidos en el primer tanteo, se podrán modificar para dar separaciones de orificios y laterales que faciliten la instalación.

Además de este tipo de sistema de drenaje se usan en algunos casos:

- a) Tubos y aspersores
- b) Fondo ondulado
- c) Fondo Wheeler
- d) Placas perforadas y otros fondos falsos

TUBOS Y ASPERSORES.

Este tipo es similar al de tubos perforados, excepto que en las perforaciones se insertan aspersores, que tienen aberturas muy pequeñas para proporcionar una buena distribución del agua de lavado. El área transversal de cada lateral debe ser mayor de 2 a 4 veces el área de los orificios en los aspersores del lateral, y el área del principal debe ser mayor del doble del área transversal de los laterales.

FONDO ONDULADO.

Consiste de bordos de concreto colocados de 20 a 30 cm. centro a centro. Entre estos bordes están aspersores de latón como a 10 cm. arriba del piso del filtro. El espacio que queda entre el piso y el aspersor sirve como canal, a través del cual fluye el agua.

El tamaño y número de orificios del aspersor, se determinará sobre los mismos principios que en el caso anterior.

FONDO WHEELER.

Consiste de aberturas cónicas o piramidales, con la punta hacia abajo, hechas en una base de concreto. No se usan aspersores, pero las --

aberturas se llenan con piedras pesadas de 3 a 7.5 cm de diámetro, colocadas cuidadosamente para asegurar el mínimo de vacíos. Requiere menos-grava y tiene la ventaja de una pérdida de carga baja.

OTROS TIPOS.

Otro sistema de piso que está ganando importancia, es el de placas porosas, en el cual la arena se apoya directamente sobre un piso falso de ellas. La distribución del agua es excelente, pero las placas gradualmente se tapan con el sedimento que pasa a través de la arena y se necesita limpieza periódica con ácido o alcali.

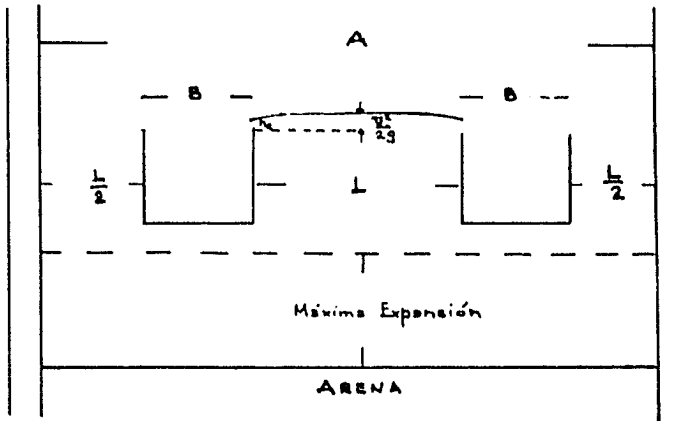
CANALETAS DE FILTROS RAPIDOS.

Las canaletas recogen el agua de lavado del filtro y la conducen al canal de drenaje y de éste pasa al drenaje general de la planta. A fin de tener la mejor distribución del agua de lavado se requiere que las canaletas estén separadas uniformemente en el filtro y que el agua entre uniformemente a éstas.

Las canaletas pueden tener las siguientes formas:



Ordinariamente se construyen de concreto, pero pueden ser de acero o fierro fundido. La profundidad de las canaletas debe ser la necesaria para que el agua descargue libremente, en esta forma se tiene una entrada uniforme del agua.



Separación L: mínima 1.20 m

máxima 2.00 m

Altura sobre la arena: Expansión + 0.05 m

Velocidad del agua entre canaletas: $v_c = v_L \frac{A}{(A-nB)}$ en donde:

v_L = velocidad de lavado

n = número de canaletas

B = ancho exterior

CALCULO DE LAS CANALETAS.

El caudal de la cresta de la canaleta se calcula con la siguiente fórmula:

$$q = \frac{Q}{2 n L}$$

q = caudal por metro de cresta en cada lado (m³/seg)

Q = caudal del agua de lavado del filtro (m³/seg)

n = número de canaletas

L = longitud de la canaleta (m)

Por ser libre la caída del agua se tiene un tirante crítico

hc. Se calcula con la siguiente fórmula:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g b^2}} \quad \therefore h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{8 g}}$$

q = caudal (m³/seg)

b = ancho de la sección en el tirante crítico; se toma

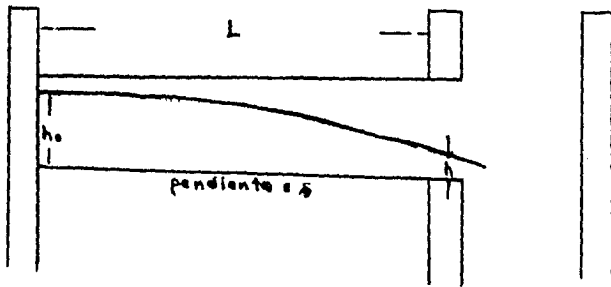
$b = 1$ metro

La distribución del agua de lavado depende del tirante del agua, por lo que se recomienda que h_c sea pequeño, para obtener la mejor distribución uniforme posible.

El caudal que sale al canal de drenaje es $\frac{Q}{n}$ ó $2 qL$

La fórmula general de Thomas-Camp para determinar el tirante H en un canal con un caudal proporcional a la longitud de la cresta es:

$$H = \sqrt{\frac{2 hc^3}{h} + (h - \frac{sL}{3})^2} - \frac{2}{3} sL$$



a) Si la descarga al canal de drenaje es libre se tiene un tirante crítico: $h = h_c$

$$\therefore H = \sqrt{2hc^2 + (hc - \frac{sL}{3})^2} - \frac{2}{3} sL$$

b) Si la pendiente es nula:

$$H = \sqrt{\frac{2 hc^3}{h} + h^2}$$

c) Si la descarga es libre y la pendiente nula:

$$H = \sqrt{2 hc^2 + hc^2} = 1.73 hc$$

TUBERIAS Y VALVULAS.

Con objeto de mantener el filtro funcionando normalmente, es necesario proveerlo de ciertas tuberías para las siguientes funciones: conducir el agua parcialmente clarificada del tanque de sedimentación al filtro; el agua filtrada de los drenes de desagüe al depósito de --- aguas claras, el agua sucia de lavado al drenaje general. Por algunos minutos, después que un filtro ha sido lavado y admitida agua de nuevo, procedente de los tanques de sedimentación, esa agua filtrada no debe admitirse en el depósito de aguas claras, sino descargarse en los drenes de desagüe del agua de lavado. Alguna parte del agua filtrada producida, durante la operación normal, debe enviarse al depósito de agua para limpieza, y por consiguiente, son necesarias, válvulas, para controlar la circulación en cada línea de tubería. En una planta grande, forman una intrincada red de tuberías y válvulas. Se instalan en la llamada galería de tuberías, y las válvulas se colocan en ellas, con los aparatos de control, para ser manejados desde el piso inmediatamente superior, frente o entre las filas de filtros.

Las tuberías se diseñan según los principios de la Hidráulica; la velocidad de circulación en la tubería del influente, debe estar comprendida entre 0.30 y 0.60 m/seg, mientras en la del efluente, su velocidad se determina por consideraciones de orden económico y de la carga disponible en la planta. Para tuberías de concreto, la velocidad no debe exceder de 0.90 m/seg, y para fierro fundido puede llegar a 1.20 m/seg. La velocidad, en la tubería que conduce el agua de lavado, no debe exceder de 3 m/seg, y la que conduce el agua sucia, puede ser tan al

ta como 3 m/seg si la carga disponible lo permite.

CONTROL DEL CAUDAL DE FILTRACION.

Los mejores resultados se obtienen, funcionando los filtros a un caudal constante. Cualquier cambio brusco en el caudal de filtración, puede originar el fraccionamiento o discontinuidad del lecho de arena, o entrapar burbujas de gases, que pueden eliminarse por la superficie, abriendo trayectorias verticales.

Con objeto de mantener un caudal constante a través del filtro, el agua debe entrar a ésta, y descargarse de él, en el mismo volumen, y un control sencillo de esta uniformidad en la operación, puede realizarse a mano, mediante válvulas en el influente y el efluente. Sin embargo, este control a mano, no resulta eficiente y casi siempre anti-económico, aún en las pequeñas plantas.

Los aparatos automáticos de control de caudal de circulación, pueden ser de tipo de flotador, o de Venturi. Los de flotador, son ya raramente usados en los filtros modernos y, en cambio, existen numerosas variantes del tipo Venturi.

FILTROS LENTOS.

Son aquellos en que el caudal de filtración varía entre 2.80 m³/m²/día y 7.5 m³/m²/día y se operan generalmente sin coagulantes.

EMPLEO MODERNO.

a.- Para remoción de cantidades pequeñas de turbidez (40 mg/l), color y bacterias sin coagulación.

b.- Para la remoción de color, turbidez y bacterias con coagulación en plantas muy pequeñas localizadas en lugares inaccesibles.

c.- Para uso en conexión con plantas para la remoción de hierro y manganeso después de la aereación y tratamiento en lechos de contacto.

d.- Para la remoción de bacterias después de filtración rápida. Comúnmente nadamás cuando los filtros lentos ya se encuentran construidos y cuando el contenido bacterial es muy alto.

METODO GENERAL DE OPERACION.

a.- Admisión del agua, cámara de entrada con tabiques removibles o válvula de flotador.

b.- Llenado por la parte inferior para evitar bolsas de aire.

c.- Drenado.

d.- Control de la filtración. A mano o automática.

e.- Limpiado.

f.- Lavado de arena.

g.- Reposición de la arena lavada.

ESPECIFICACIONES PARA LA ARENA.

Espesor = 1 metro

diámetro efectivo de 0.25 a 0.35 mm

coeficiente de uniformidad de 2 a 3

material no mayor de 5 mm

material no muy fino

menos de 2% de cal y magnesio calculados como carbonatos.

ESPECIFICACIONES PARA LA GRAVA.

Estratos de abajo hacia arriba

Estrato No.	Espesor (mts)	Tamaño (mm)	Diámetro efectivo aproximado
1	0.2	19.05-50.80	20 mm
2	0.1	9.53-19.05	8 mm
3	0.05		2.3 mm

La grava puede ser material triturado

DETALLES ESTRUCTURALES.

Los tanques para los filtros pueden ser abiertos o cerrados.- Se recomienda que sean abiertos en los lugares en que no hay peligro de congelación o de propagación de algas como en las zonas tropicales.

Los filtros descubiertos consisten en tanques rectangulares - que pueden ser de mampostería o de concreto. Se procura que las construcciones sean de concreto simple o con un armado mínimo dadas sus dimensiones.

Las dimensiones de las unidades individuales están determinadas por consideraciones de orden económico. En los filtros cubiertos la longitud debe ser un múltiplo de las crujías.

El ancho debe ser un número impar de crujías con objeto de colocar el dren principal en la prujía central.

La capacidad debe ser para el consumo del día de máxima demanda, teniéndose siempre una unidad de reserva fuera de servicio.

La dimensión de las unidades no debe ser mayor de 2000 m² o estar limitada en magnitud por consideraciones de orden práctico.

Debe procurarse tener un equilibrio adecuado en las dimensiones de los muros divisorios y los exteriores.

HIDRAULICA DE LA FILTRACION.

VENTAJAS, DESVENTAJAS DE LOS FILTROS LENTOS.

Debido al paso lento del agua por la arena se presentan condiciones favorables para remoción de organismos y de algunos compuestos químicos.

Como ventajas pueden señalarse las siguientes:

- 1.- Remueve las bacterias y quistes de amibas hasta el 99%
- 2.- El color en un 30%.
- 3.- La turbiedad hasta cero.

4.- Hierro y manganeso hasta el 60%

5.- Su operación es más simple, requiere menos atención y puede trabajar en un margen mayor del contenido de organismos patógenos y sustancias difíciles de remover con otros procedimientos.

Tienen las siguientes desventajas:

1.- Si normalmente la turbiedad es mayor de $40 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$ de la escala de cobalto, es costosa y llega a ser inefectiva su operación.

2.- En los climas en donde el agua se congela en el invierno se requiere techar considerables extensiones.

3.- La presencia de un contenido alto del plancton da lugar a malos olores del agua y dificulta la operación, por esta razón debe protegerse de la luz el agua en el filtro.

Cuando el agua es clara debe dársele importancia al uso de algicidas.

Deberá estudiarse la posibilidad de reducir la turbiedad al valor de 40 mg/l con tanques de sedimentación simple, para poder utilizar este procedimiento.

Los filtros lentos pueden usarse con ventajas en los siguientes casos:

- 1) En poblados pequeños y aislados.
- 2) En los poblados localizados en las márgenes de lagos o embalses que tengan normalmente aguas claras.
- 3) Para aguas subterráneas que puedan conducirse por canales abiertos que no le impartan una turbiedad en exceso al valor límite de 40 mg/litro .

4) En campamentos más o menos permanentes.

OPERACION DE UN FILTRO LENTO.

Al quedar terminado el filtro se inicia la operación; llenán-

dose con agua natural por el sistema de drenaje hasta cubrir la arena -- hasta el nivel señalado como de operación en el proyecto; este volumen - de agua se desecha.

Cuando la pérdida de carga aumenta, y reduce el caudal por la obstrucción de los primeros centímetros de arena de la parte superior -- del lecho, se vacía el filtro y se saca la arena de los primeros 2 cm. - de lecho; esta operación se repite hasta reducir el espesor de 1 m a --- 0.60 m. Cuando se llega a tener el espesor mínimo, se repone la arena pa ra tener nuevamente el espesor original.

Cada vez que se reinicia la operación se llena el filtro (con agua previamente filtrada) por el drenaje hasta el nivel de operación.

Para tener una operación satisfactoria de este tipo de filtros, se requiere mantener un nivel constante del agua en el filtro, esto se logra si se operan satisfactoriamente los dispositivos de salida para -- mantener un caudal constante que compense la pérdida de carga por obs-- trucción de la arena. Por ser lentos los incrementos de pérdi-- da de carga se pueden tener equipos de operación manual.

Las pérdidas de carga que se tienen en los filtros lentos son las siguientes:

1.- En las tuberías, válvulas y piezas especiales de la entrada y salida del filtro.

2.- La de la arena en su condición original y cuando se ha reducido su espesor al mínimo.

3.- Las de la grava y de la arena en su condición original y - para el espesor mínimo final.

PERDIDA DE CARGA EN LA ARENA.

Se utiliza la fórmula de Hazen:

$$\frac{h}{E} = \frac{v}{cd^2(0.70+0.03t)} \quad ; \text{ en donde:}$$

h = pérdida de carga en metros.

E = espesor de la arena en metros.

v = velocidad de llegada en m/día

d = diámetro efectivo en mm.

t = temperatura en °C

c = coeficiente que depende de la viscosidad

De 1000 a 1200 para arena limpia

800 valor medio

500 - 700 arenas viejas

PERDIDA DE CARGA EN LA GRAVA.

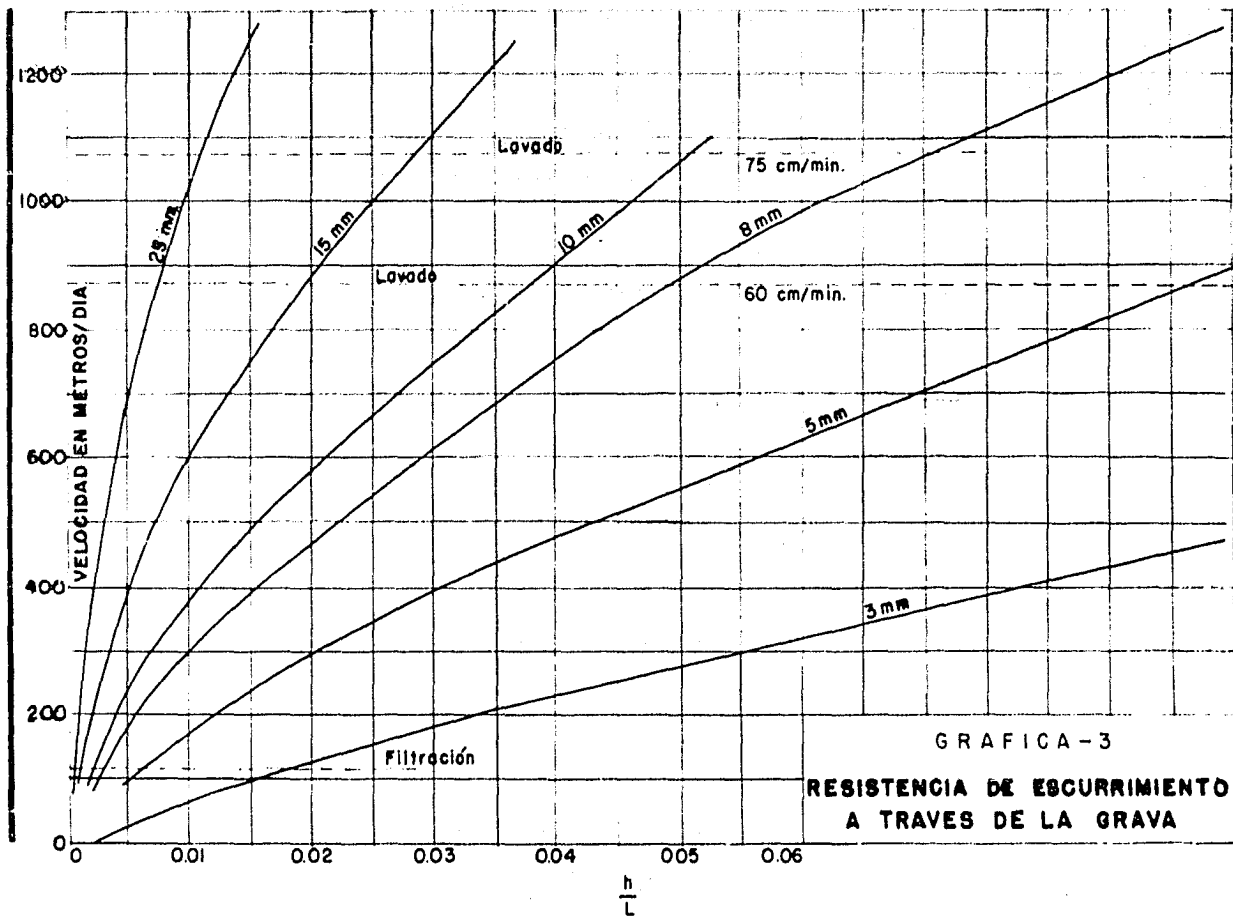
Se utiliza la misma fórmula que en los filtros rápidos.

Cuando en el filtro ha llegado al máximo la pérdida de carga, debe limpiarse. El procedimiento corriente de limpieza, consiste en raspar la capa superficial del lecho, en un espesor de 0.0125 a 0.0375 metros, por medio de una pala de arista fina, o en las grandes plantas, - por procedimiento mecánico de aspiración; la arena sucia, se transporta a algún lugar de limpieza para su lavado. El transporte, se efectúa por medio de eyectores o cualquier otro procedimiento mecánico.

COMPARACION DE LOS FILTROS LENTOS Y RAPIDOS.

CONCEPTO	UNIDAD	F. LENTOS	F. RAPIDOS
Caudal de filtración	m ³ /m ² /día	1.0-3.7-10	110 a 180
Area de filtración	m ²	1000 a 2000	20 a 400
Lecho filtrante arena	m.	1.0 se reduce a 0.6 por extracción	0.6 a 0.9
Lecho filtrante grava	m.	0.30 a 0.45	0.45 a 0.60
Diámetro efectivo	m.	0.25-0.3 a 0.35	0.30-0.45 a 0.60
Coefficiente de uniformidad		2-2.5 a 3	1.5 a menor
Distribución granulométrica		Sin estratificar	estratificada

CONCEPTO	UNIDAD	F.LENTOS	F.RAPIDOS
Sistema de drenaje		Tubos sin juntear colocado en grava gruesa, que descargan a un conducto colector.	Tubos perforados laterales que descargan a un conducto colector.
Pérdida de carga	m.	0.05 inicial a 1.20 final	0.30 inicial a 3.00 final
Intervalo entre la limpieza de la arena.		20-30 a 60 días	12-24 a 40 horas
Penetración de la materia suspendida		superficial	profunda
Método de limpieza.		1) Extracción de la arena y lavado fuera del filtro 2) Lavado en el filtro por medio de un eyector.	Por el agua con escurrimiento de abajo hacia arriba, que expande la arena, - con esto, la arena se estratifica por tamaños.
Pérdida de agua en el lavado de la arena.		0.2 a 6.0% del agua filtrada.	1-4 a 6% del agua filtrada.
Tratamiento previo		Sedimentación	Floculación y sedimentación.
Tratamiento posterior		Cloración	Cloración
Costo inicial (relativo)		Alto	bajo
Costo operación (relativo)		bajo	alto
Depreciación		baja	alta



GRAFICA-3
RESISTENCIA DE ESCURRIMIENTO
A TRAVES DE LA GRAVA

DESINFECCION

Se practica para destruir gérmenes patógenos. Generalmente no es necesario exterminar todas las bacterias por desinfección. Filtrando bien, debe obtenerse un agua libre de bacterias nocivas, pero por precaución adicional es costumbre tratar el filtrado con un desinfectante. Para desinfectar puede emplearse calor, luz, ozono y rayos ultravioleta

La aplicación de calor es un método de desinfección satisfactorio en pequeña escala, para laboratorio o casos de apuro, pero resulta demasiado caro para la desinfección en gran escala. La desinfección puede lograrse calentándola a 60° C durante 15 minutos.

La luz solar ejerce una poderosa acción germicida sobre las bacterias de las aguas superficiales de los embalses. Esta acción, aún en aguas claras, no tiene importancia a profundidades de más de algunos decímetros, a menos que el líquido esté circulando activamente y la luz actúe sobre capas superficiales sucesivas. La luz no produce efecto práctico en aguas turbias o muy coloreadas.

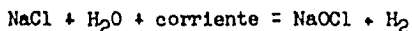
CLORO. Es el desinfectante más usado. Se expende en estado líquido o combinado con cal o sosa, como polvos de gas o hipoclorito sódico. Tiene propiedades oxidantes y germicidas.

Los polvos de gas, llamados a veces cloruros de cal, o hipocloritos cálcicos, se obtienen saturando de cloro la cal viva. Es un esterilizante y oxidante activo, y contiene, por lo general, 30% de impurezas, principalmente cal y agua. Pierde energía en seguida si se expone al aire. Sus ingredientes útiles corresponden a la fórmula: $\text{CaCl}_2 + \text{Ca}(\text{OCl})_2$. El cloruro cálcico es inactivo, pero el hipoclorito cálcico es descompuesto por el ácido carbónico del agua en ácido hipocloroso.

cloroso y carbonato de calcio. El primer compuesto es inestable y cede su oxígeno a las sustancias orgánicas, produciendo ácido clorhídrico, neutralizado por la alcalinidad del agua. El poder de los polvos de gas se mide por el cloro útil que contienen. El oxígeno realmente liberado, según la fórmula, es 22.5% del cloro disponible, que no debe bajar de 35% en los polvos de gas.

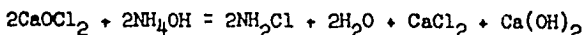
El hipoclorito sódico, preparado mediante electrólisis de una solución de cloruro sódico, se usa también como la solución de polvos de gas.

El líquido salino se hace pasar por una pila eléctrica especial donde se desarrolla una reacción complicada, que puede expresarse en parte por la siguiente fórmula:



La solución que sale de la pila puede aplicarse al agua como cualquier otra obtenida por medios químicos.

La desinfección con cloramina ha sido objeto de considerable atención. El procedimiento consiste en combinar polvos de gas y amoníaco en el momento de su aplicación al agua de que se trate, provocando la siguiente reacción:



cloramina

Aunque eficaz y superior al cloro en algunos aspectos, la cloramina es de aplicación más difícil, y también más cara.

El gas cloro es el desinfectante más práctico y generalizado. Es mucho más fácil desinfectar con cloro gaseoso que con polvos de gas; el aparato ocupa menos sitio, y desaparece la molestia y la corrosión que ocasionan la polvareda y el humo. El gas cloro puede obtenerse por

electrólisis de salmuera en pilas especiales, muchas veces a muy bajo -- costo. Teóricamente, el gas cloro es tres veces más fuerte que los polvos de gas; en la práctica es difícil aprovechar todo el cloro de éste -- último producto, y una parte de cloro puede dar igual rendimiento que -- 4 ó 5 partes de hipoclorito cálcico. De ordinario bastan 0.2 a 0.5 p.p.m de cloro para desinfectar un agua, aunque las hay que necesitan más.

Resumiendo, los métodos actuales de desinfección a base de cloro, son los siguientes: CLORACION SIMPLE, CLORAMINACION Y SUPERCLORACION

CLORACION SIMPLE. - Consiste en la adición de cloro al agua en la cantidad precisa para lograr al cabo de 10 a 30 minutos de contacto, un residuo que generalmente se fija en 0.2 p.p.m. Tal residuo de cloro -- se disipa fácilmente por aereación o exposición del agua a la luz solar, y también es absorbido por las formaciones esponjosas que las aguas blan das dejan en las tuberías de fierro en la red de distribución. Por otra parte, el cloro aplicado a aguas que contengan ciertos microorganismos y sustancias químicas en especial fenoles, produce compuestos que comunican al agua sabor y olor desagradables, inconvenientes que se reducen al introducir la esterilización con cloraminas.

CLORAMINAS. - Son compuestos de cloro y amoniaco en diversas -- proporciones, según sea el pH del agua, que se caracterizan porque fijan el cloro, con lo cual su acción esterilizante puede ejercerse durante -- mayor tiempo y el agua puede exponerse al sol sin pérdida de cloro. Además la presencia en el agua de la cantidad correcta de amoniaco, evita -- la formación de compuestos clorados que podrían causar quejas por mal sa bor. Este procedimiento de esterilización es particularmente interesante cuando las aguas esterilizadas se acumulan en depósitos abiertos.

Para obtener las cloraminas se comienza por agregar amoniaco -

al agua y luego cloro. La proporción conveniente entre ambos depende principalmente del contenido amoniacal y del pH del agua, así como de las circunstancias especiales de cada caso particular; es corriente la proporción 1:4, aún cuando ésta varía generalmente de 1:6 a 1:3. Es esencial que el agua adicionada de amoniaco se mezcle íntimamente al agua clorada.

El tiempo necesario para lograr la desinfección del agua tratada por cloraminas oscila entre media y dos horas. De varias experiencias se desprende que las cloraminas son mucho menos eficaces que el cloro libre como agentes bactericidas. Así, para lograr el 100% de destrucción en igual tiempo de contacto se necesita 25 veces más cloramina que cloro libre, y para igual acción bactericida, con idénticas cantidades de cloro y cloramina, a igualdad de las demás circunstancias, es preciso un tiempo de contacto 100 veces superior al correspondiente al cloro solo.

La supercloración es un procedimiento de desinfección, introducido para evitar los inconvenientes de mal sabor y olor que en ciertas aguas producen los tratamientos anteriores. Experimentos cuidadosos efectuados por varios investigadores, han mostrado que el cloro residual en el agua se presenta en dos formas que tienen propiedades bactericidas --- bien distintas, que son: cloro combinado con amoniaco y cloro al estado libre. Las aguas dulces, especialmente las de corrientes superficiales, contienen cantidades relativamente importantes de amoniaco; al efectuar la cloración de dichas aguas, se forma siempre una cantidad variable de cloramina. La figura (a) muestra las cantidades de cloro residual que se obtienen al aplicar dosis crecientes de cloro a un agua que contiene alrededor de 0.1 p.p.m. de amoniaco, después de una hora de contacto. Puede observarse que no existe proporcionalidad, entre el cloro aplicado y el residual, más que a partir de cierta dosis que puede considerarse corres-

pondé a la demanda de cloro del agua tratada.

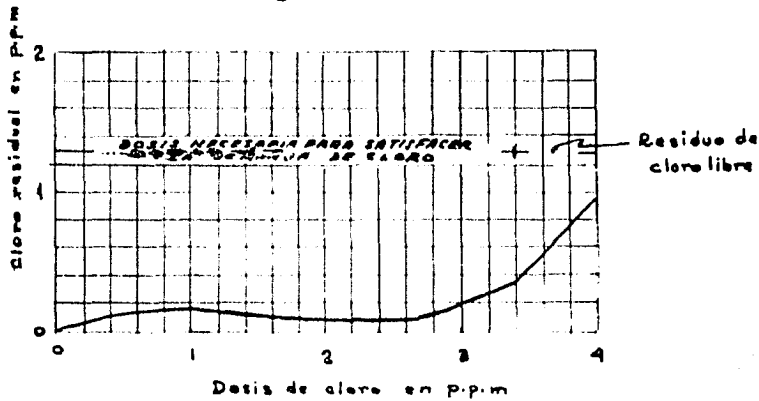


FIG. (a) AGUA FILTRADA.- PERIODO DE CONTACTO 1 HORA

CONTENIDO DE AMONIACO 0.08 p.p.m.

La figura (b) representa lo que ocurre con un agua de contenido elevado de amoníaco; el residuo crece pasando por un máximo, para luego disminuir, produciéndose un nuevo aumento que guarda proporción con las dosis aplicadas a partir de un punto característico llamado punto de quiebre.

Los residuos de cloro libre que se obtienen con la supercloración son persistentes y resisten la aereación, aunque no la luz solar. Para lograr la destrucción de la materia orgánica presente en el agua se requiere un cierto tiempo de contacto, bastante largo cuando aquella abunda por lo que es corriente aplicar el cloro antes de la filtración del agua.

Cuando la cantidad de cloro residual correspondiente al comienzo de la formación de residuos de cloro libre es superior a 0.6 a 1 p.p.m se reduce generalmente a 0.2 a 0.3 por medio de óxido de azufre, o bien se elimina totalmente por medio de carbón activado.

Para poder determinar la dosis de antioloro más convenientes -- existen aparatos que registran continua y automáticamente el cloro residual del agua.

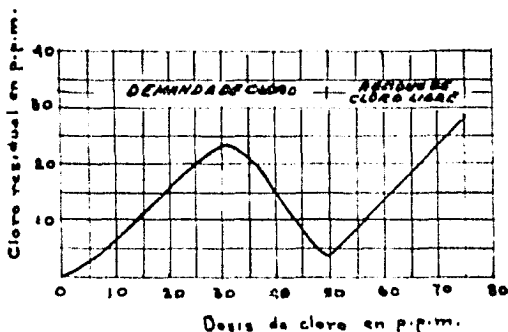


FIG. (b) AGUA FILTRADA. PERIODO DE CONTACTO 1 HORA
CONTENIDO DE AMONIACO 6 p.p.m.

Para lograr el máximo resultado de la aplicación de los procedimientos de desinfección anteriores es necesario que el agua adicionada de desinfectante, antes de ser conducida a la red, circule por un depósito - provisto de tabiques de dirección, que garanticen un período de retención igual para toda la masa de agua. Dicho período ha de ser suficiente para que el esterilizante pueda ejercer totalmente su función, con lo cual el agua puede enviarse luego al abastecimiento sin peligro. El depósito de contacto debe tener una disposición que permita la toma de muestras de agua, que tengan un período de contacto igual o menor que la mitad del período de retención.

Por otra parte, el período de retención habrá de ser adecuado - al método o métodos de esterilización que la experiencia aconseje seguir.

Para la cloración simple, suele ser de 40 a 60 minutos; para la cloramina, de 90 a 120 minutos, y para la supercloración, de 30 a 45 minutos.

RAYOS ULTRAVIOLETA.

Esterilizan el agua pronto y por completo. Estos rayos no solo destruyen las bacterias en estado vegetativo, sino también los esporos. Los rayos ultravioleta pueden aplicarse en exceso sin el menor --- riesgo. Son ideales para tratar volúmenes pequeños de agua clara cuando el costo del tratamiento no sea factor de consideración.

ABLANDAMIENTO

El término ablandamiento, indica el proceso de rebajar el grado hidrotimétrico de las aguas. Cuando las aguas contienen más de 200 p.p.m. de dureza total, expresada como Ca CO_3 , se rebaja el contenido, ya que, además de los graves inconvenientes que producen las aguas duras en los usos industriales, en el doméstico determinan, entre otros, un excesivo consumo de jabón. Todo esto acarrea que un posible abastecimiento en estas condiciones resulte antieconómico.

SISTEMAS DE ABLANDAMIENTO.- El ablandamiento de las aguas duras, puede realizarse por cualquiera de los procesos siguientes:

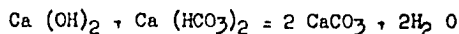
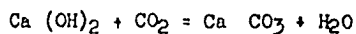
- 1.- Mediante el empleo del hidrato de calcio Ca (OH)_2 y el carbonato de sodio $\text{Na}_2 \text{CO}_3$.
- 2.- Utilizando substancias de intercambio denominadas Zeolitas, naturales o sintéticas.
- 3.- Cada uno de estos tratamientos tiene sus aplicaciones y ventajas según el tipo de agua dura de que se trate.

PROCESO DE CAL Y CARBONATO DE SODIO.- Consiste en agregar cal que reacciona con la dureza de carbonatos y carbonato de sodio que reacciona con la dureza no carbonatos.

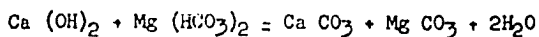
Reacciones:

a).- De la cal:

Remoción del calcio.

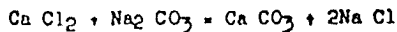


Remoción del magnesio.

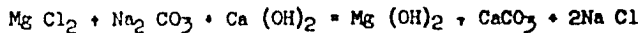


b).- Del carbonato de calcio

Remoción del calcio



Remoción del magnesio



En la práctica, no todo el calcio y el magnesio contenido en las aguas, puede removerse por la adición de cal y carbonato, de acuerdo con las reacciones formuladas; varias condiciones y numerosas sustancias, interfieren el proceso. Tanto el carbonato de calcio como el hidrato de magnesio, cuya baja solubilidad se aprovecha en el ablandamiento de las aguas de consumo, dejan en las aguas tratadas, una cantidad en solución que resulta muy variable y que depende especialmente, de la presencia de otras sales.

La solubilidad a su vez, puede ser disminuida por la adición de un exceso de cal y carbonato de sodio, ajustando el exceso del carbonato de sodio en tal forma, que remueva el exceso de cal y deje una cantidad equivalente de hidróxido de sodio.

La cantidad de calcio y magnesio que permanece en el agua, tratada con cantidad calculada de cal y carbonato de sodio, depende de la naturaleza y concentración de las demás sustancias presentes en el agua, de su temperatura, y del tiempo que está el agua sin usarla. Por lo general, una gran cantidad de otras sales, además de las productoras de dureza, tienden a aumentar la solubilidad de los precipitados de calcio y magnesio.

El aumento de temperatura, tiene opuesto efecto, pues el ablandamiento resulta mayor, mientras mayor es la temperatura y también el --

tiempo en que el agua blanda queda sin usarse; a mayor período de reposo mayor ablandamiento tiene efecto.

En caliente, el ablandamiento no solo resulta mayor, sino que tiene efecto en la mitad del tiempo y además la precipitación es mucho - más rápida.

Para poder calcular la cantidad de cal y carbonato de sodio ne cesaria al ablandamiento de una agua dada, es necesario determinar:

- 1.- El anhídrido carbónico libre contenido.
- 2.- La dureza carbonatada.
- 3.- La dureza no carbonatada
- 4.- El contenido de magnesio.

Además, resulta muy conveniente conocer la cantidad de cloruro de sodio, sulfatos y nitratos, así como la materia orgánica, expresada - por el oxígeno consumido del agua, ya que todas estas sustancias influ- yen en las reacciones que tienen efecto en el ablandamiento, como quedó - asentado.

Inconvenientes del tratamiento por cal-carbonato.

Los principales inconvenientes que ofrece el tratamiento, en - frío de las aguas duras, por la cal y el carbonato de sodio son:

1.- A la temperatura normal, la precipitación resulta muy len- ta, y es necesario emplear períodos de retención muy grandes, para lo--- grar la sedimentación completa.

2.- Aún con tanques de grandes dimensiones, y períodos de re- tención excesivamente largos, no se logra la sedimentación completa y -- siempre quedan en las aguas tratadas algunos precipitados.

3.- El precipitado resulta de baja concentración hídrica y --- constituye un gran volumen de difícil disposición.

Todo ello ha obligado al empleo de nuevas unidades y procesos-

previos al empleo del agua, con el costo consiguiente.

Tratamientos posteriores.- Los graves inconvenientes ya referidos, en este tratamiento han sido evitados por medio de aparatos, que no ofrecen las dificultades de los usados en el procedimiento común y corriente. La recarbonatación de las aguas, que han sido tratadas por cal-carbonato, eliminan las precipitaciones posteriores que puedan ocurrir en los conductos de agua; y experiencias realizadas, con objeto de evitarlas en su totalidad, han creado nuevas técnicas aplicadas al ablandamiento por la cal-carbonato.

Las numerosas experiencias realizadas pudieron demostrar, que la agitación mecánica del agua cocida, y las substancias químicas para el ablandamiento, en presencia de partículas previamente sedimentadas por el tratamiento, no solo mejora la calidad del efluente, sino también le proporciona una mayor estabilidad. Mediante equipos contruidos con esta finalidad, se ha podido alcanzar una economía notable en el tiempo de retención a que se someterían las aguas tratadas, para despojarlas del sedimento, hasta el extremo, que de 4 horas, tiempo medio establecido, se ha limitado a 1 hora, todo lo cual ha permitido asimismo, reducir las dimensiones de los tanques de tratamiento.

Entre estos aparatos se pueden contar:

El Spiractor, el Accelerator y el Precipitator.

Equipos necesarios.- Son casi los mismos que se utilizan en las plantas de filtración por coagulación, o sean:

1.- Cámaras de mezcla de las substancias químicas a emplear, con el agua cruda a tratar.

2.- Tanques de sedimentación, los que fijan el tiempo suficiente a las reacciones que deben verificarse y al precipitado insoluble para que sedimente.

3.- Filtros del tipo rápido, para la final clasificación del agua.

Variaciones del proceso.

- 1.- Proceso en caliente.
- 2.- Proceso de empleo de la cal en exceso.
- 3.- Exceso de cal seguido por recarbonatación.
- 4.- Uso de los compuestos de aluminio.

Zeolitas.

La A.W.W.A. ha definido y delimitado así las substancias de intercambio llamadas Zeolitas:

"Toda substancia granular, que intercambia cationes y que opera bajo el ciclo del sodio, para remover la dureza y que se regenera con cloruro de sodio". En esta definición no se incluyen las que intercambian aniones y que utilizan los compuestos alcalinos como regeneradores, tales como los hidratos y carbonatos.

Las zeolitas se clasifican:

I.- Substancias minerales.

- 1o.- Arenas verdes o glauconitas.
- 2o.- Gels sintéticos precipitados.
- 3o.- Los sintéticos obtenidos por fusión.
- 4o.- El grupo de las arcillas o bentonitas.

II.- Substancias orgánicas.

- 1o.- A base de carbón.
- 2o.- De resinas.
- 3o.- Derivados del azúcar, caseína, etc.

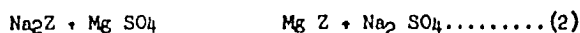
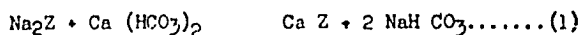
La zeolita de sodio, intercambia el ion sodio que contiene, -- por los de calcio y magnesio, que el agua ofrece, y por regeneración con

el cloruro de sodio vuelve a adquirir el ion sodio, para continuar el proceso de intercambio.

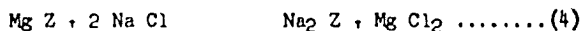
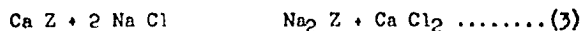
Reacciones que tienen efecto.

La zeolita de sodio, tiene la fórmula $(Na_2 O, Al_2 O_3 Si O_2 H_2 O)$

Si representamos por Z, la base de ella, tendremos las siguientes reacciones:



Al regenerar con cloruro de sodio, tendremos:



Zeolitas orgánicas.- Las zeolitas orgánicas, a base de carbón, cuando operan bajo el ciclo del sodio, tienen la propiedad de remover, como las zeolitas minerales, el calcio, magnesio, y se regeneran en la misma forma que las primeras.

Pueden operar además, bajo el ciclo del hidrógeno. Cuando intercambian cationes, cambian el ión sodio, por los productores de dureza en el agua; cuando operan bajo el ciclo del hidrógeno, ceden este ion al agua, a cambio del calcio, magnesio y sodio y se regeneran con ácidos, usualmente el ácido sulfúrico.

Los tipos de sustancias de intercambio más modernos, tienen una composición estrictamente orgánica. Actualmente existen más de 20 productos de esta naturaleza.

Estas sustancias intercambian cationes, y por adsorción aniones. Los que intercambian cationes, se regeneran con ácidos y operan bajo el ciclo del hidrógeno; los cationes Ca, Mg, Na y Fe, son sustituidos por el ion H. Los cloruros, sulfatos, nitratos, y carbonatos son sustituidos por sus ácidos correspondientes. El efluente por consecuen-

cia resulta ácido, y requiere, por consiguiente su neutralización.

Las zeolitas carbonáceas tienen las propiedades que siguen:

- 1.- Pueden dar aguas de 0 a 2 p.p.m. de dureza, lo mismo en ciclo del hidrógeno, como del sodio. Se regenera lo mismo, con ácido o con sal.
- 2.- Pueden remover el bicarbonato de sodio del agua.
- 3.- En el ciclo del hidrógeno, además de remover la dureza lo hace con la alcalinidad, cambiando el bicarbonato a CO₂.

Ventajas del ablandamiento con Zeolitas.

- 1.- Los equipos son compactos y simples de operar.
- 2.- Los cambios moderados de dureza del agua se toman automáticamente con la zeolita, si se lleva un control adecuado de laboratorio del efluente del lecho.

Desventajas:

- 1.- Se tiene un problema con la eliminación de los productos de la regeneración que pueden ser corrosivos.

Lechos de Zeolitas.- Operación.

La operación de un lecho de zeolita consta de las siguientes etapas:

- 1.- Ablandamiento.- El agua dura se pasa por los lechos de zeolita, hasta su capacidad nominal.
- 2.- Lavado de la zeolita con agua exponiendo los granos del lecho.
- 3.- Regeneración.
- 4.- Enjuague.

Se reanuda el ablandamiento.

El volumen de los lechos de zeolitas se determina con los siguientes factores:

- 1.- Caudal por tratar.
- 2.- Dureza del agua.
- 3.- Dureza requerida en el agua tratada.
- 4.- Capacidad de ablandamiento de las zeolitas.
- 5.- Tiempo entre regeneraciones.

En el aspecto económico debe considerarse el costo inicial -- que depende de los factores antes anunciados.

Los filtros de zeolitas son fundamentalmente iguales a los -- filtros de arena, y pueden ser de gravedad y de presión.

El escurrimiento del agua al ablandarse puede ser de arriba a abajo o de abajo a arriba; con éste último no se hace necesario el lavar do, pero solo puede usarse cuando el agua no tiene materia en suspen-- sión.

Lecho de Zeolitas.

Profundidad: 0.75 a 1.90 m; medio: 1 metro.

Caudales de ablandamiento: 1.35 a 2.70 l.p.s./m²

Agua de lavado: depende de la densidad y tamaño de los granos normalmente: 2.7 a 5.4 l.p.s./m²

Los lechos de zeolita se instalan comunmente, junto a los fil tros; y en caso de ablandamiento químico, éste se realiza junto con los coagulantes que eliminan la turbiedad.

PROCESOS VARIOS

REMOCIÓN DE FIERRO Y MANGANESO.

Origen del fierro y manganeso en el agua.

Las aguas de pH bajo que entran en contacto con rocas que contienen fierro y manganeso disuelven estos minerales. Pueden también provenir de desechos de las industrias.

Al entrar en solución estos metales en ausencia del oxígeno -- permanecen como iones de Fe^{++} y Mn^{++} , si el agua contiene oxígeno se producen $Fe(OH)_2$ y $Mn(OH)_2$ en estado coloidal y pueden coagularse eventualmente. En las aguas que contienen materia orgánica, estos metales se combinan con la materia orgánica y se presentan disueltos en estado coloidal.

Es frecuente que en un agua se tenga simultáneamente fierro y manganeso, pero hay casos en donde únicamente se tiene el fierro.

Debe considerarse los hidróxidos férricos como óxidos de fierro hidratados en suspensión coloidal y de composición indefinida por lo que pueden permanecer en suspensión en cantidades considerables por largo tiempo.

PERJUICIOS QUE OCASIONAN EL FIERRO Y MANGANESO.

Se producen precipitados rojos de FeO_3 y H_2O y cafés de $Mg(OH)_2$ y H_2O que causan una mala apariencia del agua y producen manchas en la ropa y en los aparatos sanitarios. El agua tiene un sabor desagradable.

En las redes de distribución se promueve la procreación de las llamadas "Bacterias de fierro". Estos organismos producen un medio alcalino que favorece la precipitación de los hidróxidos hidratados de fierro y manganeso. Cuando estos organismos mueren se produce un fenómeno -

inverso, es decir las aguas se vuelven ácidas y disuelven los hidratos de fierro y manganeso. En estas circunstancias se producen malos olores y sabores.

Para evitar estos inconvenientes se señalan las siguientes limitaciones: el contenido de fierro y manganeso puede tolerarse en cantidad de 0.3 mg/litro. En las aguas con un contenido alto de materia orgánica se puede tener hasta 1 mg/litro sin que los perjuicios sean de importancia.

FORMAS DEL FIERRO Y MANGANESO EN EL AGUA.

Iones	Ferroso	Férrico	Manganeso	Mangánico
	Fe ⁺⁺	Fe ⁺⁺⁺	Mn ⁺⁺	Mn ⁺⁺⁺
Compuesto más probable que se precipite en las aguas-naturales.	Fe(OH) ₂	Fe(OH) ₃	Mn(OH) ₂	MnO(OH) ₂ 6 Mn(OH) ₄
Otros compuestos que pueden precipitarse.	Fe CO ₃			

La solubilidad de estos compuestos puede apreciarse con los productos de solubilidad siguientes:

Compuesto	Ecuación	Producto de Solubilidad
Fe (OH) ₂	(Fe ⁺⁺)(OH ⁻) ₂	1.65 x 10 ⁻¹⁴
Fe CO ₃	(Fe ⁺⁺)(CO ₃ ⁻)	3 x 10 ⁻⁷
Fe (OH) ₃	(Fe ⁺⁺⁺)(OH ⁻) ₃	1.1 x 10 ⁻³⁶
Mn (OH) ₂	(Mn ⁺⁺)(OH ⁻) ₂	4 x 10 ⁻¹⁴
Mn (OH) ₄	no se conoce	

De estos productos de solubilidad pueden obtenerse las siguientes fórmulas:

$$\log \text{Fe}^{++} = 2 (9.481 - \text{pH})$$

$$\log \text{Fe}^{+++} = 3 (3.596 - \text{pH})$$

$$\log \text{Mn}^{++} = 2 (9.671 - \text{pH}) \quad \text{Fe y Mn en mg/litro.}$$

Los resultados obtenidos con estas fórmulas son aproximados, ya que en realidad los iones de Fe^{++} , Fe^{+++} y Mn^{++} forman hidratos coloidales y éstos pueden tenerse en suspensión en concentraciones muy altas. Si el fenómeno ocurriera con la precipitación inmediata de los coloides, las fórmulas serían correctas.

Cuando $\text{Fe}^{++} > \text{antilog} (2 (9.481 - \text{pH}))$ (se precipita)

$\text{Fe}^{++} < \text{antilog} (2 (9.481 - \text{pH}))$ (se disuelve)

de la misma manera para Fe^{+++} y Mn^{++}

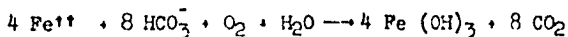
REMOCION DEL FIERRO Y MANGANESO.

En términos generales los procesos de remoción del hierro y manganeso consisten en:

- 1) Oxidar
- 2) Coagular el precipitado
- 3) Filtrar

La remoción del manganeso es más difícil de lograr.

La oxidación en un aereador, se verifica de acuerdo con la siguiente reacción:



El HCO_3^- no está asociado con el Fe, proviene de la alcalinidad del agua. Se requieren 0.14 mg/litro de O_2 para oxidar 1 mg/litro de Fe^{++}

1).- Oxidación. - La oxidación puede hacerse por medio de la aereación. En algunos casos en donde solo contiene el agua Fe^{++} en cantidades pequeñas este proceso basta para reducirlo a cantidades que señalan las normas. Cuando el contenido es muy grande la aereación lo puede redu-

cir bastante, pero no a los límites de las normas.

a).- Cuando se produce una coagulación rápida, se puede hacer la aereación con chiflones terminando el proceso con filtros rápidos de arena.

b).- Cuando no se produce una coagulación rápida se utilizan aeradores de artesas con medio de contacto de coque pasando a los filtros rápidos de arena.

c).- Cuando se tiene fierro y manganeso asociado con materia orgánica, se usa la aereación de artesas, agregando coagulantes en tanques de sedimentación y pasándose luego a los filtros rápidos de arena.

2).- Las zeolitas de sodio ordinarias pueden usarse para remover el fierro y manganeso. No es recomendable usarlas cuando el agua tenga más de 1 ó 2 mg/litro de fierro y manganeso.

3).- Zeolitas especiales.

Las zeolitas recubiertas de óxido mangánico que actúan como cuerpo de contacto para la oxidación con el oxígeno, se usan principalmente para remover el manganeso. Estas zeolitas se regeneran con permanganato de potasio.

4).- Tratamiento con cal para valores de pH altos.

5).- Coagulación a un pH alto con coagulantes de fierro, se complementa con sedimentación y filtración.

Se han experimentado otros procesos, pero sus resultados no se conocen ya que no se han aplicado en la práctica. Se pueden mencionar: Cloro y sosa cáustica, Ozono, Electrólisis.

PROYECTO DE LOS ELEMENTOS DE DESFERRIZACION Y DESMANGANIZACION.

De todos estos elementos el único en el que pueden calcularse sus características es el aereador de chorro. Como datos necesarios se re

querirían las constantes de absorción del oxígeno y de expulsión del CO_2 . Así como los valores de concentraciones de saturación de estos dos gases.

Los aereadores y filtros de contacto para la remoción del hierro y manganeso tienen que proyectarse después de haber hecho experiencias de laboratorio o de campo.

CORROSION

LOS FENOMENOS ELECTROQUIMICOS DE LA CORROSION.

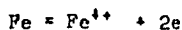
La corrosión a que da lugar el agua en los metales es un fenómeno electroquímico en el que se produce la disolución de los metales.

Los metales en contacto con el agua tienden a pasar del estado molecular al estado iónico. Esta transformación ocurre cuando el átomo pierde electrones de la capa exterior.

Cuando los iones pasan al agua con una carga positiva dejan a los electrones en la superficie del metal por lo que éste adquiere una carga negativa. Estos electrones negativos y los iones positivos se atraen mutuamente, por lo que tienden a acumularse en la periferia del metal produciendo una doble capa eléctrica, que da lugar a su vez, a una carga eléctrica, negativa en el metal.

La disolución se representa con la fórmula siguiente:

Caso de hierro:



lo que se verificará cuando la disolución del metal ha progresado lo suficiente para que se establezca un equilibrio entre las cargas negativas y positivas de los electrones y los iones respectivamente. El equilibrio que se establece corresponde a un potencial de electrodo determinado para una concentración dada de iones.

Los potenciales de electrodo se determinan cuando se tiene una concentración molar de los iones y se comparan con el potencial de electrodo del ion hidrógeno al que arbitrariamente se le da un valor de cero.

Los valores de los potenciales de electrodo corresponden a los valores del potencial de oxidación, que determina la actividad de los compuestos.

POTENCIALES NORMALES DE OXIDACION.

Metal	Ión	Potencial (voltios)
Calcio	Ca ⁺⁺	+ 2.7
Aluminio	Al ⁺⁺	+ 1.7
Zinc	Zn ⁺⁺	+ 0.76
Cromo	Cr ⁺⁺	+ 0.557
Fierro	Fe ⁺⁺	+ 0.44
Niquel	Ni ⁺⁺	+ 0.23
Plomo	Pb ⁺⁺	+ 0.12
Cobre	Cu ⁺⁺	- 0.344
Plata	Ag ⁺⁺	- 0.798
Mercurio	Hg ⁺⁺	- 0.793
Oro	Au ⁺⁺⁺	- 1.3

Los iones de hidrógeno en los fenómenos de corrosión son atraídos a la superficie del metal. Parte de estos iones reaccionan entre sí para formar el hidrógeno molecular que forma una película que ofrece una resistencia al paso de la corriente eléctrica.

TIPOS DE CORROSION.

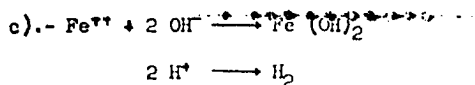
Existen tres tipos de corrosión:

- a).- Corrosión espontánea.
- b).- Corrosión galvánica.
- c).- Corrosión electrolítica.

1.- Corrosión espontánea: Corrosión del fierro puro en agua pura. El fenómeno ocurre en las siguientes etapas:

- a).- El fierro descarga iones de Fe⁺⁺ en el agua. Aumenta la electricidad positiva del agua, el fierro (metal) adquiere una carga negativa.

b).- Los iones de hidrógeno que provienen del agua, emigran a la superficie del hierro, dejando iones oxhidrilos en el agua.



El gas hidrógeno protege la superficie del hierro.

d).- El hidróxido ferroso se oxida formándose el hidróxido férrico (orín); el cual es una sustancia porosa y poco adherente, por lo que no protege al metal que está cubierto por él, con lo que la superficie queda expuesta de nuevo a la acción de corrosión.

e).- $2\text{H}_2 + \text{O}_2 \longrightarrow 2 \text{H}_2\text{O}$, queda sin protección la superficie del hierro.

Se reanuda el ciclo nuevamente.

2).- Corrosión galvánica:

Se provoca por dos distintos metales que entran en contacto. - Ocorre un fenómeno igual al de una pila; si los metales fueran zinc y cobre, la corriente pasaría del zinc (ánodo), a través de la solución de cobre (cátodo); ya que el zinc tiene un potencial mayor que el cobre (A mayor potencial, mayor corrosión). Entonces el zinc entra en solución y el hidrógeno se deposita en el cobre protegiéndolo como hidrógeno molecular.

3).- Corrosión electrolítica:

Las corrientes eléctricas que se establecen entre las tuberías y el terreno por diferencias de potencial desprende el metal y produce una corrosión exterior de las tuberías metálicas.

Factores que afectan la corrosión.

1).- Calidad del agua.

a).- Contenido de oxígeno.- La película de hidrógeno se mantiene en la superficie del metal si no hay oxígeno. Si hay oxígeno a medida que éste aumenta se combina con el hidrógeno para formar agua destruyéndose la película.

b).- Contenido de Bióxido de Carbono: Evita el depósito de carbonato de calcio en la superficie que protege la tubería, aumenta por otra parte la concentración de los iones de hidrógeno.

c).- En un medio ácido el mayor contenido de hidrógeno iónico promueve la formación del hidrógeno molecular, que se desprende en forma de burbujas. En un medio alcalino la corrosión es menor porque hay menos tendencia a producir el hidrógeno molecular.

d).- Los aumentos de temperatura del agua aumentan la corrosión.

e).- Un aumento en la velocidad del agua aumenta la cantidad de oxígeno en contacto con el metal.

2).- Clases de tuberías.

3).- Revestimientos no metálicos.

Películas naturales de protección de los metales.

a).- Películas minerales.- Cuando en el agua se tienen en solución carbonato de calcio o silicatos, éstos se depositan en la superficie del tubo formando una película. Así se explica porqué las aguas duras son menos corrosivas. Si los depósitos son muy abundantes pueden producirse incrustaciones que hacen inservible la tubería.

b).- Películas formadas por las reacciones de corrosión.

Los óxidos, carbonatos, silicatos, etc. de los metales, formados de las reacciones del metal con las sustancias disueltas en el agua,

forman una película de protección del metal en algunos casos. Esto puede comprobarse porque la corrosión disminuye y algunas veces desaparece completamente con el tiempo.

c).- Películas orgánicas y sedimentos finos.

Forman una película de protección, en particular cuando se trata de aguas naturales. El agua tratada y filtrada es más corrosiva que el agua natural.

TRATAMIENTO ANTICORROSIVO DEL AGUA.

Tratamiento de saturación del carbonato de calcio.

Cuando el agua está saturada con respecto al carbonato de calcio, tiende a depositarse una película de este compuesto en la superficie de los tubos que impide la corrosión.

Para el control de las condiciones de saturación del carbonato de calcio se usa el Índice de Langelier, este índice se expresa de la manera siguiente:

$$I.L = pH \text{ (Observado en el agua)} - pH_s$$

en donde: $pH_s = K - \log Ca$ (en $\frac{mg}{litro}$ como Ca) - log alcalinidad

(alcalinidad como $Ca CO_3$)

Si el índice es mayor de 0.5 no se tendrán condiciones de corrosión de importancia en las tuberías.

El valor de K depende de los sólidos disueltos en el agua y de la temperatura.

K aumenta cuando los sólidos aumentan y la temperatura disminuye.

K disminuye cuando los sólidos disminuyen y la temperatura aumenta.

Los ingredientes que se pueden agregar al agua para corregir -

el pH cuando el índice es menor de -0.35 son los siguientes:

Carbonato de sodio, cal, sosa cáustica, dolomita calcinada ---
(Ca CO₃ MgO).

La cal es la más adecuada para aguas blandas. Cuando se agrega cal, aumentan el calcio y la alcalinidad. Parece que da mejores resultados para bajar el pHs que el carbonato de sodio.

La dosificación de cal necesaria para llevar el valor del pHs - al valor deseado se determina en el laboratorio.

OTROS TRATAMIENTOS ANTICORROSIVOS.

a).- Tratamiento con silicatos.- Se promueve la formación de películas de silicatos. Se utiliza el silicato de sodio. No impide completamente la corrosión y es más caro que con cal. Se aplica a los servicios de agua caliente de uso doméstico.

b).- Tratamiento con inactivadores.- Usado para sistemas de enfriamiento. Se utiliza el bicromato de sodio. Impide francamente la corrosión del hierro. Se cree que forma películas delgadas de óxidos.

c).- Tratamiento con fosfatos.- Pequeña dosis de hexametáfosfato de sodio (Na PO₃)₆ impiden la corrosión, la dosificación debe fijarse de acuerdo con la superficie interior de las tuberías. Produce un incremento temporal en la cuenta de bacterias.

REMOCIÓN DE GASES DISUELTOS (PRINCIPALMENTE EL OXIGENO)

a).- Desactivación.- Se pasa el agua por chatarra de fierro en caliente con un contacto de 1 a 1.5 horas a 72°C. Se remueve prácticamente todo el oxígeno disuelto. Las trazas que quedan se remueven con sulfato de sodio. Se usa para agua de calderas.

b).- Deaeración en caliente.- Los calentadores de agua de las calderas se disponen de manera que puedan expulsar los gases.

c).- Deaeración por vacío.- Se utiliza una bomba de vacío con una torre con artesas de coque, se requiere un vacío a 5 cm. de Hg. con lo que se reduce el oxígeno disuelto a 0.15 p.p.m. Lo que sobra se remueve con sulfato de sodio.

PROTECCION CATODICA.

Teóricamente la solución de los iones de metal se debe al paso de una corriente eléctrica del tubo al agua o al suelo húmedo; si se --- aplica una corriente eléctrica en una dirección contraria se impedirá la corrosión.

Se aplica este sistema a las tuberías que se encuentran en suelos corrosivos, el polo negativo de una dinamo de corriente continua se conecta al tubo y el polo positivo se conecta a chatarra enterrada en el suelo, la chatarra se corroe pero no la tubería. La tubería se protege - con una envoltura bituminosa para reducir el flujo de la corriente.

INCRUSTACIONES.

Para estabilizar el agua tratada con cal o cal y carbonato de sodio se agrega anhídrido carbónico al agua a fin de transformar la alcalinidad cáustica y los carbonatos de calcio o bicarbonatos con lo que se evita la precipitación del carbonato de calcio en las tuberías.

Se puede también añadir hexametáfosfato de sodio para impedir la precipitación del carbonato de calcio. Tiene en este caso una acción- aparentemente opuesta a la que se produce con este compuesto para evitar la corrosión.

OLORES Y SABORES DEL AGUA

GENERALIDADES.

Importancia.

Todo usuario de un sistema de abastecimiento público o privado, puede calificar el agua en lo que a olores y sabores se refiere, y si éstos son desagradables, rechazará esta fuente de abastecimiento y procurará otra, sin preocuparse en la mayoría de los casos de la calidad bacteriológica de la misma, perdiéndose así mucho del beneficio sanitario de las obras.

ORIGEN DE LOS OLORES Y SABORES DEL AGUA.

Pueden provenir:

- 1).- De algunos gases que disuelve el agua en su trayecto subterráneo.
- 2).- De la actividad biológica de los organismos y de los productos de descomposición cuando mueren.
- 3).- De la contaminación producida en los centros de población.
- 4).- De la materia vegetal en descomposición.

ADSORCION.

Cualquier sólido acumula en su superficie una película de moléculas o iones del gas, líquido con el que está en contacto y llega a establecerse un equilibrio que toma muy poco tiempo.

Los factores que establecen el equilibrio entre el adsorbente y la substancia por adsorber depende de lo siguiente:

- 1).- Extensión de la superficie de contacto.
- 2).- Presión o concentración de la substancia adsorbida.
- 3).- Temperatura.
- 4).- Naturaleza del adsorbente y de la substancia adsorbida.

Este fenómeno es un fenómeno físico y es reversible. En la práctica se requiere una gran superficie, la que se tiene con partículas muy pequeñas, y que la superficie sea activa. La adsorción es más efectiva a bajas concentraciones, en general las moléculas de pesos moleculares altos son las más fáciles de absorber.

ADSORBENTES USADOS EN LA PRACTICA.

Deben tener como característica un tamaño muy fino de las partículas o ser muy porosos.

1.- Gels deshidratados.

- a) Al (OH)₃ deshidratado
- b) Acido silícico deshidratado
- c) Arcillas deshidratadas: caolín y bentonita.

2.- Productos de carbón.

- a) Carbón de madera u otra sustancia vegetal
- b) Carbón de hueso, molido y desgrasado y calentado al rojo por 6 a 12 horas.- Es mejor que cualquier otro carbón no activado.
- c) Carbones porosos.- Se mezclan sustancias vegetales con sustancias inorgánicas solubles e insolubles que se carbonizan, el carbón se deposita en la materia inerte que puede lavarse dejando un esqueleto de carbón.
- d) Carbones activados.- Se producen de varias sustancias - en condiciones fijas de temperatura y en presencia de aire o vapor sobrecalentado.

El carbón activado es probablemente la sustancia utilizada en mayor número de plantas que tienen problemas de olores y sabores.

El carbón activado puede usarse como polvo dosificándose al agua directamente, o granular formando un lecho de filtración.

La dosificación del carbón en polvo puede hacerse en seco o en solución.

El carbón puede aplicarse en las cámaras de mezclado rápido, - conociéndose el resultado en el efluente del tanque de sedimentación, es decir, después de 3 ó 6 horas de aplicado, si la cantidad de carbón dosificado fué deficiente, pasará el agua con olores y sabores a los filtros y de allí al sistema de conducción.

El carbón activado puede aplicarse en la cámara de mezclado al mismo tiempo que el coagulante. En las aguas de baja turbiedad, se obtiene generalmente una mejor coagulación. Cuando se dispone de dos tanques de sedimentación en serie puede aplicarse en el influente del segundo -- tanque, siempre y cuando pueda hacerse un mezclado satisfactorio del carbón en este lugar. Presenta la aplicación del carbón en el tanque de sedimentación el inconveniente de que se adsorben sustancias que no producen olores y sabores, por lo que reduce la efectividad y se requieren mayores dosificaciones de carbón activado.

El carbón puede aplicarse antes de los filtros rápidos de arena, en donde el contenido de las sustancias que se adsorben y no producen ni olores ni sabores es menor y por lo tanto se aprovecha más eficientemente el carbón activado. Presenta sin embargo las desventajas siguientes:

- 1).- Se reduce el tiempo de filtración, aumentándose el número de lavados del filtro.
- 2).- No se pueden agregar cantidades considerables de carbón, - sin tomar el riesgo de producir agua turbia en el efluente del filtro.

Se considera la mejor manera de aplicar el carbón activado en las dos partes, en la cámara de mezclado y en los filtros; en esta forma

si el resultado que se tenga en el efluente de sedimentación no es satisfactorio, puede aplicarse en pequeñas cantidades antes de los filtros.

USO DEL CARBON GRANULAR.

Los olores y sabores pueden removerse haciendo pasar el agua - por lechos de carbón. Este procedimiento es más económico generalmente, - que agregar carbón activado. Se utilizan filtros de presión o de gravedad con lechos de carbón. Los primeros son más frecuentemente usados en las industrias, y los de gravedad se usan en las plantas de abastecimiento públicos con mayor frecuencia.

La operación en los lechos de carbón es mucho más simple, no - se requiere fijar dosificaciones diariamente como en el caso del carbón-activado, el lecho toma dentro de ciertos límites las variaciones en el contenido de sustancias odoríficas. Agotada la capacidad del carbón, -- tiene que reponerse o reactivarse.

Los lechos de carbón granular no es práctico usarlos para ---- aguas que contengan olores y sabores muy intensos, porque se necesitaría reactivarlos o reponerlos muy frecuentemente.

DESFLUORIZACION Y FLUORIZACION

CARACTERISTICAS DEL FLUOR Y SUS COMPUESTOS.

El fluor es un gas, es el más activo de los halógenos, no se encuentra libre en la naturaleza. Reacciona con el agua formando ácido fluorhídrico; éste reacciona con los óxidos e hidróxidos formando fluoruros. Se le encuentra formando compuestos minerales en las rocas sedimentarias. Las rocas que contienen fluor son insolubles en el agua y se ha supuesto que pasan a solución por el ácido sulfúrico que producen las pirritas (sulfuros metálicos) que frecuentemente existen en depósitos cercanos a las rocas que contienen fluor.

Cuando se tienen aguas con menos de 5 mg/l de fluor se eliminan por la orina, no es por lo tanto acumulativo, pero no deben aceptarse fuentes de abastecimiento que tengan un contenido tan alto. Los límites que se señalan para el contenido de fluoruros del agua es de 1.5 mg/litro como F.

Las aguas que contienen cantidades mayores producen fluorosis en los niños.

Por otra parte, cuando el contenido de fluoruros es de 0.5 a 1.4 previene las caries en los dientes.

Es pues necesario remover el fluor cuando excede 1.5 mg/litro para evitar la fluorosis y agregarse hasta 1.4 mg/litro para evitar las caries en los dientes.

DESFLUORIZACION.

a).- Tratamiento con fosfatos.

Se utilizan dos clases de fosfatos, el fosfato tricálcico y el fosfato tricálcico procesado que es un compuesto granular.

El primero se desintegra, el segundo se utiliza como un lecho-

de contacto por el que se pasa el agua.

b).- Remoción con magnesio y cal.

En las plantas de ablandamiento con cal, si el agua contiene - magnesio se remueve el fluor por adsorción en el hidróxido de magnesio.- Se puede estimar la cantidad residual de fluor como F. con la siguiente fórmula de Scott (A.W.W.A).

$$Y = F - (0.07 F \sqrt{X})$$

en donde:

F = Contenido inicial de fluor como F.

X = Contenido de magnesio como Mg.

Y = Residuo de fluor como F.

Normalmente el contenido de Mg en el agua es muy bajo, por lo que tiene que agregársele éste, ya sea como magnesita ($Mg CO_3$) calcinada o polvo de MgO .

Al agregarse el óxido de magnesio se requiere agregar cal para precipitar el hidróxido de magnesio.

Es efectivo para reducir el fluor de 5 a 1 mg/litro, y se requieren de 1.25 a 1.35 gr/litro de óxido de magnesio.

c).- Coagulación con Sulfato de Aluminio.

En pruebas de laboratorio se encontró que el sulfato de aluminio al coagularse reducía efectivamente el contenido de fluor, sin embargo en la práctica con aguas con calcio y magnesio los resultados fueron inefectivos. Este procedimiento se ha descartado.

d).- Carbón activado.

Puede reducir de 7.5 a 1 mg/litro en un pH de 9.3 pero no es practicable.

e).- Sulfato de Aluminio activado.

Es un proceso más costoso que el del fosfato tricálcico proce_

sado.

f).- Hueso desgrasado molido.

Se han hecho pruebas de laboratorio usándose un lecho de contacto y puede remover cuando menos 7.8 gr. por kg. del material, se regenera con sosa cáustica, se neutraliza con ácido clorhídrico y se enjuaga. Remueve el fluor hasta un valor mínimo de 0.2 mg/litro. Tan efectivo como el fosfato tricálcico procesado, pero su acción es más lenta.

FLUORIZACION.

Puesto que una dosis menor de 1.4 mg/litro de fluor se ha comprobado que protege los dientes de las caries, se debe fluorizar el agua de manera que se tenga con el contenido natural de fluor en el agua y lo que se dosifica el valor de 1.4 mg/litro.

Los compuestos que se utilizan para fluorizar el agua son:

	% F activo	Peso (kg/m ³) Volum.	Solubi- lidad.	Solución usada.
Fluoruro de sodio (pesado)	94.4	1200	40 gr/l	25 gr/l
Fluoruro de sodio (ligero)	95.0	800	40 gr/l	25 gr/l
Fluoruro de calcio.		Densidad: 3.18(?)	16 mg/l	
Acido fluorhídrico		" 1.2	Soluble	70% peso.

El más usado es el fluoruro de sodio, que puede aplicarse en seco o en solución.

Cuando se tiene coagulación con sulfato de aluminio, ablandamiento con cal, o dosis grandes de carbón activado, se adsorbe parte del fluor por lo que debe aplicarse preferentemente después de los filtros y debe procurarse que en el punto de aplicación se tenga un mezclado uniforme con el agua.

IODIZACION DEL AGUA.

El bocio, que es una enfermedad que se caracteriza por un crecimiento anormal de la glándula tiroides, se produce por la falta de iodo.

Existen otros tipos de bocio, el de tumores malignos y el tóxico que son otras anomalías de la glándula tiroides y que no se deben a la falta de iodo.

El iodo se puede encontrar en algunos alimentos en cantidades muy pequeñas, las aguas naturales normalmente contienen trazas de iodo (de 0.00001 a 0.00018 mg/litro). Para que las funciones de la glándula tiroides sean normales se requiere de 0.01 a 0.1 mg/litro, que muchas veces puede ingerirse esta cantidad con el consumo normal de alimentos y del agua.

El iodo se ha suministrado al público en varias formas:

Con sal iodada (0.5 mg. de ioduro de potasio por kg de sal), - el agua de mar contiene 0.05 mg/litro de iodo, por lo que es de suponer que la sal marina lo contenga.

O se dosifica en el agua de manera que se tenga un contenido de 0.05 a 0.1 mg/litro. Se pueden dosificar ioduros de sodio o de potasio disolviéndolos directamente en el tanque de regularización. Tiene el inconveniente este procedimiento de iodización, que perjudica a las personas que padecen del bocio tóxico y a otras que son alérgicas a esta sustancia.

CAPITULO III

CALCULO DE LAS UNIDADES DE UNA PLANTA POTABILIZADORA

PARA UNA POBLACION DE 10 000 HABITANTES

Población de proyecto: 10 000 habitantes
Dotación 300 litros/habitante/día
Caudales requeridos:

$$\text{Medio anual: } \frac{300 \times 10\,000}{86\,400} = 34.7 \text{ l/s}$$

$$\text{Día de máximo consumo: } 1.2 \times 34.7 = 41.6 \text{ l/s}$$

ANALISIS FISICO QUIMICO DE LAS AGUAS ELEGIDAS PARA EL ABASTECIMIENTO

ELEMENTO	ESTIAJE	LLUVIAS	PROMEDIO
Turbiedad	90	200	145
Color	25	500	268
Olor	inodora	inodora	
pH	7.7	8.5	8.1
Sólidos totales	220	400	310
Calcio	6	5	5.5
Magnesio	5	5	5
Hierro	1.64	1.62	1.63
Sodio	10	13	11.5
Carbonatos	0	14	7
Bicarbonatos	49	37	43
Sulfatos	8	10	9
Cloruros	6	5	5.5
Fluoruros	n.d	n.d	
Alcalinidad a la F	0	12	6
Alcalinidad total	40	30	35

Dureza carbonato	36	30	33
Dureza total	36	32	34
Amoniaco, en N	n.d	n.d	
Nitritos, en N	n.d	n.d	
Nitratos en N	0.2	0.2	0.2
Oxígeno consumido en O	n.d	n.d	•

Se considerarán las siguientes pérdidas de agua en la planta:

Sedimentador : 3 %

Filtros : $\frac{2.5 \%}{5.5 \%}$

De donde: $0.055 \times 41.6 = 2.3 \text{ l/s}$

Caudal total necesario : $41.6 + 2.3 = 44 \text{ l/s}$

AEREAADOR

Se proyectará un aereador de presión del tipo de fuente, --
con orificios en las tuberías.

Datos:

$$Q = 44 \text{ l.p.s.}$$

$$V = 3\ 800\ 000 \text{ litros/día}$$

tiempo de exposición: 2 seg

ángulo de salida de los orificios: 60°

1.- Velocidad del chorro :

$$v = \frac{gt}{\text{sen } B} = \frac{9.81 \times 1}{0.866} = \underline{11.3 \text{ m/seg}}$$

2.- Alcance del chorro:

$$x = vt \cos B = 11.3 \times 1 \times 0.5 = 5.65 \text{ m} ; \quad 2x = X$$

$$\underline{X = 11.30 \text{ m}}$$

3.- Altura del chorro:

$$Y = vt \text{ sen } B - \frac{1}{2} gt^2 = 11.3 \times 1 \times 0.866 - \frac{9.81 \times 1}{2}$$

$$Y = 9.80 - 4.90 = \underline{4.90 \text{ m}}$$

No se ha considerado la resistencia del aire.

4.- Gasto por orificio:

$$q = cva = 0.85 \times 11.3 a = \frac{9.6}{10} a \text{ en l/seg, para } a \text{ en cm}^2$$

Se elegirá como diámetro de orificios: $3/8'' = 0.955 \text{ cm}$

Area de cada orificio: 0.716 cm^2

Gasto: $0.96 \times 0.716 = 0.688 \text{ l/seg}$

5.- Número de orificios:

$$n = \frac{Q}{q} = \frac{44}{0.688} = 64$$

Por cada lado del aereador irán: 16 orificios

El aereador tendrá por lado una longitud mínima de 11.30 m

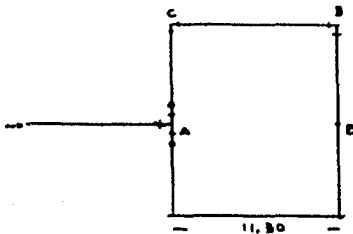
6.- Se paración de orificios:

$$\frac{11.30 \text{ metros}}{16 \text{ espacios}} = 71 \text{ cm c.a.c}$$

7.- Cálculo de la tubería del aereador:

La carga necesaria en el punto A será igual a la suma de las pérdidas de carga, que se enumeran a continuación:

- a) por velocidad : $\frac{v_0^2}{2g}$
- b) Por orificio $(\frac{1}{c_v^2} - 1) \frac{v_0^2}{2g}$; $c_v = 0.98$
- c) Por fricción : $\frac{1}{3} f \frac{v^2}{2g}$ (Tubería con orificios)
- d) Por válvulas: $0.19 \frac{v^2}{2g}$ (válvulas de compuerta)
- e) Por codos de $90^\circ = 1.8 \frac{v^2}{2g}$ ($v_1 =$ velocidad por C, $v_2 =$ velocidad por D)
- f) Por Te : $1.25 \frac{v^2}{2g}$



$$H = \frac{v_0^2}{2g} + \left(\frac{1}{c_v^2} - 1\right) \frac{v_0^2}{2g} + \frac{v^2}{2g} \left(0.19 + \frac{1}{3} f \frac{1}{d} + 1.25\right) + 1.8 \left(\frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g}\right)$$

$$Q = vA, \quad v = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi d^2} ; \quad v^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 d^4}$$

$$H = \frac{v_0^2}{2g c_v^2} + \frac{8 Q^2}{g \pi^2 d^4} \left(0.19 + 1.25 + \frac{1}{3} f \frac{1}{d}\right) + \frac{8 \times 1.8}{g \pi^2 d^4} (Q_1^2 + Q_2^2)$$

Gasto por rama: 0.022 m³/seg

$$Q_1 = 0.022 - 8 \text{ orificios} \times 0.000688 = 0.022 - 0.0055 = 0.0165 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$Q_2 = 0.022 - 24 \text{ orificios} \times 0.000688 = 0.022 - 0.0151 = 0.0069 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

Se supondrá un coeficiente de fricción de 0.02

Longitud de recorrido: A a B : 22.60 m

$$H = \frac{11.7^2}{2 \times 9.81 \times 0.98^2} + \frac{8 \times 0.022^2}{9.81 \times 3.14^2 \times d^4} \left(0.19 + 1.25 + \frac{1}{3} \times 0.02 \frac{22.60}{d} \right) + \frac{8 \times 1.8}{9.81 \times 3.14^2 \times d^4} (0.0165^2 + 0.0069^2)$$

si elegimos el diámetro comercial de 0.254 m (10") tendremos, efectuando operaciones:

$$H = 6.80 \text{ metros}$$

En dado caso que de la obra de captación se tuviera que llevar por bombeo el agua hasta la entrada del aereador se necesitaría una carga manométrica igual a la suma de: Carga estática, pérdidas en la bomba y en la conducción, y la carga necesaria a la entrada del aereador (6.80 m)

8.- Cálculo del vertedor circular:

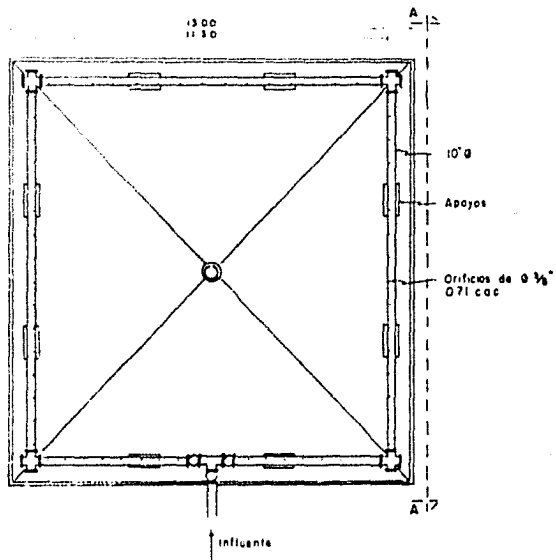
Para la salida de las aguas, colocaremos un vertedor circular en el centro del aereador

$$Q = C L H^{1.42}, \quad L = \pi d, \quad C = 1.5$$

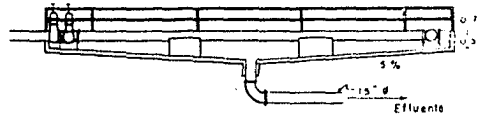
Para que el vertedor trabaje como tal, es necesario que $H \leq \frac{d}{5}$

$$Q = 1.5 \times \pi d \times \left(\frac{d}{5}\right)^{1.42}, \quad d = \frac{2.42}{2.08} \sqrt[1.42]{Q}, \quad Q = 0.044 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$d = \frac{2.42}{\sqrt[1.42]{0.0918}} = 0.373 \text{ m}$$



PLANTA



CORTE A-A



	<p>AEREA DOR DE FUENTE</p>
	<p>TESIS PROFESIONAL GASTON A. MENDOZA</p>

diámetro comercial: 15"

$$H = \frac{0.381}{5} = 0.076 \text{ m}$$

INGREDIENTES QUIMICOS

De acuerdo con los datos de los análisis del agua en cuestión y de las pruebas que se hagan en el laboratorio con los coagulantes comerciales, se podrá precisar la cantidad de éstos que se deberán añadir.

MEZCLADOR

Proyectaremos una cámara con pantallas de escurrimiento -- vertical

Especificaciones:

Velocidad: 0.5 a 1.00 m/seg

Tiempo de retención: 1.5 a 2.5 minutos

Ancho de canal a : De acuerdo con el tipo de chi cana.

Profundidad 2.00 m

Abertura b = 1.5 a

Separación de las pantallas:

Láminas removibles livianas 0.10 - 0.30 m

Losas removibles precoladas 0.30 - 0.60 m

Losas coladas en el lugar 0.60 - 1.00 m

Datos:

Q = 44 l.p.s.

V = 3 800 000 litros/día

Tr = 2.0 minutos; este dato se adopta de acuerdo con las pruebas de laboratorio.

1) Volumen de la cámara: $0.044 \frac{m^3}{seg} \times 2 \text{ min} \times 60 \frac{seg}{min} = \underline{5.28 m^3}$

Se tendrán dos cámaras; una para tenerla en servicio y la otra para alternarla en período de limpieza.

1er. tanteo

2) Se supondrá una profundidad de 2.50 m

$$\therefore \text{Area} = \frac{5.28}{2.50} = 2.10 \text{ m}^2$$

3) Se mantendrá entre chicanas una velocidad de 0.75 m/seg.

Largo de chicanas : 0.70 m (supuesto)

$$\text{ancho} = \frac{q}{lv} = \frac{0.044}{0.70 \times 0.75} = 0.0838 \text{ m, fuera de especificaciones.}$$

Fijaremos el ancho del canal en 0.10 m, de acuerdo con la separación especificada para láminas removibles livianas; y encontraremos el largo de las chicanas.

$$4) \therefore l = \frac{q}{av} = \frac{0.044}{0.1 \times 0.75} = 0.60 \text{ m ; verificando la velocidad:}$$

$$v = \frac{0.044}{0.1 \times 0.6} = 0.735 \text{ m/seg}$$

5) Volumen entre chicanas: $0.6 \times 0.1 \times 2.50 = 0.150 \text{ m}^3$

6) Número de espacios: $\frac{5.28}{0.150} = 35$

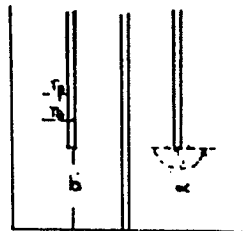
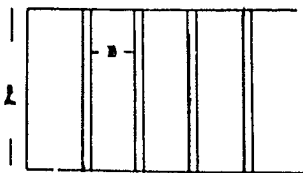
7) Número de chicanas: 34

8) Espesor de chicanas: 0.03 m

9) Largo de la cámara:

$$35 \times 0.10 + 34 \times 0.03 = 3.50 + 1.02 = \underline{4.52 \text{ m}}$$

10) Pérdida de carga en la cámara:



$$H = K \frac{v_c^2}{2g} N ; \quad K = (0.12 + 3.10 \left(\frac{r_p}{r_a}\right)^{3.5}) \frac{\alpha}{180}$$

$$N = 34 \text{ chicanas}$$

$$r_p = 0.05 \text{ m}$$

$$r_a = 0.05 + \frac{0.03}{2} = 0.05 + 0.015 = 0.065 \text{ m}$$

$$K = (0.12 + 3.10 \left(\frac{0.05}{0.065}\right)^{3.5}) = 0.12 + 3.10 \times 0.77^{3.5}$$

$$K = 0.12 + 3.10 \times 0.40 = 0.12 + 1.24 = 1.36$$

$$H = 1.36 \frac{0.77^2}{19.6} \times 34 = 1.27 \text{ m}$$

Se tendrá que bajar la velocidad de escurrimiento en vista de que esta pérdida de carga es grande.

2o. tanteo.

Con la misma profundidad y ancho, elegiremos una velocidad de 0.50 m/seg.

$$\text{largo de chicanas: } \frac{0.044}{0.1 \times 0.5} = 0.88 \text{ m}$$

5) Volumen entre chicanas:

$$0.88 \times 0.1 \times 2.50 = 0.220 \text{ m}^3$$

6) Número de espacios: $\frac{5.28}{0.22} = 24$

7) Número de chicanas: 23

8) Espesor de chicanas: 0.03 m

9) Largo de la cámara:

$$24 \times 0.1 + 23 \times 0.03 = 2.40 + 0.69 = 3.10 \text{ m}$$

10) Pérdida de carga en la cámara:

$$H = 1.36 \frac{0.5^2}{19.6} 23 = 0.37 \text{ m}$$

Se puede aceptar esta pérdida de carga.

RESUMEN.

Volumen de la cámara: 5.28 m³

Largo de la cámara: 3.10 m

Profundidad de la cámara: 2.50 m

Ancho de la cámara: 0.88 m

Número de chicanas: 23

Espacio entre chicanas: 0.10 m

FLOCULADOR

Proyectaremos una cámara con pantallas de escurrimiento vertical.

***Especificaciones:

Velocidad: 0.20 a 0.40 m/seg

Tiempo de retención: 15 a 45 minutos

Ancho de canal a = De acuerdo con el tipo de chicana.

Profundidad 2.00 m

Abertura b = 1.5 a

Separación de las pantallas:

Láminas removibles livianas 0.30 m

Losas removibles precoladas 0.60 m

Losas coladas en el lugar 0.60 m

Datos:

$Q = 44$ l.p.s.

$V = 3\ 800\ 000$ litros/día

$Tr = 20$ minutos ; este dato se adopta de acuerdo con las pruebas de laboratorio.

1) Volumen de la cámara $0.044 \times 20 \times 60 = 52.75$ m³

Se proyectarán 2 cámaras, una para tenerla en servicio y la otra para alternarla en períodos de limpieza.

1er. tanteo.

2) Se supondrá una profundidad de 3.00 m

$$\text{Area} = \frac{52.75}{3.00} = 17.60 \text{ m}^2$$

3) Se mantendrá entre chicanas una velocidad de 0.20 m/seg

4) Daremos un largo de chicanas igual al elegido en la cámara de mezclado; o sea $l = 0.88$ m

$$\text{Ancho entre chicanas} = \frac{q}{lv} = \frac{0.044}{0.88 \times 0.20} = 0.25 \text{ m}$$

Se dará el ancho mínimo de 0.30 m para láminas removibles y acepta
remos la velocidad de:

$$v = \frac{0.044}{0.88 \times 0.3} = 0.17 \text{ m/seg}$$

5) Volumen entre chicanas:

$$0.88 \times 0.3 \times 3.00 = 0.792 \text{ m}^3$$

6) Número de espacios:

$$\frac{52.75}{0.792} = 67$$

7) Número de chicanas: 66

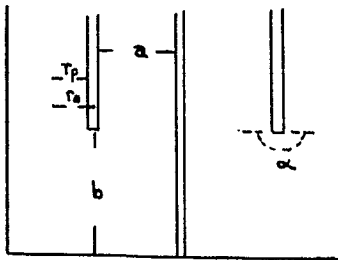
8) Espesor de chicanas: 0.03 m

9) Largo de la cámara:

$$67 \times 0.3 + 66 \times 0.03 = 20.1 + 1.98 = 22.10 \text{ m}$$

10) Pérdida de carga en la cámara:

$$H = K \frac{v^2}{2g} N ; \quad K = (0.12 + 3.10 \left(\frac{r_p}{r_a}\right)^{3.5}) \frac{\alpha}{180}$$



$$N = 66 \text{ chicanas}$$

$$r_p = 0.15 \text{ m}$$

$$r_a = 0.165 \text{ m}$$

$$K = (0.12 + 3.10 \left(\frac{0.15}{0.165}\right)^{3.5})$$

$$K = 0.12 + 3.10 \times 0.7185 = 0.12 + 2.23 = 2.35$$

$$H = 2.35 \frac{0.17^2}{19.6} \times 66 = 0.228 = 0.23 \text{ m}$$

Se puede aceptar esta pérdida de carga.

RESUMEN

Volumen de la cámara: 52.75 m³

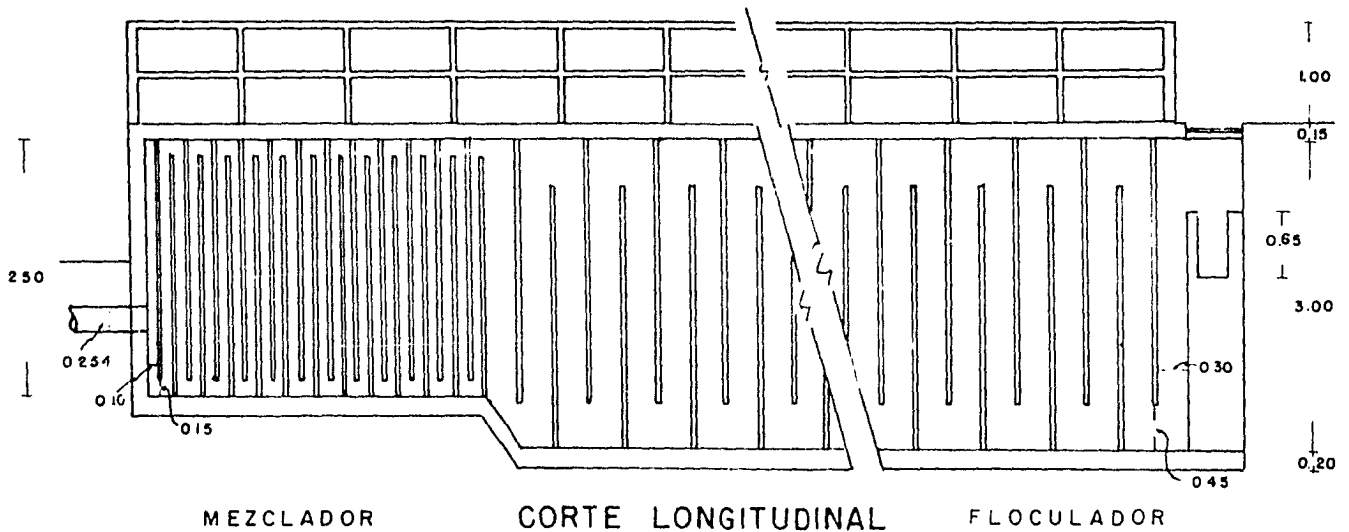
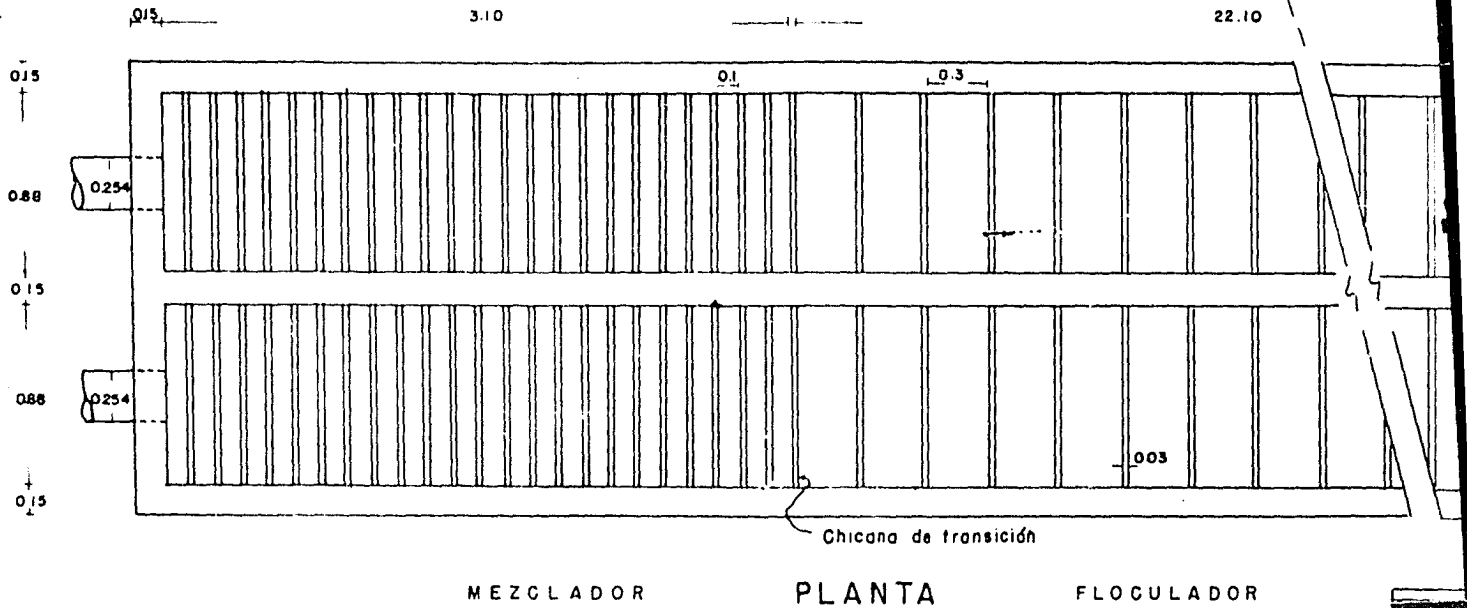
Largo de la cámara: 22.10 m

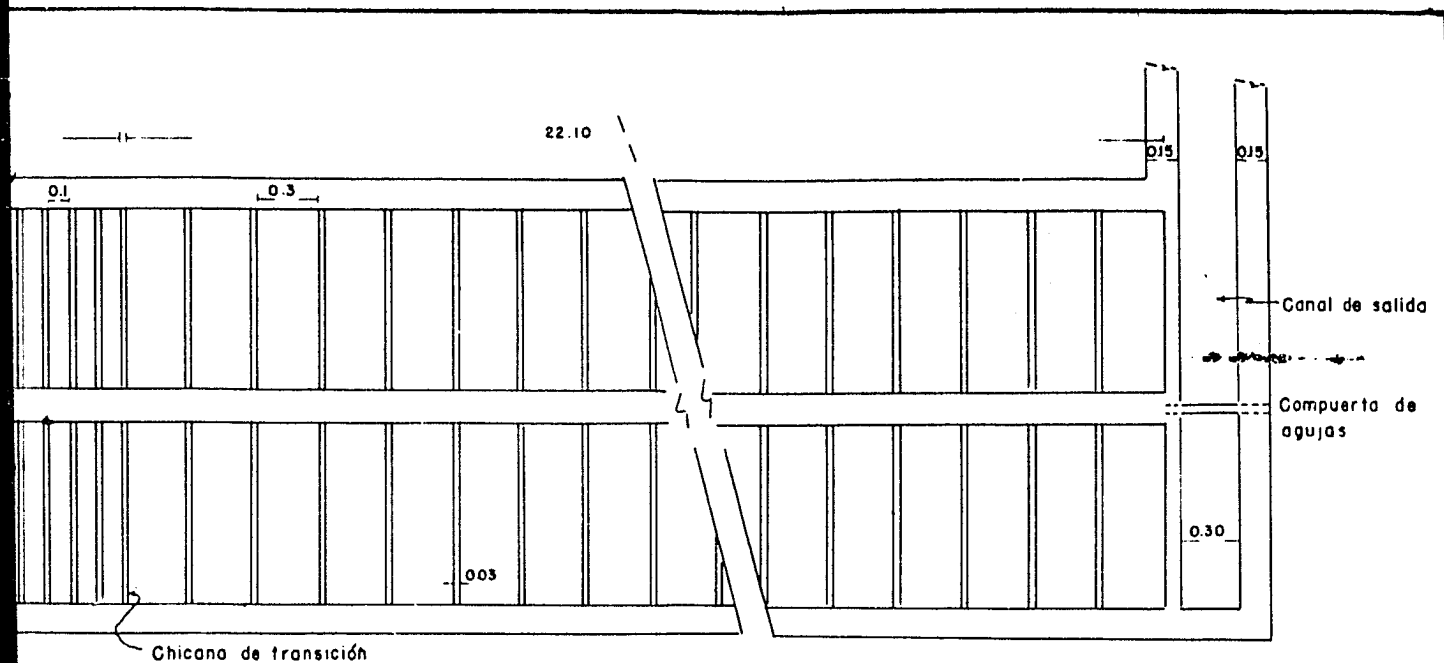
Profundidad de la cámara: 3.00 m

Ancho de la cámara: 0.88 m

Número de chicanas: 66

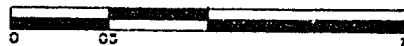
Espacio entre chicanas: 0.30 m



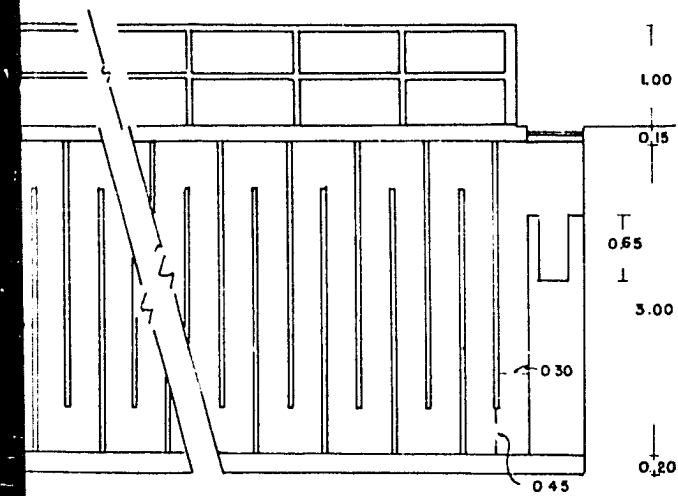


PLANTA

FLOCULADOR



Escala en m.



LONGITUDINAL

FLOCULADOR

NOTA: Las chicanas son de madera insertadas en muescas hechas en las paredes laterales.

Las acotaciones en metros.



MEZCLADOR
Y
FLOCULADOR

UNAM

TESIS PROFESIONAL
GASTON A. MENDOZA

Escala en m.

SEDIMENTADOR

Datos:

$$Q = 0.044 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 3\ 800 \text{ m}^3/\text{día}$$

Turbiedad media : 145 p.p.m.

1.- Número de tanques:

2, 1 en servicio y 1 para alternar en períodos de limpieza.

2.- Disposición de los tanques: En paralelo

3.- Remoción de los fangos: A mano

4.- Tiempo de retención:

4 horas, ya que se tiene una capacidad entre 3000 y 10 000 m³/día

5.- Capacidad del tanque:

$$V = Qt = 0.044 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} \times 4 \text{ horas} \times 3\ 600 \frac{\text{seg}}{\text{hora}} = 633 \text{ m}^3$$

6.- Velocidad de escurrimiento:

Menor o igual a 0.006 m/seg

Se elegirá: 0.005 m/seg

7.- Area de la sección transversal del tanque:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0.044}{0.005} = 8.80 \text{ m}^2$$

8.- Profundidad del tanque sin contar sedimentos:

$$h = 2.50 \text{ m}$$

9.- Ancho del tanque:

$$b = \frac{A}{h} = \frac{8.80}{2.50} = 3.52 \text{ m.}$$

10.- Longitud del tanque:

$$L = \frac{V}{A} = \frac{633}{8.80} = 72.00 \text{ m.}$$

11.- Revisión:

a) Relación de largo a ancho:

$$\frac{L}{b} = \frac{72}{3.52} = 20 \text{ (Especificación: entre 5 y 20)}$$

b) Relación de largo a profundidad: ~~entre 10 y 20~~

$$\frac{L}{h} = \frac{72.00}{2.50} = 29 \text{ (Especificación: entre 10 y 20)}$$

En vista de que esta última relación no está dentro de las especificaciones, se hará otro tanteo manteniendo una velocidad de escurrimiento de $0.004 \frac{m}{seg}$; además se escogerá una profundidad de 3.00 m.

Area de la sección transversal del tanque:

$$A = \frac{0.044}{0.004} = 11 \text{ m}^2$$

Profundidad del tanque sin contar sedimentos:

$$h = 3.00 \text{ m}$$

Ancho del tanque:

$$b = \frac{A}{h} = \frac{11.00}{3.00} = 3.67 \text{ m}$$

Longitud del tanque:

$$L = \frac{633}{11} = 57.50 \text{ m}$$

Revisión:

a) Relación de largo a ancho:

$$\frac{L}{b} = \frac{57.50}{3.67} = 15.7 \text{ (Especificación: entre 5 y 20)}$$

b) Relación de largo a profundidad.

$$\frac{L}{b} = \frac{57.50}{3.00} = 19.2 \text{ (Especificación: entre 10 y 20)}$$

c) Relación de caudal a superficie horizontal

$$\frac{Q}{Ah} = \frac{44}{57.5 \times 3.67} = 0.208 \frac{l.p.s.}{m^2} = 0.0208 \frac{cm}{seg}$$

(Especificación: entre 0.03 y 0.06 $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$)

aceptaremos el valor encontrado, para así tener sedimentación de partículas de un diámetro menor.

12.- Diámetro de la partícula más pequeña sedimentada:

Para un tanque en buenas condiciones, se debe tener una remoción de sedimentos del 75%.

De la gráfica 1, encontramos para un valor de $n = 8$, $\frac{t}{t_0} = 1.5$

De la fórmula de Stokes: $d = \sqrt{\frac{18 \mu}{(\rho_s - \rho) g}} \sqrt{v_0}$

tenemos:

$$t_0 = \frac{h}{v_0}, \quad t = \frac{V}{Q} = \frac{h Ah}{Q}; \quad \therefore \frac{t}{t_0} = \frac{Ah v_0}{Q} \quad \text{y} \quad v_0 = \frac{t}{t_0} \frac{Q}{Ah}$$

sustituyendo:

$$d = \sqrt{\frac{18 \mu}{(\rho_s - \rho) g}} \sqrt{\frac{t}{t_0} \frac{Q}{Ah}} = \sqrt{\frac{18 \times 0.01}{(2.65 - 1) 981}} \sqrt{1.5 \times 0.0208}$$

$$d = \sqrt{0.000111} \sqrt{0.0313} = 0.01055 \times 0.177 = \underline{0.00187 \text{ cm}}$$

13.- Volumen de lodos:

$$V_s = \frac{Q (c - 20)}{1\,000\,000 (1 - P) D};$$

$$Q = 3\,800 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$c = 145 \text{ p.p.m.}$$

$P = \%$ de agua, expresado en fracción decimal = 0.96

$$D = \frac{1}{P + \frac{1 - P}{S}}$$

Para turbiedad baja, $\rho_s = 1.2$

$$D = \frac{1}{0.96 + \frac{0.04}{1.2}} = 1.008; \quad V_s = \frac{3.800 (145 - 20)}{1\,000\,000 \times 0.04 \times 1.008}$$

$$V_s = 13.70 \text{ m}^3$$

14.- Capacidad de sedimentos:

Como se ve en el diagrama del sedimentador al final de este capítulo, se tiene:

$$V = \frac{0.20 + 1.925}{2} 53.83 \times 3.67 + 1.92 \times 3.67 \times 3.87 + \frac{1.83 \times 3.67 \times 3.87}{2}$$

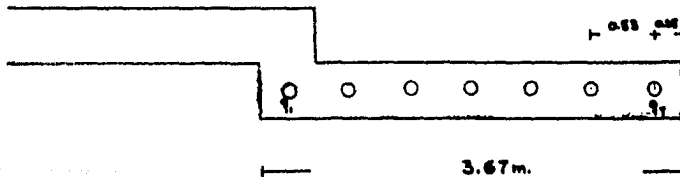
$$V = 248.6 \text{ m}^3$$

15.- Frecuencia de limpieza:

$$\frac{248.6}{13.70} = 18 \text{ días}$$

16.- Diseño del canal de entrada:

Se escogerá el tipo de canal con orificios



se deberá tener una diferencia en la carga de altura entre el primero y último orificio, que no exceda del 10%.

- a) La velocidad del agua que viene del floculador la mantendremos en 0.30 m/seg, para tener un flóculo bien formado.
- b) Se escogerán 7 orificios, con las separaciones indicadas en la figura.
- c) Gasto medio por orificio:

$$q_m = \frac{0.044}{7} = 0.0063 \text{ m}^3/\text{seg}$$

d) Orificios:

Con boca de campana: $c_c = 1$

$$\text{Area} = \frac{0.0063}{0.30} = 0.021 \text{ m}^2$$

$$\text{Diámetro} = \frac{4 \times 0.021}{3.14} = 0.11 \text{ m}$$

e) Pérdida de carga:

$$h_o = \frac{v^2}{2g} + \left(\frac{1}{c_v^2} - 1 \right) \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g c_v^2} = \frac{0.7^2}{19.6 \times 0.982} = \frac{0.09}{19.2};$$

$$h_o = \underline{0.00469 \text{ m}}$$

f) Carga disponible en el canal:

$$\text{Se debe tener: } \frac{q_7}{q_1} = 0.90$$

La pérdida de carga en el primer orificio se expresa como:

$h_j = k q_1^2$; la carga disponible en el canal será la carga que se pierde por fricción entre el primero y el último orificio.

Entonces, la pérdida de carga en el último orificio será:

$$h_1 - h_f = k q_7^2; \quad h_1 - h_f = k (0.9 q_1)^2; \quad k q_1^2 = \frac{h_1 - h_f}{0.81}$$

igualando los dos valores de $k q_1^2$:

$$h_1 = \frac{h_1 - h_f}{0.81}; \quad 0.81 h_1 = h_1 - h_f; \quad h_f = h_1 - 0.81 h_1$$

$$h_f = 0.19 h_1; \quad \text{sustituyendo: } h_f = 0.19 \times 0.00469$$

$$\underline{h_f = 0.00089 \text{ m}}$$

g) Pendiente en el canal:

$$s = \frac{h_f}{L} = \frac{0.00089}{3.67} = \underline{0.000241}$$

El canal se diseñará de concreto:

$$r = \left(\frac{v_1}{s}\right)^{3/2} = \frac{(0.30 \times 0.012)^{3/2}}{0.000242} = \frac{(0.0036)^{3/2}}{0.0156} = 0.231^{3/2}$$

$$r = 0.111 \text{ m}$$

Se deberá tener una sección tal que satisfaga esta condición, además, el área por la velocidad que se requiere mantener, deberá dar el gasto de $0.044 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$

Estas condiciones simultáneas se resolverán por tanteos. Se darán valores del ancho del canal, y se calcularán los tirantes.

Se elegirá una sección rectangular.

Se tiene:

$$A = b \times h \quad ; \quad r = \frac{A}{P} \quad ; \quad P = 2h + b \quad : \quad r = \frac{b h}{2h + b}$$

$$\therefore 0.111 = \frac{b h}{2h + b} \quad ; \quad 0.222h + 0.111 b = bh \quad ; \quad 0.111 b = bh - 0.222 h$$

$$0.111 b = h (b - 0.222) \quad ; \quad h = \frac{0.111 b}{b - 0.222}$$

b	n	A	P	r	Q = 0.3 A
0.30 m	0.428 m	0.1285 m	1.156 m	0.111 m	0.0396 $\frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$
0.29 m	0.474 m	0.1375 m	1.238 m	0.111 m	0.0412 $\frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$
0.28 m	0.538 m	0.15 m	1.356 m	0.111 m	0.0450 $\frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$

Se aceptará esta última sección.

Tomando en cuenta el bordo libre tendremos:

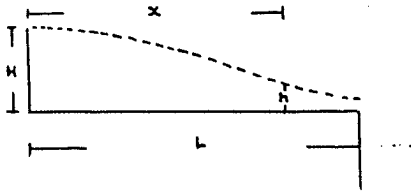
$$b = 0.28 \text{ m}$$

$$h = 0.65 \text{ m}$$

$$s = 0.000242$$

18.- Canal de salida:

Se proyectará un canal de salida con vertedor lateral.



H = Profundidad en el ex
tremo aguas arriba.

h = Profundidad a la dis
tancia x

q = descarga por unidad de longitud de vertedor según Hinds, se tiene:

$$H = \sqrt{h^2 + \frac{2q^2 x^2}{g b^2 h}}$$

El tirante en la descarga lo escogeremos de 0.35 m y el ancho -- del canal lo haremos de 0.28 m

$$q = \frac{0.044}{3.67} = 0.012 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

$$X = 3.67 \text{ m}$$

$$H = \sqrt{0.35^2 + \frac{2 \times 0.012^2 \times 3.67^2}{9.81 \times 0.28^2 \times 0.35}} = \sqrt{0.1225 + \frac{2 \times 0.000144 \times 13.5}{9.81 \times 0.078 \times 0.35}}$$

$$H = \sqrt{0.1370} = \underline{0.37 \text{ m}}$$

Dejaremos 0.13 m de bordo libre, con lo que las dimensiones del canal serán:

$$b = 0.28 \text{ m}$$

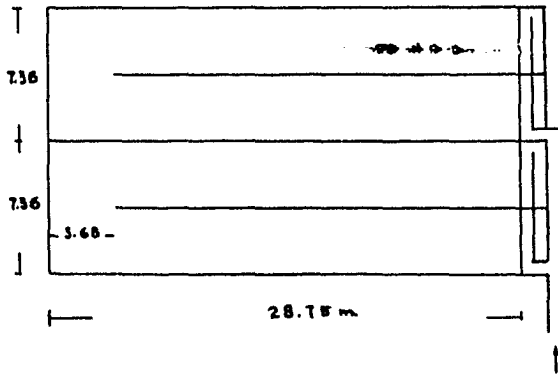
$$h = 0.50 \text{ m}$$

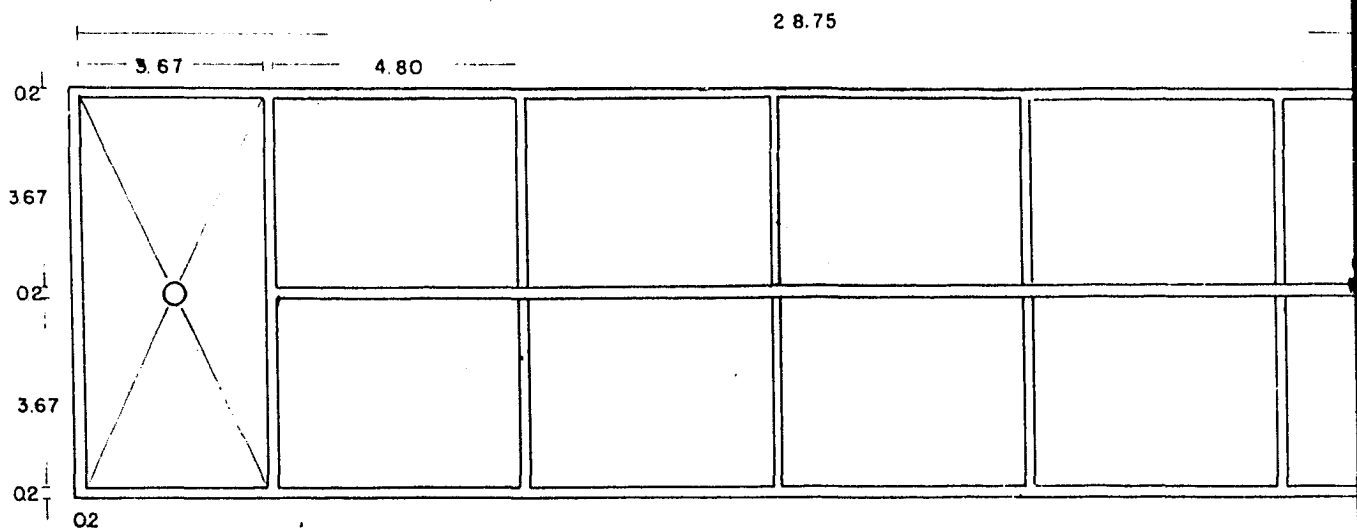
19.- Carga sobre el vertedor del canal de salida:

$$Q = 1.84 L H^{3/2} ; H^{3/2} = \frac{Q}{1.84 L} = \frac{0.044}{1.84 \times 3.67} ;$$

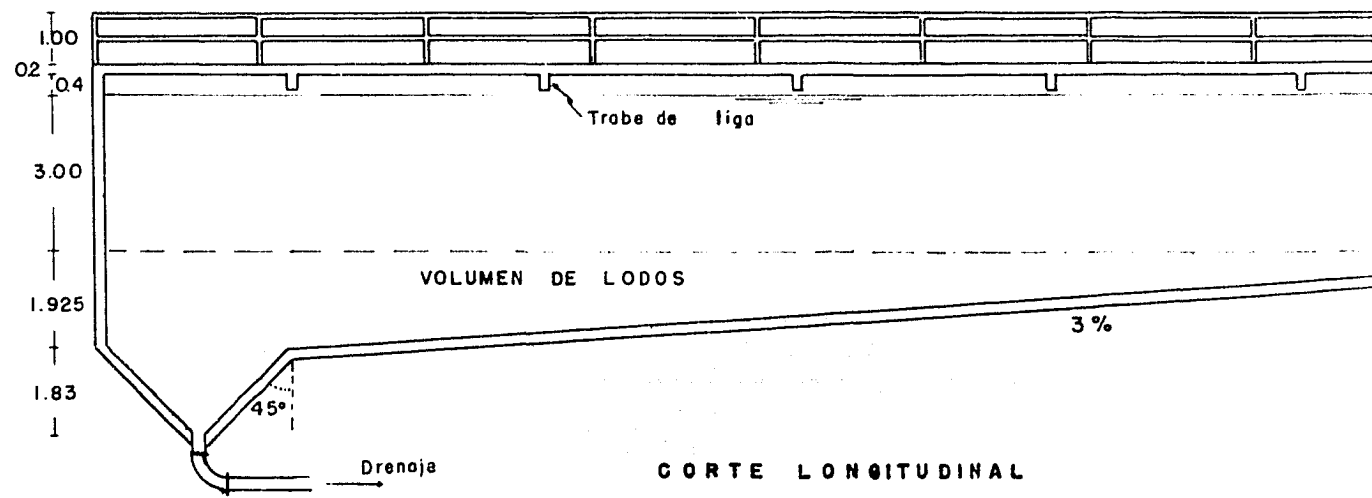
$$H = \left(\frac{0.044}{1.84 \times 3.67} \right)^{2/3} = 0.00652^{2/3} ; H = 0.035 \text{ m.}$$

Disposición de los tanques:





PLANTA



CORTE LONGITUDINAL

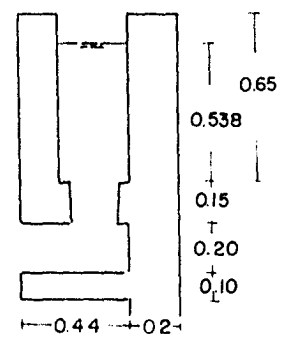


28.75

A los filtros

DETALLE DE LA ENTRADA

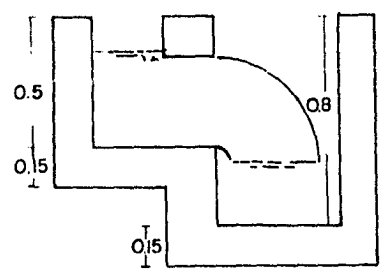
0.15, 0.28, 0.20,



0.17m. Ø

DETALLE DE LA SALIDA

0.15, 0.28, 0.20, 0.50, 0.15,

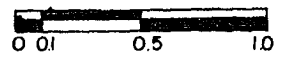


PLANTA

liga

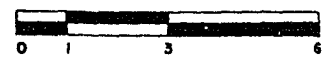
0.20

3%



ESCALA EN M.

ORTE LONGITUDINAL



Escala en m.



SEDIMENTADOR

UNAM

TESIS PROFESIONAL
GASTON A. MENDOZA

FILTRO RAPIDO

Datos:

$$Q = 44 \text{ litros/seg}$$

$$V = 3\ 800 \text{ m}^3/\text{día}$$

1.- Número de unidades:

$$N = 1.38\sqrt{C} \quad , \quad C \text{ en miles de m}^3 \text{ al día}$$

$$N = 1.38\sqrt{3.8} = 1.38 \times 1.95 = 2 + \dots = 3 \text{ unidades}$$

Con una de reserva; Total: 4 unidades

2.- Gasto de filtración:

$$q_f = 1.35 \text{ litros/seg/m}^2$$

3.- Area de filtración:

$$\frac{Q}{q_f} = \frac{44}{1.35} = 32.6 \text{ m}^2$$

4.- Area de filtración por unidad:

$$A_f = \frac{32.6}{3} = 10.87 \text{ m}^2$$

5.- Dimensiones de las unidades:

Se debe tener la siguiente relación, en las dimensiones de los fil---

$$\text{tros: } \frac{\text{largo}}{\text{ancho}} = 1.25 \text{ a } 1.33$$

$$\text{si } \frac{1}{b} = 1.30 \quad , \quad l = 1.30 b \quad \text{y} \quad \text{Area} = 1.30 b^2$$

$$b^2 = \frac{10.87}{1.30} \quad ; \quad b = \sqrt{8.40} \quad ; \quad \underline{b = 2.90 \text{ m}}$$

$$\therefore l = 1.30 \times 2.90 = \underline{3.76 \text{ m}}$$

6.- Características de los lechos:

a) De grava:

Estratos en orden ascendente:

Espesor en m	Diámetro en mm	
0.15	25.20	- 50.80
0.075	12.70	- 25.20
0.075	6.35	12.70
0.075	3.18	6.35
<u>0.075</u>	1.39	3.18
0.450 m		

b) De arena:

Espesor del lecho: 0.75 m

Diámetro efectivo: 0.40 mm

7.- Sistema de drenaje:

Tubos perforados

a) Orificios en los laterales

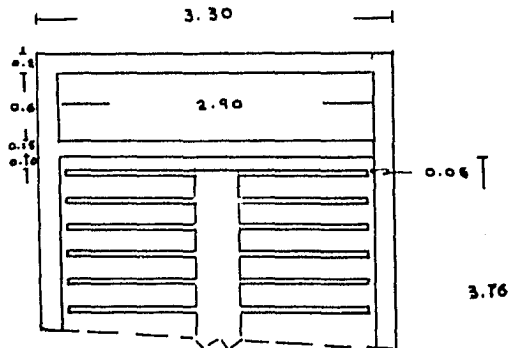
Se harán de 1.27 cm de diámetro

Arena por orificio: $a_0 = 1.27 \text{ cm}^2$

b) Longitud de los laterales:

Se supondrá que el principal tendrá un diámetro de 0.40 m.

$$\text{Entonces: } L_1 = \frac{2.90 - (0.4 + 0.2)}{2} = 1.15 \text{ m}$$



c) Número de orificios por lateral:

Para orificios de 1.27 cm., se debe tener a lo largo de un lateral, una separación entre ellos de 0.20 m.

Por metro de lateral, se tienen: 5 orificios

En toda la longitud: $1.15 \times 5 = 5.75 = 6$ orificios

En esta forma, si dejamos una separación de orificios al extremo del lateral de 0.10 m; se tendrá entre ellos una separación de 0.19 m.

d) Area de los orificios de un lateral:

$$A_0 = 6 \times 0.000127 \text{ m}^2 = 0.000762 \text{ m}^2$$

e) Número de laterales:

Por las especificaciones para drenaje de la A.W.W.A., se debe tener:

$$\frac{\text{Area total de orificios}}{\text{Area del filtro}} = 0.002$$

$$\frac{Nna_0}{10.87} = 0.002 \quad ; \quad N = \frac{0.002 \times 10.87}{0.000762} = 30$$

f) Longitud del principal:

$$L_p = 3.76 - 0.10 = 3.66 \text{ m}$$

g) Separación entre laterales:

No debe exceder de 0.30 m c.a.c:

$$e = \frac{3.66}{15} = 0.244 \text{ m}$$

h) Diámetro de los laterales:

Se debe tener, para orificios de 1.27 cm:

$$\frac{\text{Area total de los orificios}}{\text{Area total de los laterales}} = 0.5$$

$$\frac{Nna_0}{N A_1} = 0.5 \quad ; \quad A_1 = \frac{na_0}{0.5} = \frac{0.000762}{0.5} = 0.001524 \text{ m}^2$$

$$D_1 = \sqrt{\frac{4 \times 0.001524}{3.14}} = 0.044 \text{ m}$$

Diámetro comercial: 0.0508 m (2")

Area de cada lateral: 0.00201 m²

Revisión:

a) Especificación No. 1:

$$\frac{\text{Longitud lateral}}{\text{Diámetro lateral}} < 60 \quad ; \quad \frac{1.15}{0.0508} = 22.7$$

b) Especificación No.8:

Area laterales \blacktriangle 2
Area orificios

Area laterales: 0.00201 x 30 = 0.0603 m²

Area de orificios: 0.000127 x 6 x 30 = 0.0229 m²

$$\frac{0.0603}{0.0229} = 2.64$$

c) Especificación No. 9:

Area principal = 1.75 a2
Area laterales

Area principal:

Si se elige la sección cuadrada:

$$A_p = 0.4^2 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$\therefore \frac{0.16}{0.0603} = 2.65$$

Si se elige la sección circular:

$$A_p = \frac{3.14 \times 0.4^2}{4} = 0.1256 \text{ m}^2$$

$$\therefore \frac{0.1256}{0.0603} = 2.06 \quad ; \quad \text{se puede aceptar este valor.}$$

9.- Canaletas de lavado:

a) Número de canaletas por filtro: 2

b) Gasto de lavado: Por especificaciones: de 0.010 m³/seg/m² a

0.0125 m³/seg/m² ; se tomará 0.010 m³/seg/m²

c) Gasto por filtro: 0.010 x 10.87 = 0.1087 m³/seg

d) Caudal por canaleta: 0.0544 m³/seg

e) Caudal por cada lado de la canaleta: 0.0272 $\frac{m^3}{seg}$

f) Cálculo del tirante crítico en la descarga de la canaleta:

Si se considera una sección rectangular de las canaletas, con un ancho interior de 0.40 m, tendremos:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{0.05542}{9.81 \times 0.42}} = \sqrt[3]{\frac{0.00307}{1.57}} = \sqrt[3]{0.00196} = \underline{0.125 \text{ m}}$$

g) Cálculo del tirante aguas arriba:

De la fórmula de Hinds para un canal con vertedor lateral:

$$H = \sqrt{hc^2 + \frac{2 Q^2}{g b^2 hc}} ; \text{ pero } \frac{Q^2}{g b^2} = hc^3$$

$$H = \sqrt{hc^2 + \frac{2hc^3}{hc}} = \sqrt{3 hc^2} = 1.73 hc$$

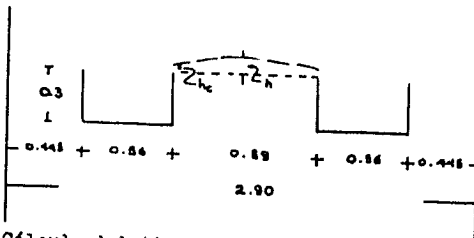
$$\therefore H = \underline{0.216 \text{ m}}$$

Bordo libre de 0.084 m

Espesor de las canaletas: 0.08 m

Altura total de la canaleta: 0.30 m

h) Disposición de las canaletas:



1) Cálculo del tirante máximo "h" :

aplicando la fórmula $h = \frac{3}{2} h_c$:

Para una longitud de canaleta de 1.00 m.

$$q = \frac{0.0272}{3.76} = 0.00725 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{0.00725^2}{9.81 \times 1.00^2}} = \sqrt[3]{\frac{0.0000525}{9.81}} = \sqrt[3]{0.00000535} = \underline{0.0175 \text{ m}}$$

$$\therefore h = 1.5 \times 0.0175 = \underline{0.0262 \text{ m}}$$

10.- Expansión de la arena:

Datos:

Espesor del lecho: 0.75 m

Diámetro efectivo: 0.40 mm

Velocidad de lavado: $v_0 = \frac{1 \text{ cm}}{\text{seg}}$

Relación de porosidad: $f = 0.4$

Temperatura: 20.3° C

Densidad de la arena: $\rho_s = 2.65$

$B/\gamma = 6$; si se consideran las partículas esféricas

TAMIZ No.	MEDIO GEOMETRICO d en cm	% retenido P	Velocidad de sedimentación Gráfica No. 2	100 $\frac{v_0}{V}$	fe	$\frac{P}{1-fe}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
8-10	0.195	0.40	30	3.33	0.470	0.755
10-14	0.132	2.00	21	4.76	0.509	4.080
14-20	0.100	7.90	17	5.89	0.532	16.900
20-28	0.070	21.20	13	7.70	0.567	49.100
28-32	0.054	17.60	9.5	10.50	0.606	44.700
32-35	0.047	14.00	8.2	12.20	0.625	37.300
35-42	0.038	10.30	6.7	14.90	0.657	30.000
42-48	0.032	11.90	5.2	19.20	0.691	38.500
48-60	0.027	5.80	3.5	28.60	0.758	24.000
60-65	0.022	5.00	2.7	37.00	0.801	25.100
65-100	0.017	3.90	2.5	40.00	0.815	21.100
SUMA		100.00				291.535

(1)(2)(3): Datos del análisis granulométrico;

El diámetro obtenido por medida.

(4): Datos tomados de la gráfica 2

$$(5): 100 \frac{v_o}{v_s} = \frac{100}{v_s}$$

$$(6): f_e = \left(\frac{v_o}{v_s}\right)^{0.222}$$

Altura de expansión:

$$\frac{L_e}{L} = (1 - f) \sum \frac{P}{1 - f_e} = 0.6 \times 291.535 = 175\%$$

$$\therefore L_e = 0.75 \times 0.75 \text{ m} = \underline{0.5625 \text{ m}}$$

11.- Pérdidas de carga en la filtración:

a) En la arena:

Datos:

Velocidad de llegada: 0.135 cm/seg

Densidad específica: 2.65

Relación de porosidad: 0.4

Viscosidad: 1.568×10^{-2}

Factor de forma: $E/\gamma = 6$

TAMIZ No.	MEDIO GEOMETRICO 100 d (cm)	% rete- nido P	$\frac{P}{100 d}$	C	$C \frac{P}{100 d}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
8-10	19.5	0.4	0.021	17.06	0.36
10-14	13.2	2.0	0.152	24.36	3.70
14-20	10.0	7.9	0.790	31.59	25.00
20-28	7.0	21.2	3.030	44.21	134.00
28-32	5.4	17.6	3.260	56.74	185.00
32-35	4.7	14.0	2.980	64.87	193.00
35-42	3.8	10.3	2.710	79.60	216.00

42-48	3.2	11.9	3.720	93.77	349.00
48-60	2.7	5.8	2.150	106.46	229.00
60-65	2.2	5.0	2.270	135.25	307.00
65-100	1.7	3.9	2.290	174.22	400.00
SUMA		100.0	23.373		2042.06

(1)(2)(3): Datos del análisis granulométrico; el diámetro obtenido por medida. Se multiplica por 100 para simplificar las operaciones aritméticas.

(5): El valor de C se calcula con el número de Reynold:

$$R = \frac{v d \rho}{\mu} = \frac{0.135 (100 d) \times 1}{1.568 \times 10^{-2} \times 100} = 0.0857 (100 d)$$

$$C = \frac{24}{R} + \frac{3}{\sqrt{R}} + 0.34$$

se tiene:

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{v^2}{g r^4} \frac{B}{\gamma} \sum C \frac{P}{d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.178 \frac{0.135^2}{981 \times 0.4^4} \times 6 \times 2042.1 = 0.178 \frac{0.0182}{25.1} 12\ 250$$

$$\frac{h}{L} = 0.000129 \times 12\ 250 = 1.58$$

$$h = 1.58 \times 0.75 = 1.19 \text{ m}$$

Removiendo la arena de los cinco tamaños más pequeños, la pérdida de carga se reduciría.

b) Pérdida en la grava.

De la gráfica 3

Para $v = 0.135 \text{ cm/seg} = 117 \text{ m/día}$

Espesor	Diámetro	h/L	
0.15	37.5 mm	0.00	0.000000
0.075	19.0 mm	0.001	0.000075
0.075	9.4 mm	0.003	0.000225
0.075	4.7 mm	0.008	0.000600
0.075	2.6 mm	0.025	0.001875
			<u>0.002770 m</u>

c) Pérdida en orificios:

a) No. de orificios: 180

b) Caudal: $0.00135 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}^2 \times 10.87 \text{ m}^2 = 0.0147 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$

c) Caudal por orificio: $\frac{0.0147}{180} = 0.0000818 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$

d) Velocidad en el orificio: $v_o = \frac{q_o}{c_c a_o}$, $c_c = 0.87$

$$v_o = \frac{0.0000818}{0.87 \times 0.000127} = 0.74 \text{ m/seg}$$

$$h_o = \left(\frac{1}{c_v^2} - 1 \right) \frac{v_o^2}{2g} = \left(\frac{1}{0.98^2} - 1 \right) \frac{0.74^2}{19.6} = 0.045 \times 0.0279$$

$$h_o = \underline{0.00125 \text{ m}}$$

d) Pérdida en los laterales:

Considerando que cada lateral reciba un caudal de filtración -- uniforme, se tendrá una variación de gasto lineal.

Por la fórmula de Manning $v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$, se tiene:

$$s = \frac{v^2 n^2}{r^{4/3}} = \frac{Q^2 n^2}{A^2 r^{4/3}} ; \text{ se puede tener que } \frac{n^2}{A^2 r^{4/3}}$$

sea una constante, para un mismo gasto y diámetro

$$s = K Q^2 , K = \frac{n^2}{A^2 r^{4/3}} , \text{ si } n = 0.013$$

$$K = \frac{0.013^2}{\frac{\pi^2 d^4}{16} \left(\frac{d}{4}\right)^{4/3}} = \frac{0.000169 \times 16 \times 4^{1.33}}{3.14^2 \times 0.05085^3} = \frac{0.000169 \times 16 \times 6.35}{9.89 \times 0.00000126}$$

$$K = 13\ 800$$

Para un tramo diferencial de lateral, se tiene: $s = \frac{dh}{dL}$

$$\therefore \frac{dh}{dL} = K Q^2$$

El gasto en cualquier sección, a una distancia L, para una longitud L , es: $Q = Q_1 + \frac{1}{L} (Q_f - Q_1)$, en donde:

Q_i = Gasto inicial y Q_f = Gasto final

Si para nuestro caso: Gasto inicial igual a cero

$$\frac{dh}{dl} = 13\,800 \frac{L^2}{L^2} Q_f^2 ; dh = 13\,800 \frac{L^2}{L^2} Q_f^2 \cdot dl$$

integrando entre 0 y H y entre 0 y L

$$H = 13\,800 \frac{L}{3} Q_f^2 ; \text{ como } L = 1.15 \text{ m y } Q_f = 0.00049 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$H = 13\,800 \frac{1.15}{3} 0.00049^2 = \underline{0.00127 \text{ m}}$$

e) Pérdidas en el principal:

$$n = 0.013$$

$$s = \frac{Q^2 n^2}{\lambda^2 r^{4/3}} ; K = \frac{n^2}{\lambda^2 r^{4/3}} ; A = 0.785 \times 0.4^2 = 0.125 \text{ m}^2$$

$$r = \frac{d}{4} = 0.1$$

$$K = \frac{0.000169}{0.125^2 \times 0.1^{4/3}} = 0.231$$

en la misma forma anterior se tendrá:

$$H = K \frac{L}{3} Q_f^2 \quad Q_f = 30 \times 0.00049 = 0.0147 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$L = 3.66 \text{ m}$$

$$H = 0.231 \frac{3.66}{3} 0.0147^2 = 0.231 \times 1.22 \times 0.000216 = 0.000061 \text{ m}$$

que se considera despreciable

f) Totales:

En la arena..... 1.19 m

En la grava 0.003

En orificios 0.0013

En laterales 0.0013

En principal 0.0000
1.1956 m

12.- Pérdidas de carga en el lavado:

a) En la arena

$$h = L (e_s - e) (1 - f) \quad L = 0.75 \text{ m}$$

$$h = 0.75 (2.65 - 1) (1 - 0.4) \quad e_s = 2.65$$

$$h = 0.75 \times 1.65 \times 0.6 \quad e = 1.00$$

$$\underline{h = 0.74 \text{ m}} \quad f = 0.4$$

b) En la grava

Para $v = 0.60 \text{ m/seg}$

Espesor	Diámetro	h/L	$h_f \text{ (m)}$
0.15 m	37.5 mm	0.005	0.00075
0.075 m	19.0 mm	0.015	0.00113
0.075 m	9.4 mm	0.043	0.00323
0.075 m	4.7 mm	0.100	0.00750
0.075 m	2.6 mm	0.200	<u>0.01500</u>
			0.027

$$\underline{h = 0.03 \text{ m}}$$

c) En orificios:

Considerando carga de velocidad:

$$h = \frac{v_0^2}{2g} + \left(\frac{1}{c_v^2} - 1 \right) \frac{v_0^2}{2g} = \frac{v_0^2}{2g c_v^2}$$

$$\text{se tiene: } Q_0 = \frac{\text{caudal de lavado}}{\text{No. de orificios}} = \frac{0.1087}{180} = 0.000605 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$\therefore v = \frac{Q_0}{A_0 c_c} = \frac{0.000605}{0.000127 \times 0.87} = 5.50 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$\text{y } h = \frac{5.5^2}{19.6 \times 0.98^2} = \frac{30.25}{19.6 \times 0.96} = \underline{1.61 \text{ m}}$$

d) En los laterales:

$$\text{Caudal por lateral: } \frac{0.1087}{30} = 0.00363 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$v = \frac{0.00363}{0.00201} = 1.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$\text{Debemos tener: } h = \frac{1}{3} f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g}$$

En el manual de King, para $v = 1.81 \frac{m}{seg}$ y $d = 0.0508$ m: $f = 0.0258$

$$\therefore h = \frac{1}{3} 0.0258 \times \frac{1.15}{0.0508} \frac{1.81^2}{19.6} = \frac{0.0258 \times 1.15 \times 3.27}{3 \times 0.0508 \times 19.6}$$

$$h = 0.04 \text{ m}$$

~~e) En el principal:~~

$$\text{Caudal: } 0.1087 \frac{m^3}{seg} ; v = \frac{0.1087}{0.125} = 0.875 \frac{m}{seg}$$

$$h = \frac{1}{3} f \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} ; \text{ para } v = 0.875 \text{ m/seg y } d = 0.4 \text{ m}$$

se tiene que: $f = 0.021$

$$h = \frac{1}{3} 0.021 \frac{3.66}{0.4} \frac{0.875^2}{19.6} = \frac{0.021 \times 3.66 \times 0.765}{3 \times 0.4 \times 19.6}$$

$$h = 0.025 \text{ m}$$

f) Totales:

En la arena	0.74
En la grava	0.03
En orificios	1.61
En laterales	0.04
En principal	<u>0.025</u>
	<u>2.445 m</u>

13.- Pérdidas de carga en las tuberías:

a) Influente:

$$\text{Caudal por filtro: } 0.0147 \frac{m^3}{seg}$$

$$\text{velocidad: Se recomienda } 0.60 \frac{m}{seg}$$

$$\therefore \text{ Area de la tubería } = \frac{0.0147}{0.60} = 0.0245 \text{ m}^2$$

$$d = 0.177 \text{ m ; comercial: } \underline{0.203 \text{ m (8")}}$$

$$A = 0.0322 \text{ m}^2 ; v = \frac{0.0147}{0.0322} = 0.456 \text{ m/seg}$$

Se tienen las siguientes pérdidas:

$$h = \frac{v^2}{2g} (1 + f \frac{L}{d} + K_o + K_L + K_y)$$

siendo K_y , la suma de pérdidas de elementos varios, según se disponga la instalación de la tubería.

b) Del lavado particular de cada filtro:

$$\text{Caudal: } 0.1087 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$\text{velocidad: Se recomienda: } 3.00 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$\text{Area de la tubería: } \frac{0.1087}{3.00} = 0.0362 \text{ m}^2$$

$$d = 0.215 \text{ m ; comercial: } \underline{0.203 \text{ m (8")}}$$

$$A = 0.0322 \text{ m}^2 ; v = \frac{0.1087}{0.0322} = 3.40 \text{ m/seg}$$

Se puede aceptar esta velocidad.

Se tienen las siguientes pérdidas:

$$h = \frac{v^2}{2g} (f \frac{L}{d} + K_o + K_L + K_y)$$

c) Del efluente:

$$\text{Caudal: } 0.0147 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$\text{velocidad: Se recomienda: } 1.00 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$\text{Area de la tubería: } \frac{0.0147}{1.00} = 0.0147 \text{ m}^2$$

$$d = 0.138 \text{ m ; comercial: } \underline{0.1524 \text{ m (6")}}$$

$$A = 0.0182 \text{ m}^2 ; v = \frac{0.0147}{0.0182} = 0.82 \text{ m/seg}$$

Se tienen las siguientes pérdidas:

$$h = \frac{v^2}{2g} (f \frac{L}{d} + K_o + K_L + K_y)$$

d) Del drenaje particular de cada filtro:

$$\text{Caudal: } 0.1087 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$\text{velocidad: Se acepta } 3.00 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$\text{Area de la tubería: } \frac{0.1087}{3.00} = 0.0362 \text{ m}^2$$

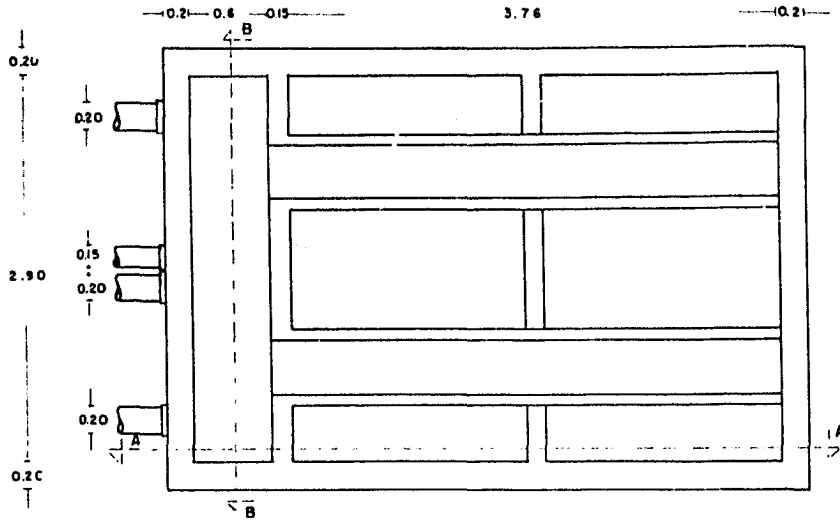
$$d = 0.215 \text{ m ; comercial: } 0.2032 \text{ m (8")}$$

$$A = 0.0322 \text{ m}^2 ; v = \frac{0.1087}{0.0322} = 3.40 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

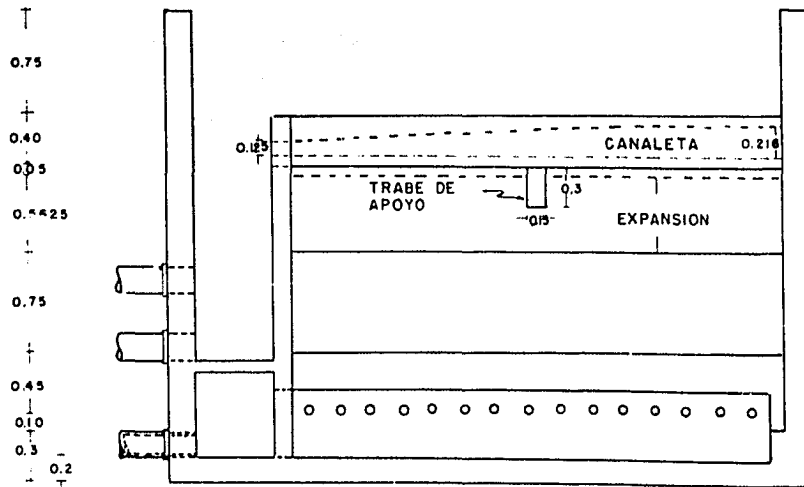
Se puede aceptar esta velocidad.

Se tienen las siguientes pérdidas:

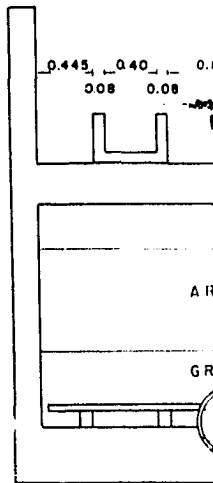
$$h = \frac{v^2}{2g} \left(f \frac{L}{d} + K_o + K_h + K_y \right)$$



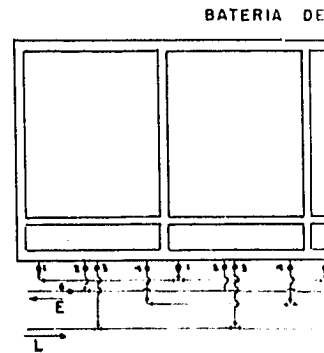
PLANTA



CORTE A-A



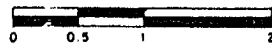
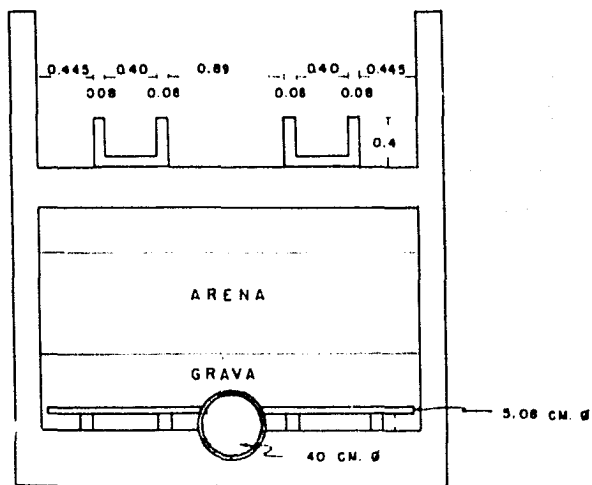
CO



BATERIA DE



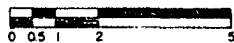
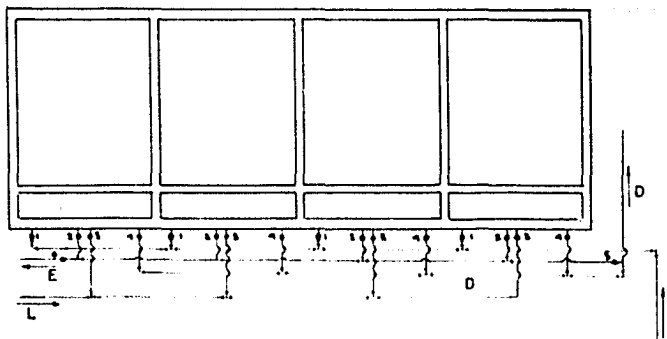
0.21



Escala en m.

CORTE B-B

BATERIA DE FILTROS



Escala en m

Válvulas	I	E	L	D	D	E
Operación	1	2	3	4	5	6
Filtración	A	A	C	C	C	A
Lavado	C	C	A	A	C	C
Enjuague	A	A	C	C	A	C

I = influente
E = Efluente
L = Lavado
D = Drenaje



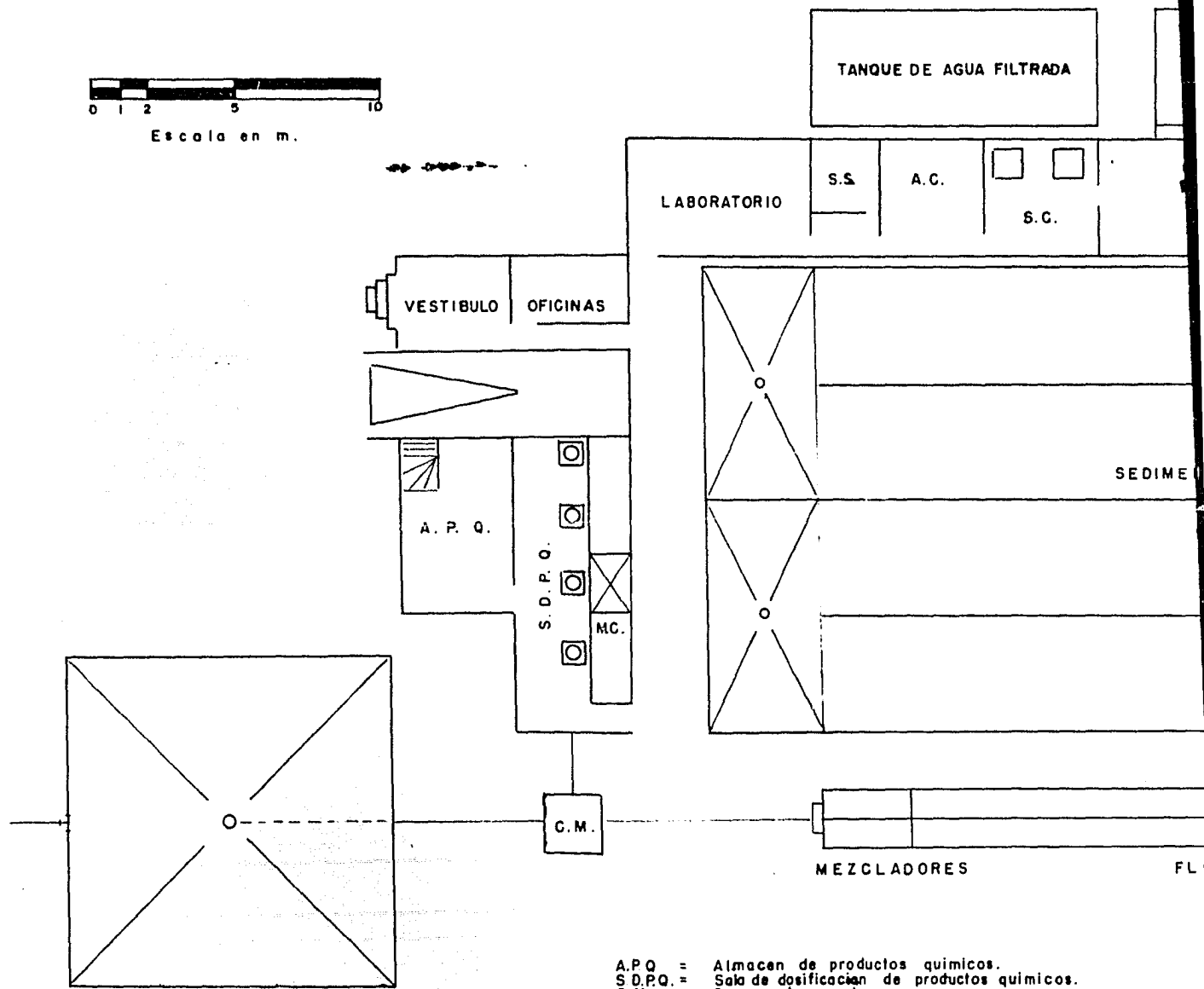
FILTRO RAPIDO

UNAM

TESIS PROFESIONAL
GASTON A. MENDOZA

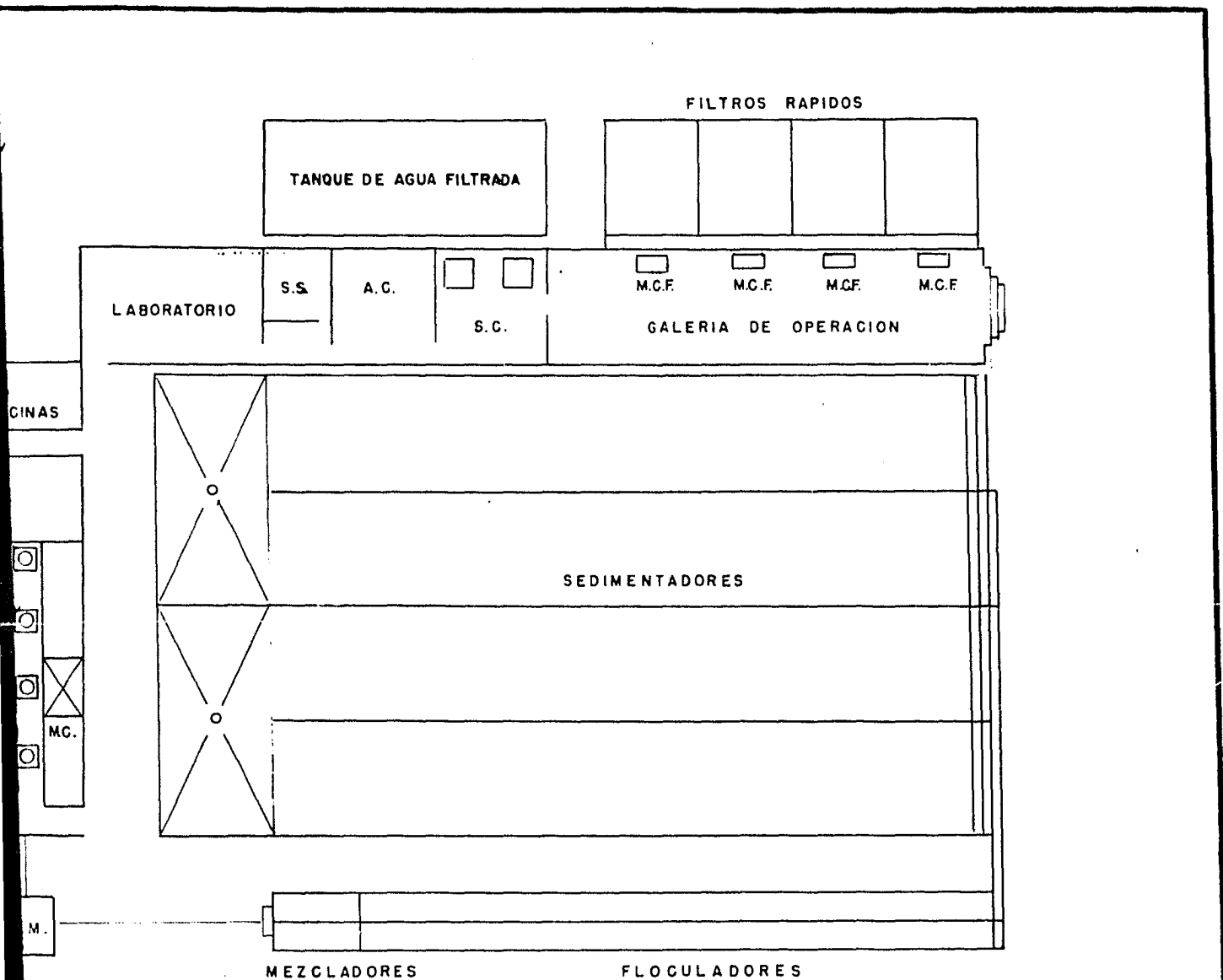


Escala en m.



AERADOR

- A.P.Q. = Almacén de productos químicos.
- S.D.P.Q. = Sala de dosificación de productos químicos.
- C.M. = Cámara de mezcla.
- M.C. = Mesa de cargas.
- S.C. = Sala de cloración.
- A.C. = Almacén de cloro.
- M.G.F. = Mesa de control de filtros.



- A.P.Q. = Almacén de productos químicos.
 S.D.P.Q. = Sala de dosificación de productos químicos.
 C.M. = Cámara de mezcla.
 M.C. = Monto cargas.
 S.C. = Sala de cloración.
 A.C. = Almacén de cloro.
 M.C.F. = Mesa de control de filtros.



CONJUNTO
DE LA PLANTA

UNAM

TESIS PROFESIONAL
GASTÓN A. MENDOZA

BIBLIOGRAFIA

- | | |
|--|-----------------------|
| 1.- ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE. | Flinn, Weston, Bogert |
| 2.- AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO. | E. Steel |
| 3.- APUNTES DE AGUA DE LA CLASE DE INGENIERIA SANITARIA. | A. Guzmán |
| 4.- APUNTES DE CLASE DE LA ESCUELA DE GRADUADOS DE INGENIERIA SANITARIA. | |
| 5.- HIDRAULICA. | S. Trueba Coronel. |
| 6.- HIDRAULICA APLICADA. | C. Davis. |
| 7.- INGENIERIA SANITARIA. | J.A. Coscolluela. |
| 8.- MANUAL DE HIDRAULICA. | W.H. King |
| 9.- WATER QUALITY AND TREATMENT. | A. W.W.A. |
| 10- WATER SUPPLY AND TREATMENT. | C.P. Hoover |
| 11- WATER SUPPLY AND WASTE WATER DISPOSAL. | Fair and Geyer. |
| 12- WATER SUPPLY ENGINEERING. | Babitt and Doland |
| 13- WATER TREATMENT PLANT DESIGN. | A.S.C.I. |