

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA**

**PLANTA DE FILTRACION PARA ABASTECIMIENTO**  
**DE AGUA POTABLE DE LA CIUDAD DE FERREÑAFE**

**TESIS PARA OPTAR LOS TITULOS DE**  
**BACHILLER EN INGENIERIA SANITARIA**  
**E INGENIERO SANITARIO**

**LUIS ENRIQUE LOPEZ CASTRO**  
**PROMOCION 1962**

**L I M A - P E R U**

**1 9 6 7**

P R I M E R A P A R T E

T R A T A M I E N T O

D E L A G U A

RAZONES DEL TRATAMIENTO DEL AGUA

El agua es principalmente necesaria para el uso doméstico y para el uso industrial, a parte de ser empleada para actividades municipales como limpieza de calles, riego de jardines y también para combatir los siniestros. Pero son los dos primeros usos los que exigen que el agua reúna ciertas características indispensables que la mayoría de las veces no alcanzan a reunir las aguas naturales. Entonces se hace necesario someterla a procesos adecuados, es decir a un tratamiento del agua mediante la técnica de la Ingeniería Sanitaria.

El objeto principal que se persigue con la purificación de aguas para el uso doméstico es el de privarlas de organismos patógenos y al mismo tiempo mejorar sus condiciones físicas, en cuanto se refiere a turbidez, color, olor y sabor.

La experiencia ha enseñado que a medida que se mejora la calidad del agua suministrada a una población, la salud de los habitantes--de ésta mejora.

Es frecuente también que sea preciso apelar a otros procedimientos para disminuir la dureza de algunas aguas, que aunque de aspecto físico intachable y sin contener organismos patógenos, son inapa-

///..

rentes tanto para uso doméstico como para usos industriales. Así mismo la corrección del agua, la eliminación del hierro y la supresión de la corrosividad excesiva, constituyen el conjunto de los métodos prácticos de tratamiento, que han sido empleados con creciente amplitud y cuya utilidad y economía debe reconocer todo el público.

El carácter y grado del tratamiento necesarios dependen de la naturaleza del agua, la que a su vez dependerá en gran escala de su origen.

Las aguas superficiales es fácil que presenten contaminaciones-- peligrosas y que sean mas o menos turbias, lo que hará necesario la coagulación, sedimentación, filtración y desinfección.

Las aguas subterráneas son ordinariamente limpias, por lo que en general no necesitan filtración. La arena que se presenta en aguas de pozo es en general fácilmente eliminada, probablemente sin embargo requerirá la eliminación del hierro, la corrección o la supresión de la corrosividad. Las dos operaciones indicadas últimamente-- son también necesarias en algunas aguas superficiales.

La eliminación de sabor y olor es problema frecuente con las aguas superficiales y algunas subterráneas que contienen ácido sulfúrico muy mal oliente que debe ser eliminado.

### CLASIFICACION HIDROLOGICA DEL AGUA

Cuando el agua cae sobre la superficie terrestre, una parte corre formando cursos de agua, lagos o lagunas; otra se infiltra en el subsuelo para formar despues verdaderos ríos subterráneos y una tercera parte se evapora o es absorvida por las plantas.

El agua de lluvia puede ser aprovechada para abastecer pequeñas poblaciones o núcleos de población aislados. La que corre por la su perficie formando cursos de agua, lagos o reservorios, así como la que se infiltra en el subsuelo, es utilizable como fuente de abasteci miento. Puede pues clasificarse el agua hidrológicamente en tres grupos:

- A) Agua de lluvia
- B) Aguas superficiales
  - a) aguas de ríos
  - b) aguas de lagos y lagunas
- C) Aguas subterráneas
  - a) de manantiales
  - b) de pozos excavados a poca profundidad
  - c) de pozos profundos y artesianos
  - d) de galerías filtrantes

#### A) Agua de lluvia

La lluvia es el origen primario del agua, ya de la que forma lu go una corriente, ya de los pozos y fuentes. En consecuencia las va riaciones en la lluvia se reflejarán en las características de las corrientes superficiales y en una menor extensión en las cuantías-aprovechables para suministros subterráneos.

Se puede pues mediante la estadística de lluvias, en caso de ca recer de estadísticas de caudas de corrientes, preveer el volu men de las corrientes en el caso de un proyecto relacionado con agua su perficial o a la filtración de agua subterránea después de un ulte rior estudio de la localidad y de los factores que puedan interve--nir.

Las aguas de lluvias no son tan puras como corrientemente se cree, durante su trayecto se pone en contacto no únicamente con los gases de que la atmósfera se compone sino también con sólidos suspendidos tales como polvo, basura, hollín y otras impurezas. Por lo tanto el agua no contiene sólo gases disueltos sino que también con tiene sustancias minerales que disolvió de las impurezas atmosféricas suspendidas en el aire.

Obviamente la primera porción precipitada contendrá más sustancia mineral que aquella que caiga a través de la atmósfera después de cierto tiempo.

Estas aguas contienen generalmente:

En suspensión: materia amorfa

En solución: sulfuros, oxígeno, nitrógeno, dióxido de carbono y cloruros.

## B) Aguas superficiales

La calidad de un agua superficial está determinada por la naturaleza de la cuenca colectora sobre la cual corre. Si la cuenca colectora está habitada es más verosímil que el agua sea contaminada, que en el caso de un agua meteórica o subterránea.

Un agua superficial satisfactoria para abastecimiento de una población debe estar saturada de oxígeno y no contener mayor cantidad de cloro que la normal en la región.

El agua superficial que corre sobre terrenos pantanosos es probable que esté altamente coloreada.

Los suelos arcillosos producen turbidez.

Las aguas que corren sobre terrenos cultivados tienen alto con-

///..

tenido en bacterias.

El crecimiento de vegetación en las capas superiores de las aguas superficiales puede ser tan denso que incrementa la cantidad de materia orgánica, afectando el olor, el gusto y el color del agua.

Las aguas superficiales suelen tener minerales en solución característicos de la región.

El total de sólidos de un agua superficial puede ser alto, pero los sólidos fijos pueden estar en pequeña cantidad, en razón de la cantidad de materia orgánica presente.

Los varios constituyentes del agua de un río dado variarán dentro de ciertos límites y esos constituyentes no están presentes necesariamente en las mismas proporciones relativas en períodos diferentes de tiempo. Es por lo tanto evidente que cada río requiere una investigación individual de manera que el tratamiento y el equipo requerido sea adecuado y lo suficientemente elástico para manejar las variaciones en composición que pueda ocurrir.

Las aguas superficiales contienen comunmente:

En suspensión: arcilla, materia mineral, algas, bacterias, materia orgánica y protozoos.

En solución: Oxígeno, nitrógeno, dióxido de carbono, ácidos orgánicos, materias colorantes, materia orgánica, amoníacos, cloruros, nitritos, nitratos, metano, hidrógeno sulfurado, hidrógeno y en menor cantidad carbonatos y sulfatos.

En solución Coloidal: materias colorantes, sílice, ácidos orgánicos y materia orgánica.

### C) Aguas subterráneas

Del agua que cae sobre la tierra en forma de lluvia una fracción mayor o menor se filtra en el suelo para convertirse en agua subterránea. Del agua infiltrada parte es absorbida por las plantas, que la transpiran después por medio de sus hojas, otra parte es retenida en el terreno por acción capilar. El resto del agua filtrada desciende por acción de la gravedad hasta alcanzar un estrato impermeable y entonces comienza a desplazarse en dirección lateral hacia alguna salida, generalmente hacia el fondo de algún valle.

Al saturar las capas superiores del terreno, forman un manto de aguas freáticas cuya elevación en el terreno es la que permita las condiciones hidráulicas al fijar el nivel hidrostático. Este nivel fluctúa de acuerdo a las precipitaciones pluviales.

Los afloramientos del agua subterránea se producirán siempre que el nivel freático quede más alto que el del terreno, y según las características locales el resultado del afloramiento será una charca, una fuente, un pantano o una corriente superficial.

La salida más importante es el río en el punto más bajo del valle.

El agua subterránea que no aflora, formará con toda probabilidad una corriente subterránea mas o menor paralela al curso superficial del río.

Las aguas subterráneas contienen generalmente menos bacterias , menos materia orgánica y mayor cantidad de sustancias minerales que las aguas superficiales. Sin embargo cerca del 36% de todos los ca-

///..

casos de enfermedades de origen hídrico verificados en Estados Unidos de Norte América entre 1920 y 1936 fueron causados por la contaminación de fuentes de abastecimiento subterráneo.

En los terrenos calcáreos las aguas subterráneas pueden llevar grandes cantidades de materia orgánica y bacterias una vez que circulan en esos terrenos a través de canales que de ordinario se forman por efecto de la erosión.

ORGANISMOS VIVIENTES EN EL AGUA

BACTERIAS

Las bacterias se encuentran casi universalmente, en el suelo, en el agua, en el aire. El número de bacterias presentes en cualquiera de estos medios depende de la existencia del alimento apropiado, de la humedad y también de la temperatura. La unidad de medida usada para medir las bacterias es el micrón que equivale a una milésima de milímetro. Las bacterias usualmente encontradas en el agua poseen entre uno y cuatro micrones de tamaño.

Fueron Koch y Pasteur los que simultáneamente descubrieron que las enfermedades infecciosas son producidas por las bacterias o microbios.

La constitución química de la bacteria es igual a la de la célula pero en cuanto a su morfología aún no hay nada definido. En cuanto a su modo de acción corresponde a la del tipo biológico de la célula, es decir que mediante sus fermentos produce la destrucción del alimento o sustancias vivas que la rodean, para luego asimilarlo, metabolizarlo y por fin eliminarlo. La eliminación del

///..



producto es generalmente de carácter tóxico y es lo que produce los síntomas de la enfermedad.

### Clasificación de las bacterias

Las bacterias son generalmente clasificadas de acuerdo a su forma en tres grupos siguientes: Las bacterias redondeadas y esféricas son llamadas cocos, las bacterias en forma de bastones son llamadas bacilos y las bacterias en forma de espiral son llamadas espirilos.

Existen muchas otras formas de clasificar a las bacterias.

Las bacterias que viven y se multiplican sobre o en el interior del cuerpo de un ser vivo son llamadas bacterias parásitas y las bacterias que viven y se multiplican sobre o interiormente de la materia orgánica muerta son denominadas bacterias saprofitas.

Ciertas bacterias son capaces de causar enfermedades en el organismo vivo donde ellas subsisten, estas bacterias son llamadas bacterias patógenas, las otras son no patógenas.

Las bacterias también pueden ser clasificadas de acuerdo con su necesidad de oxígeno, aquellas que necesitan oxígeno libre o atmosférico son llamadas bacterias aerobias. Este grupo incluye la mayoría de bacterias que viven en el agua y prácticamente todas las bacterias patógenas. Las bacterias que viven y se multiplican en ausencia de oxígeno libre son llamadas bacterias anaeróbica. Las bacterias que pueden vivir y multiplicarse en presencia de oxígeno libre o sin él son llamadas anaeróbicas facultativas.

Las bacterias que atacan al hombre son tanto de origen vegetal

como animal, y como todas son unicelulares, pertenecen a la última rama de ambos reinos, pero en general la mayoría de las bacterias-patógenas son de origen vegetal.

### Multiplicación de las bacterias

La multiplicación de los microbios es binaria o múltiple cuando pertenecen al reino vegetal y casi siempre pertenecen al tipo fecundación cuando pertenecen al reino animal. Sin embargo existe otro tipo de división no bien definido que es la espora. Generalmente en la bacteria es del tipo endospora. La forma de perpetuación por endosporas puede interpretarse de dos maneras, o que es un modo constante y normal de reproducción o que sólo se realiza cuando la vida del microbio peligra y se defiende creando una capa sólida a su alrededor para mantener una vida latente hasta cuando tenga ocasión de salir de nuevo.

### Bacterias en las diferentes aguas

#### En la atmósfera

Las nubes no las contienen, estas se condensan forzándose lluvia, granizo o nieve, las que se contaminan al atravesar el aire, y esta contaminación depende de la densidad del polvo o bacterias como de la duración de la caída. Las primeras lluvias tienen más bacterias y luego van disminuyendo porque lavan el aire. Las últimas lluvias ya no tienen bacterias.

El número de bacterias varía según el número de habitantes y la estación del año. Así en París por ejemplo en el centro de la ciu-

///..

dad en verano hay 58 bacterias por cm<sup>3</sup> de aire y en invierno 10 por cm<sup>3</sup>, mientras que en sus parques de la periferia de la ciudad hay en las mismas estaciones 9 y 1 por cm<sup>3</sup> respectivamente. En la misma ciudad de París se encuentra en 24 pulgadas de lluvia por m<sup>2</sup> cinco millones de bacterias. La nieve trae más bacterias que la lluvia por tener más superficie, se calcula un promedio de 34 bacterias por cm<sup>3</sup> de nieve. Esta nieve en las montañas no tiene bacterias.

### En las aguas de superficie

Los ríos contienen bacterias según su grado de polución y la causa de esta polución es sobre todo las cloacas y las lluvias que lava los suelos. Estos suelen tener hasta dos billones de bacterias por grano de tierra, pero las lluvias prolongadas y suaves no lavan bien los suelos. En general son las aguas de cloacas las que contaminan los ríos, así el río Illinois en Bridgeport cerca de la cloaca de la ciudad de Chicago contiene 3'420,000 bacterias por cm<sup>3</sup> las que van disminuyendo a medida que se aleja el río.

Bridgeport	3'420,000 bacterias por cm <sup>3</sup>			
a 22 millas	1'090,000	"	"	"
a 52 "	470,000	"	"	"
a 96 "	60,000	"	"	"
a 126 "	2,870	"	"	"
a 144 " (nueva cloaca)	254,000	"	"	"
a 249 "	9,000	"	"	"
a 266 "	7,000	"	"	"

Los ríos que no tienen cloacas tienen poco número de bacterias

///..

así en Inglaterra hay como veinte ríos que apenas contienen 19 a 100 bacterias por cm<sup>3</sup>.

#### En las aguas estancadas

Los lagos y reservorios tienen en principio poco número de bacterias siempre que no reciban cloacas. Generalmente los lagos poblados tienen un promedio de 100 bacterias por cm<sup>3</sup>. Los lagos salados tienen menos de 100 bacterias por cm<sup>3</sup> y a 15 y 30 mts. de profundidad no hay bacterias.

#### En aguas de vertientes

En principio las aguas de vertientes y manantiales son aguas puras y tienen un promedio de 1 a 1,800 bacterias por cm<sup>3</sup>. Las contaminaciones se hacen por las lluvias y por la filtración subterránea. Así en Portsmouth la vertiente de 20 millones de galones por día y de una profundidad de 300 pies sólo contiene 54 bacterias por cm<sup>3</sup>, pero después de las lluvias de apenas 1.52 pulgadas de espesor aumenta a 4,000 por cm<sup>3</sup>.

En los pozos es necesario tener en cuenta las condiciones geológicas del terreno, pues con el tiempo en las diferentes capas se producen infiltraciones que contaminan los pozos, sobre todo si los terrenos son hechos de material calcáreo que son susceptibles a la canalización y permiten el paso de toda clase de bacterias.

#### OTROS ORGANISMOS MICROSCOPICOS

Otros organismos vivientes aparte de las bacterias, tienen a menudo efectos perniciosos sobre el agua. Por ello se ha establecido el sistema de ensayo de Sedgwick-Rafter destinado a concentrarlos-

///..

y a facilitar su identificación mediante el microscopio.

### Algas

Son pequeños vegetales, generalmente unicelulares, de varias formas y tamaños que viven en el agua. Algunos tipos son filamentosos y forman a veces densos conjuntos. Si se presentan en gran número pueden enturbiar y colorear el agua. Su presencia afecta el funcionamiento de los filtros obstruyéndolos, pero lo más molesto es el sabor y olor que pueden originar.

Se subdividen en tres: Clorofíceas o algas verdes, cianofíceas o verdiazuladas y diatomeas que se caracterizan por la belleza de sus formas y su estructura silíceas. Hay además otros grupos de menor importancia las de color verde amarillento, pardo y rojo.

Necesitan de la luz solar para vivir y propagarse y se alimentan de las materias minerales contenidas en el agua, compuestos nitrogenados y anhídrido carbónico.

Las algas no producen enfermedades humanas, aunque se ha comprobado que una gran concentración de cianofíceas puede envenenar el ganado, lo que haría que estas aguas no sean potables.

El sabor y el olor se deben a ciertos aceites que segregan las algas y que desprenden al morir.

### Protozoos

Son animales unicelulares y muy análogos en sus características a las algas, también se les combate del mismo modo. Un protozoo que tiene importancia en el aspecto sanitario es la Endameba Histolytica productora de la disentería amébrica. Forma unos quistes que son

eliminados con los excrementos de las personas afectadas. Viven largo tiempo en el agua. Se elimina con tratamiento especial de cloro.

### Hongos

Son vegetales sin clorofila, lo que hacen que se puedan desarrollar en ausencia de luz solar. Pueden vivir y reproducirse grandemente en las tuberías de agua. Su muerte dá origen a olores y sabores desagradables. Los briozoarios que son realmente animales se parecen mucho a los hongos y se desarrollan también ellos en las tuberías produciendo obstrucciones y olores. Se les combate a ambos con cloro o sulfato de cobre.

### Gusanos

Se presentan aveces en las aguas de consumo ciertos gusanos de color rojo o grisáceos. Son larvas, los primeros de la mosca Chironomus y los otros de otro tipo de mosca mas pequeña. Las larvas atacan las paredes de hormigón o hacen agujeros en los sedimentos que se acumulan en el fondo de tanques o depósitos por lo que su presencia puede pasar desapercibida hasta que han infestado grandemente.

Sólo cabe desagüar el tanque porque es necesario aplicarse sustancias químicas en cantidades que no pueden soportar las aguas potables para eliminarlas.

Producen olores y sabores en el agua.

### Factores que afectan el balance de la población bacteriana

El incremento de la población bacteriana es debido a factores

///..

de medio, es decir a si estan en un ambiente favorable a su desarrollo para determinado grupo de bacterias. Lógicamente dicho incremento es debido también a la contaminación del medio por elementos de gran polución como los desagües.

Los factores que intervienen en el crecimiento de la población bacteriana son diversos.

#### La presencia o ausencia de oxígeno

Hay bacterias que necesitan de oxígeno disponible libre en el medio que viven, son las aerobias (gonococo, bacilo pestoso); hay otras que mueren en presencia de oxígeno libre y sólo lo toman de la molécula orgánica del medio en que viven, son las bacterias anaeróbicas, (tétanos, botulismo).

Existen bacterias que pueden subsistir en ambos medios, son las facultativas.

#### La temperatura

La temperatura del medio ambiente interviene en el crecimiento de la población bacteriana; las máximas temperaturas que se han registrado, en que aún pueden tener vida latente es de  $-250^{\circ}\text{C}$  a  $100^{\circ}\text{C}$ , siendo por lo común de  $0^{\circ}\text{C}$  a  $90^{\circ}\text{C}$ . En este margen hay una escala para cada bacteria, así tenemos temperaturas máximas, óptimas y mínimas para su desarrollo. Cuando la temperatura óptima está por debajo de  $20^{\circ}\text{C}$  se llaman Psicrophilicas y cuando está por encima de  $45^{\circ}\text{C}$  se llaman meso philicas, en este grupo se encuentran las bacterias patógenas.

#### La acción de la luz

De una parte es benéfica para los organismos autotróficos --

///..

(plantas, planckton) es decir para los que sintetizan alimentos partiendo de la energía solar y de elementos simples; como de otra parte la luz solar es dañina para las bacterias que polulan-- en algunas aguas.

Por diferentes filtros donde se dejan pasar sólo radiaciones de longitud de onda conocida, se ha podido estudiar las radiaciones-- que matan a las bacterias.

Es importante conocer cuales son los agentes químicos que pueden intervenir en la multiplicación de las bacterias, puesto que los agentes químicos son los que se usan actualmente en gran escala y son fácilmente manejables.

El agua destilada sola puede matar algunas bacterias por el simple hecho de la plasmoptysis y en tiempo de algunas horas a muchas semanas. Si esta agua va fijando el CO<sub>2</sub> del aire progresivamente se convierte en H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub> bajando el ph y matando aún más las bacterias. Generalmente aguas con ph menos de 4 o más de 8 son poco viables para las bacterias.

Si las mismas aguas reciten sales tanto del suelo como las que se pueden formar en el agua, darán soluciones con el agua de diferentes, tipos, si disminuye su concentración es favorable para la multiplicación de las bacterias, pero si aumenta la concentración salina disminuirá esta multiplicación; y si por casualidad la sal se disocia electrolíticamente aún su poder inhibitor sobre las bacterias es mayor.

#### EFECTOS DE LAS SUSTANCIAS QUÍMICAS PRESENTES EN EL AGUA

Todas las aguas naturales, ya sea como agua cruda o después de

///..



tratamiento, contienen sustancias minerales disueltas o en solución. Estos constituyentes minerales difieren grandemente en las cantidades presentes en varios suministros de agua. Los más abundantes son los bicarbonatos, sulfatos y cloruros, presentes como calcio, magnesio y sodio, en forma de mezclas con sus respectivos aniones y cationes.

CONSTITUYENTES MINERALES QUE USUALMENTE SE DETERMINAN EN UN ANÁLISIS DE AGUA

<u>Nombre</u>	<u>Fórmula</u>	<u>Expresada como</u> (más usual)	
Calcio	Ca	CaCO <sub>3</sub>	Dureza de Calcio
Magnesio	Mg	CaCO <sub>3</sub>	Dureza de Magnesio
Sodio	Na	CaCO <sub>3</sub>	
Bicarbonato	HCO <sub>3</sub>	CaCO <sub>3</sub>	Alcalinidad de Carbonato
Carbonato	CO <sub>3</sub>	CaCO <sub>3</sub>	Alcalinidad de Carbonato
Hidróxido	OH	CaCO <sub>3</sub>	Alcalinidad caústica
Cloruro	Cl	CaCO <sub>3</sub>	
Sulfato	SO <sub>4</sub>	CaCO <sub>3</sub>	
Nitrato	NO <sub>3</sub>	CaCO <sub>3</sub>	
Acidez mineral	-	CaCO <sub>3</sub>	Acidez mineral
Fluoruro	F	F	
Sílice	SiO <sub>2</sub>	SiO <sub>2</sub>	
Hierro	Fe	Fe	
Manganeso	Mn	Mn	

///..

## Dureza

La dureza del agua es debida principalmente a la presencia de Carbonatos, bicarbonatos, sulfatos u otros compuestos de calcio y magnesio.

Los compuestos de calcio son la causa más común de dureza en los abastecimientos de agua porque son fácilmente disueltos los depósitos calcáreos por el agua con contenido de CO<sub>2</sub>. Los compuestos de magnesio son también causa importante de dureza. En grado menor la dureza puede ser causada también por ciertos compuestos de fierro y aluminio.

Una de las objeciones más importantes a la dureza es que disminuye de manera muy considerable la capacidad del agua para formar espuma con el jabón.

Se ha clasificado la dureza del agua en dureza carbonatada y dureza no carbonatada. La carbonatada es debida a carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio; la no carbonatada es debida a sulfatos, cloratos y nitratos de calcio y magnesio y también a otros compuestos no carbonatados que causan dureza.

### Desperdicio de jabón por la dureza del agua

Cuando el agua dura se pone en contacto con el jabón, los iones de calcio y magnesio reaccionan con los iones de los ácidos grasos para precipitar jabones de calcio y magnesio casi insolubles. Con jabón puro esta destrucción por la dureza alcanza la cantidad de 1.5 libras de jabón por 1000 galones de agua cada 17 ppm de dureza presente.

///..

DESPERDICIO DE JABON EN AGUAS DE VARIAS DUREZAS

<u>Dureza como CaCO<sub>3</sub></u>	<u>Desperdicio de jabón (lbs/mils glns)</u>
17	1.5
86	7.5
171	15
257	22.5
343	30
514	45
1028	90

Como se podrá deducir de esta tabla el desperdicio de jabón en las plantas textiles, lavanderías y otras industrias donde se efectúan limpiezas con jabón es mayor cuando se usan aguas duras.

El ablandamiento del agua no únicamente ahorra jabón y otros detergentes sino que además propicia una incomparable limpieza mejor y proporcionar un producto superior.

Incrustaciones

La dureza de carbonatos es particularmente indeseable en el agua usada en calderas porque cuando el agua es calentada al punto de ebullición los bicarbonatos se descomponen en bióxido de carbono, agua y carbonatos, y si éstos son de calcio que tienen una solubilidad muy baja (13 ppm a 13°C) precipitan formando depósitos llamados incrustaciones de calderas, reduciendo grandemente la capacidad de estas.

Hay la opinión muy extendida de que los depósitos de carbonato de calcio no se pueden formar a menos de que se caliente el agua

a más de 55°C. Esto es incorrecto, ya que para muchas aguas un pequeño aumento en la temperatura es suficiente para formar depósitos de calcio. Por ejemplo en las localidades tropicales o semitropicales, es fácil encontrar abundante depósitos de carbonatos de calcio en las líneas de agua fría.

Existe un equilibrio para cada temperatura, entre el contenido de dióxido de carbono libre del agua y la cantidad de bicarbonato de calcio que se mantiene en solución y que con algunas aguas una pequeña elevación de la temperatura es suficiente para romper este equilibrio y depositar carbonato de calcio.

### Alcalinidad

La alcalinidad en el agua es debida a la presencia de carbonatos de calcio y magnesio, o por los carbonatos o hidróxidos de sodio, potasio, calcio y magnesio.

La determinación de la alcalinidad tiene gran importancia para el personal de las instalaciones de tratamiento de agua, ya que la acción de los coagulantes empleados para clarificar el agua y prepararla para la filtración, requiere suficiente alcalinidad para asegurar una reacción apropiada. Inversamente una alcalinidad excesiva puede también perturbar la reacción.

### Otras impurezas minerales solubles

Hemos expuesto ya brevemente las sustancias que originan dureza y alcalinidad en el agua y las características que dan al agua estos factores.

Otro elemento que se encuentra en el agua es el sodio, cuyos com

puestos más comunes son: el carbonato, bicarbonato, sulfato y cloruro, estos no producen dureza. El carbonato y bicarbonato por el contrario se unen a la grasa y aceite de la piel para formar jabón dando con ello origen a la sensación resbaladiza del agua alcalina. En las calderas de vapor, el carbonato y bicarbonato dan origen al desprendimiento del anhídrido carbónico que produce la corrosión de los tubos. El sulfato sódico origina espumas en las calderas, si existe en grandes cantidades.

Las sales existentes en el agua producen sabores si se presentan en cantidades suficientes. El cloruro sódico por ejemplo da origen a un sabor que se percibe cuando se presenta en cantidades mayores a 200 ppm y el agua no podrá beberse prácticamente si la proporción es de 3,000 ppm. Tanto el sulfato de magnesio (de Epsom) como el sulfato sódico (sal de Glauber) si se presentan en grandes cantidades de 500 ppm o más, tendrán efecto laxante.

El límite admisible del total de materias sólidas disueltas dependerá en cada caso del carácter de los minerales. Probablemente si se supera las 2,000 ppm el agua será inadecuada para guisar alimentos, debido al sabor que les dá y para usos industriales aün cuando los minerales no endurecieran el agua.

### Hierro y manganeso

El hierro puede estar presente en el agua en estado férrico o en estado ferroso, y estos compuestos de hierro pueden ser solubles, insolubles o coloidales.

El manganeso existe en muchos suelos y rocas y por tanto trazas

de manganeso aparecen muchas veces en el agua. El manganeso usualmente está en estricta asociación con el hierro en el agua, y los efectos de ambos en la calidad del agua son muy semejantes.

La presencia de pequeñas cantidades de hierro y manganeso no afectan a la calidad sanitaria del agua. Pero cuando entre ambos exceden de 0.3 ppm el agua puede producir manchas en los tejidos y en las instalaciones sanitarias y pueden favorecer el desarrollo de organismos como la crenotrix, capaces de producir olores y sabores, dar coloración al agua y obstruir las tuberías.

#### Aguas corrosivas y aguas rojas

Las llamadas aguas rojas se originan por la corrosión causada por aguas que contienen aire disuelto sobre metales ferrosos, con la producción de tubérculos e hidróxido férrico de color rojizo-- que permanecen en suspensión. Las aguas corrosivas de bajo ph que contienen aire en suspensión pueden también atacar al cobre con la producción de manchas verdosas en los artículos de porcelana, este ataque sin embargo es lento. Al latón amarillo estas aguas lo atacan severamente, y las tuberías pueden llegar a tener fuertes fugas debido a esta acción corrosiva que se manifiesta porque el zinc se disuelve completamente quedando una masa esponjosa de cobre.

#### El fluor

De una manera concisa la introducción de pequeñas cantidades de fluor entre 0.7 a poco más de 1 ppm reduce notablemente las caries dental, cantidades mayores de 1.5 ppm ocasionan manchas y otros de

fectos en la dentadura.

### Impurezas gaseosas

Los gases solubles de la atmósfera unidos a otros que pueden ser absorbidos por el agua en su decurso por la superficie del suelo o durante su infiltración a través del terreno, podrán presentarse en el agua en mayor o menor cantidad. Ellos son: nitrógeno, metano ácido sulfihídrico, oxígeno y anhídrido carbónico.

El ácido sulfihídrico se debe a la reducción de sulfatos o pirritas de hierro y a la descomposición de materia orgánica, siendo fácil encontrarlo en las aguas que se han filtrado a través de lechos de lignito y otros residuos orgánicos. Su desagradable olor a huevos podridos hace que se reconozca su presencia aún en cantidades muy pequeñas. También corroe los metales.

El oxígeno libre en solución es un agente corrosivo especialmente cuando también está presente el anhídrido carbónico.

El anhídrido carbónico que el agua disuelve, proviene de la atmósfera, de la materia orgánica descompuesta en la superficie del suelo o de los manantiales subterráneos. Se une con el agua para formar el ácido carbónico  $H_2CO_3$  cuya presencia en el agua hace posible la disolución del carbonato de calcio o piedra caliza, y del carbonato magnésico o dolomita, por transformación en los bicarbonatos de estos elementos. Estos bicarbonatos producen dureza en el agua.

El anhídrido carbónico, especialmente en presencia del oxígeno libre produce corrosión de los metales. En los generadores de va-

por, este gas inestable se desprende también del  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$  y del  $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$  perjudicando su marcha.

Comparativamente con las corrosiones producidas por compuestos caústicos, el anhídrido carbónico no produce efectos importantes en las aguas naturales, si se exceptúa el que pueda estimular un considerable crecimiento de las algas, si el agua está expuesta a luz del sol.

### Cloruros

El cloro libre no existe en aguas que no han sido tratadas, ni permanece por mucho tiempo en aguas que hayan sido tratadas con cloro. En cambio los cloruros si son encontrados en el agua. Los cloruros encontrados en aguas naturales distantes del mar pueden ser provenientes de residuos industriales. Las cantidades usualmente encontradas en aguas dulces no son perjudiciales ni objetables.

En las regiones donde se conoce el contenido normal de cloruros en el agua, la determinación de esta sal y de su proporción nos puede dar la calidad sanitaria del agua. Siendo el cloro uno de los constituyentes de la orina, la existencia de cloruros en exceso a lo usual existente en un agua puede ser considerada como un índice de contaminación con desagües.

### Nitrógeno

La presencia de los compuestos nitrogenados en los análisis del agua nos dan un índice del estado en el proceso natural de purificación de las aguas que han sido polucionadas.

En general una alta proporción ya sea de amoníaco libre o amoníaco



niaco albumínico, siendo esta la cantidad de nitrógeno no presente pero contenido en la materia orgánica del agua que se examina, indica siempre un agua polucionada.

La ausencia o pequeña cantidad de amoníaco y una alta proporción de nitritos, indica un agua que está en el proceso de autopurificación. Una proporción grande de nitratos en un agua superficial con ausencia de nitritos, indica un agua que originalmente fué impura pero que se ha convertido en buena por el proceso de autopurificación.

Los nitratos en proporción de 40 o 60 ppm afecta a criaturas de seis meses produciéndoles Nitratocianosis.

Como regla general más indicada sobre la polución o impureza de un agua, la relación entre las diferentes formas en que puede presentarse el nitrógeno es más importante que las cantidades absolutas de éste encontradas.

#### REQUISITOS QUE DEBE REUNIR UN AGUA POTABLE

A) Debe ser libre de organismos patógenos.

Enfermedades o infecciones causadas por organismos patógenos-- presentes en el agua:

- Infecciones enteríticas.- Tifoidea, Paratífica, Disentería bacilar, Cólera etc.
- Brucelosis
- Enfermedad de Weitz
- Disentería amebiana
- Dermatitis

- Esquistosomiasis
- Filariasis
- Hepatitis infecciosa
- Poliomielitis
- Histoplasmosis

**B) Libre de sustancias venenosas.**

El agua adquiere sustancias venenosas por:

- 1) Contaminación por contacto con depósitos naturales. Ejemplo de esta contaminación: del flúor tóxico en 230 ppm, boro tóxico en 30 ppm, arsénio tóxico en 1 ppm.
- 2) Contaminación asociada a desarrollos biológicos específicos.
- 3) Contaminación adquirida por las mismas obras de abastecimientos.
- 4) Contaminación por descargas de desechos industriales.

**C) Libre de exceso de sustancias orgánicas o sales minerales.**

Ejemplo:

- 1) Exceso de cobre, de zinc y hierro dan color. El cobre y hierro manchan los aparatos sanitarios. El hierro mancha las telas. El cobre en 100 ppm es venenoso.
- 2) Excesos de carbonatos de calcio y magnesio causan dureza.
- 3) La falta de iodo en el agua produce bocio.
- 4) La falta de alcalinidad hace que sea poco estable el agua y tiene tendencia a corroer.

**D) Debe ser agradable a los sentidos.**

Hacen al agua desagradable a los sentidos:

///..

- 1) La materia orgánica.
- 2) Las algas y organismos con aceites esenciales.
- 3) El hierro, magnesio y otros compuestos metálicos.
- 4) Los desagües industriales: Fenoles.
- 5) El cloro y sus compuestos.

#### REQUISITOS GENERALES PARA USO INDUSTRIAL DEL AGUA

Para el suministro industrial de agua, las impurezas que pueden estar presentes en ella se pueden agrupar de la siguiente manera :

1) sustancias minerales disueltas, 2) gases disueltos, 3) turbidez y sedimento, 4) color y materia orgánica, 5) sabores y olores, 6) microorganismos. Que estas impurezas sean dañinas o no dependen de:

1) la cantidad y naturaleza de las impurezas presentes, 2) usos a los cuales el agua está destinada, 3) tolerancia para las varias impurezas para cada caso particular

La calidad de agua requerida depende de su uso o usos finales .- Ya que la tolerancia para algunas impurezas varía con estos usos, la calidad del agua requerida en cada caso puede diferir grandemente.

Por ejemplo el agua de mar, con clorinación intermitente, puede ser bastante satisfactoria para algunos propósitos de enfriamiento y completamente inadecuada para calderas, para otros usos en equipo de enfriamiento, para muchos procesos húmedos y obviamente como agua de beber.

Si un agua dura es adecuada para algunos usos, no hay ninguna-- necesidad de tratar la porción requerida para ellos. Para aquellas porciones requeridas para otros usos, en algunos casos, puede ser

///..

necesaria únicamente una forma de tratamiento, tal como ablandamiento, mientras que en otros casos pueden requerirse tratamientos especiales separados.

Si el agua dura no es apropiada para todos los usos de la planta, por ejemplo, si es muy turbia, si tiene alto color o contiene hierro y magnesio, puede emplearse una planta central para eliminar estas impurezas, seguido o acompañado de cualquier otro tratamiento o tratamientos que puedan requerirse para proveer agua de calidad adecuada para esos varios usos.

Para ciertas aplicaciones, la calidad del agua requerida es tan alta, que demanda prácticamente la remoción completa de todas las impurezas. Para la gran mayoría de los usos sin embargo, la calidad del agua requerida no es tan alta y sería innecesario y antieconómico proceder a remover todas las impurezas en tales casos. En lugar de esto lo que se requiere es, ya sea una remoción prácticamente completa de sólo las impurezas dañinas, o su reducción a márgenes no perjudiciales.

#### NORMAS DE POTABILIDAD DE UN AGUA

Para determinar la potabilidad del agua se han establecido normas que estandarizan el límite de las impurezas y fijan recomendaciones. Son los organismos de cada país que velan por la Salud Pública los encargados de formular dichas normas.

A continuación se exponen normas tomadas de diferentes fuentes.

##### I) Referente a la fuente y captación.-

(Tomado del United States Treasury Department Standards)

///..

1) El agua debe ser tomada de una fuente libre de polución y protegida adecuadamente por agentes naturales que impiden esos efectos.

2) El sistema de abastecimiento incluyendo reservorios, conductos de aducción, pozos, equipos de bombeo, plantas de purificación, tanques reguladores y red de distribución, deben estar libres de defectos sanitarios.

## II) Calidad bacteriológica del agua.-

(Tomado de la misma fuente anterior)

1) De todas las porciones standard (10 cc) examinadas mensualmente no mas del 10%, mostrarán la presencia de organismos del grupo "B. Coli".

2) Ocasionalmente tres o mas de las cinco porciones iguales (10 cc) que constituyen una muestra simple standard pueden mostrar la presencia del B. Coli. Esto no será permitido si ocurre en mas de:

- a) 5% de las muestras standard cuando veinte o mas muestras han sido examinadas.
- b) Una muestra standard, cuando menos de 20 muestras han sido examinadas.

## III) Referente a la parte física y química.-

(Tomado de las normas de potabilidad del agua de la División de Ingeniería Sanitaria del Ministerio de Salud Pública)

- 1) Turbidez no mayor de 10 ppm (escala de sílice)
- 2) Color no mayor de 20 ppm (escala de cobalto)
- 3) Libre de color
- 4) Ph no mayor de 10.4

- 5) CO<sub>2</sub> no debe tener
- 6) Alcalinidad no mayor de 120 ppm como CaCO<sub>3</sub>
- 7) Dureza total entre 60 y 120 ppm como CaCO<sub>3</sub>
- 8) Hierro no mayor de 0.2 ppm
- 9) Manganeso no mayor de 0.2 ppm
- 10) Sabor no desagradable
- 11) Magnesio no mayor de 125 ppm
- 12) Cloruros no mayor de 250 ppm
- 13) Sulfatos no mayor de 250 ppm
- 14) Plomo no mayor de 0.1 ppm
- 15) Fluor no mayor de 1 ppm
- 16) Arsénico no mayor de 0.05 ppm
- 17) Selenio no mayor de 0.05 ppm
- 18) Cobre no mayor de 3 ppm
- 19) Vanadio no mayor de 0.3 ppm
- 20) Zinc no mayor de 15 ppm
- 21) Amoníaco no debe existir
- 22) Nitratos no debe existir
- 23) Nitritos no debe existir

### TRATAMIENTO DEL AGUA PARA ABASTOS PUBLICOS

La función de una estación de tratamiento es producir agua de calidad garantizada en todo instante.

Desde que existe generalmente un proceso específico para eliminar una determinada impureza de un modo eficaz y económico, deben hacerse estudios sobre las condiciones capaces de afectar la cali-

///..

dad del agua bruta, para escoger los tipos de tratamientos indicados por cada caso y combinándolos en un conjunto armonioso.

En el proyecto de una planta de tratamiento debe tenerse en cuenta en forma principal la operación. Sólo así se puede asegurar la producción de un agua garantizada en todo instante y a bajo costo. Dándole a este punto toda la importancia que posee se elimina al mínimo los peligros de un mal efluente como consecuencia de errores de operación.

La buena calidad del agua debe ser mantenida en todo momento hasta el consumo. Así en las redes de distribución, en la conducción, en las conexiones domiciliarias, reservorio, estación de bombeo, -- etc., debe evitarse toda circunstancia capaz de polucionar el agua.

### Métodos de Tratamiento

Los métodos de tratamiento del agua pueden ser agrupados en los siguientes títulos conforme a su finalidad:

1) Remoción de materiales en fluctuación, que se consigue por medio de rejas o mallas.

2) Remoción de sólidos en suspensión y coloides, que se consigue:

a) por sedimentación, permitiendo que el agua pase por grandes tanques a baja velocidad de modo que los sólidos suspendidos se depositen en el fondo.

b) por coagulación, aplicando al agua productos químicos llamados coagulantes que forman precipitados insolubles que absorbe y engloba a los sólidos en suspensión en el agua, acelerando su sedimentación.

///..

c) por filtración, pasando el agua a través de lechos de arena u otros materiales que retienen los sólidos en suspensión.

3) Remoción de Bacterias, que es obtenida en gran parte por los procesos mencionados para la remoción de sólidos en suspensión y completada por la desinfección final con cloro para asegurar la destrucción total de bacterias patógenas.

4) Remoción o neutralización de sabores, olores minerales inconvenientes y gases disueltos por medio de a) aereación, o sea la exposición del agua en finas películas al oxígeno de la atmósfera, b) tratando el agua con ciertos productos químicos y c) por medio de métodos o equipos especiales.

5) Remoción de dureza, que consiste en el uso de ciertos productos químicos para convertir las sustancias que la producen en compuestos cuya presencia en el agua no causa objeción.

## TRATAMIENTOS PRIMARIOS

### Coagulantes y coagulación

Coagulante se denomina a un agente que agregado al agua, facilita el asentamiento de las partículas coloidales y de las finamente divididas.

Coagulación es una serie de procesos y operaciones tanto químicas como mecánicas, mediante los cuales los coagulantes se aplican y se hacen efectivos en el agua. La coagulación se considera generalmente dividida en dos etapas: mezcla y floculación. En la mezcla el coagulante es dispersado a través de toda el agua y se



logra a menudo mediante una agitación violenta. En la floculación el agua es agitada a una velocidad moderada y tiene una duración mayor que la de la mezcla. En esta etapa las pequeñas partículas que se van formando van creciendo, chocan unas con otras y se aglomeran formando grumos de suficiente tamaño y peso, como para sedimentar rápidamente.

Los coagulantes se emplean en aguas de la más variada calidad -- tanto físicas como químicas. En aguas superficiales no ablandadas en las que lo primordial es la remoción de turbidez, color orgánico y bacterias, la coagulación es lo importante y la calidad del agua final dependerá en gran parte de este proceso.

A medida que las reacciones químicas en el tratamiento del agua han sido mejor entendidas, y por lo tanto sometidas a un mejor control de laboratorio y que se han obtenido medios mecánicos más eficientes para la formación del floc, su acondicionamiento y sedimentación, se ha dado énfasis en entregar un agua de alta calidad a los filtros, en lugar de depender de ellos para obtener un agua de alta calidad. Si un agua con coloides que le dan turbidez y color se pasa a través de un filtro se verá que estas características -- persisten porque el coloide no es retenido por los filtros. De aquí que sea necesario tratar estas aguas antes de filtrarlas mediante la coagulación.

Las sustancias que se usan en la coagulación son compuestos de hierro y aluminio, usualmente sus sulfatos. Debido a su naturaleza ácida estas sustancias reaccionan con la alcalinidad natural o añadida del agua para formar hidróxidos y sulfatos respectivos. Gene-

ralmente se admite que los flóculos los forman los hidróxidos de hierro o aluminio, pero en realidad son sulfatos básicos de composición compleja.

Si los flóculos se producen en condiciones apropiadas, capturan ya sea por electrofóresis, o por entrapamiento simple los suspensoides y formarán por aglomeración, grumos suficientemente grandes que serán fácilmente sedimentables. La mayoría de las partículas coloidales tienen cargas eléctricas negativas, mientras que los hidróxidos mencionados tienen carga positiva. De aquí que en la coagulación se encuentren involucrados fenómenos mecánicos y eléctricos.

#### Factores que intervienen en la coagulación

- a) Clase de coagulante.
- b) Cantidad de coagulante.
- c) Cantidad y carácter del color y turbidez.
- d) Alcalinidad, dureza, CO<sub>2</sub> libre.
- e) Ph del agua a tratar.
- f) Tiempo de mezcla y floculación.
- g) Temperatura del agua.
- h) Violencia de agitación.

La dosis de coagulante y Ph óptimo varían para cada agua en particular. De una manera general se puede decir que la dosis de coagulante varía desde fracciones de partes por millón hasta mas de 80 ppm.

El Ph favorable para los coagulantes de aluminio es de 5.5 a-

6.8, con los coagulantes de hierro el rango usualmente es de 3.5 a 5.5 y arriba de 9. Hay algunas excepciones para los coagulantes de aluminio, por ejemplo para aguas muy altas en color se ha empleado un ph menor de 5.5, con aguas altas en sólidos disueltos se emplea un ph de 7.5. Las aguas más difíciles de coagular son las aguas altas de color, libres de turbidez, y de bajo contenido de materia orgánica disuelta. Con aguas de tal naturaleza el rango de ph para una buena coagulación puede ser muy estrecho pero puede ampliarse añadiendo una ayuda a la coagulación, tal como arcilla, sílice activada o poli-electrolitos. El color generalmente se elimina a ph abajo de 6.5. Una agitación controlada también sirve para ampliar el margen de coagulación, y el grado de agitación deben ser tal que permita una buena formación de coágulos y su siguiente asentamiento, pero no debe ser excesiva, ya que una agitación violenta evita la formación de flóculos.

#### Clase de coagulante su elección y su dosaje

La elección del coagulante para obtener mejores resultados depende evidentemente de las características del agua a tratar y los coagulantes y su dosificación óptima, ph adecuados y demás datos-- para obtener una buena coagulación, deben determinar en el laboratorio mediante cuidadosas pruebas que se efectúan en frascos de vidrio de boca ancha. Estos frascos pueden agitarse a mano, pero es preferible efectuar varias pruebas simultáneas empleando un agitador mecánico múltiple de velocidad variable. La iluminación de los frascos de vidrio es probablemente la mejor manera de determinar--

el tipo de coagulación que se forma, y se logra esto dirigiendo un rayoluminoso por la parte inferior de los frascos hacia arriba. Deben evitarse los efectos de calentamiento que esto pudiera acarrear. Las medidas de los reactivos se efectúan convenientemente con pitegas Mohr. Las suspensiones de cal arcilla o materiales similares-- se pueden usar de la misma manera agitándolas vigorosamente y midiendo la cantidad deseada antes de que se asiente.

Se registra el tiempo para la formación de los flóculos, se detiene la agitación y se anota el tiempo necesario para el asentamiento. Esto generalmente se expresa como porcentaje sobre lo que se asienta en períodos de 5, 10, y 15 minutos. No hay método bueno y preciso para determinar estas constantes. Pero debido a que un buen flóculo se asienta mucho más rápido que uno malo y las determinaciones son comparativas, no es necesario un elevado grado de exactitud.

Los coagulantes más comúnmente usados son:

- a) Sulfato de aluminio.
- b) Sulfato férrico.
- c) Sulfato ferroso.
- d) Cóperas clorinada.
- e) Alumbre de potasio o amonio.
- f) Aluminato de sodio.

### Sulfato de Aluminio

Este tipo de coagulante es de uso más amplio, su fórmula es -  
 $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$ .

Su rango favorable de ph es de 5.5 a 6.8. El dosaje mínimo es de 5 ppm, menos no porque no se asegura la saturación necesaria. La cantidad necesaria dependerá del color y de la turbidez del agua.

Temperaturas inferiores a 2°C y superiores a 21°C puede elevar un poco el consumo de coagulante. Para obtener una reacción completa con el sulfato de aluminio, el agua debe contener de 0.35 a 0.60 ppm de alcalinidad por cada ppm de sulfato aplicado. Además de eso debe haber un exceso de alcalinidad, variando de 10 a 50 ppm; si no se mantiene este exceso, el sulfato de aluminio podrá pasar en solución a través de los filtros bajo la forma residual que tornará corrosiva al agua.

### Sulfato Ferroso

También conocido como "coperas" es empleado como coagulante juntamente con la cal para aguas de color muy bajo.

Su fórmula es  $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ . El rango de ph favorable es de 9 hacia arriba. El agente activo en las sales ferrosas es el óxido férrico hidratados. Pero el oxígeno del agua no es capaz de oxidar el fierro sino a un ph de 9 o más.

### Sulfato Férrico

Su fórmula es  $Fe_2(SO_4)_3$  y su nombre usual es Ferrisul. Es un producto granular que puede ser dosado por vía seca debido a la facilidad de su aplicación. El sulfato férrico produce un buen floc dentro de un rango de ph relativamente grande pues va de 4 hacia arriba.

Presenta ventajas cuando el manganeso está presente en el agua

en cantidades que debe removerse y es más fácil de aplicar y de manipular que cualquier otro compuesto de fierro.

### Coperas Clorinada

Se usa el cloro conjuntamente con el sulfato ferroso, y el cloro oxida al ion ferroso convirtiéndolo en férrico. El inconveniente de este proceso es el de tener altos ph. Puede ser recomendable en el caso de que por razones del tratamiento se necesite una precloración.

### Ayudas para la floculación

Ciertas sustancias ayudan a la floculación, favoreciendo la formación de flóculos más grandes y más pesados que facilitan la eliminación de color, sólidos suspendidos y materia orgánica,- Estas sustancias empleadas pueden clasificarse en:

- a) Arcillas
- b) Sílice activada
- c) Polielectrolitos

### Arcillas

Algunas arcillas son muy empleadas como ayuda de la coagulación en la eliminación de color de aguas altamente coloreadas. Posiblemente esta práctica tiene su origen en la observación de que las aguas superficiales de bajo contenido mineral son más fácilmente--coagulables cuando tienen turbidez. Los experimentos han demostrado que algunas arcillas son notablemente efectivas en la eliminación de color y turbidez.

### Sílice activada

Es una ayuda de coagulación muy efectiva para la eliminación de turbidez, color, materia orgánica, y otros suspensoides. Usualmente se emplea junto con los coagulantes, pero en el proceso de cal en frío puede usarse como coagulante.

### Polielectrolitos

Este término se ha adjudicado a ciertos complejos orgánicos de origen natural o sintético que se emplea como ayuda a la coagulación ya sea en unión de los coagulantes usuales o en ciertas aplicaciones, solos como coagulantes.

### Primera etapa de la coagulación: Mezcla

La función de la mezcla inicial y rápida es dispersar el coagulante a través del agua a ser tratada y lograr una uniformidad de reacción entre este y los minerales disueltos en ella.

Las cámaras donde se realiza la mezcla pueden ser con pantallas deflectoras o provistas de equipo mecánico. Se emplea también para realizar la mezcla canales con resalto hidráulico, o cuando es necesario bombear el agua se aprovecha esta acción para dispersar el coagulante, los aeradores se pueden emplear así como los medidores venturi.

El tiempo necesario para la mezcla es relativamente corto, un tiempo normal puede ser 1 minuto si la turbulencia o velocidad es la necesaria, pudiendo variar de acuerdo a estas condiciones. Una velocidad superior al 1.5 mt/seg será suficiente. No es necesario que la velocidad quede restringida a límites fijos. Cuando ésta es mayor,

''''..

menor será el tiempo de mezcla y viceversa.

Las cámaras de mezcla son de dos categorías: Las que realizan la mezcla aprovechando la energía cinética de la masa de agua que se trata y aquellas en que la energía es proporcionada por una fuente externa.

La pérdida de carga para una mezcla de igual intensidad es aproximadamente la misma para todos los tipos de la primera categoría. La energía necesaria para una mezcla realizada con una fuente externa varía considerablemente de acuerdo al equipo usado.

El régimen normal de pérdida de carga en el primer caso es de 0.30 mts. a 1.00 mts y el consumo de energía en el segundo caso, - osea en la mezcla mecanizada es de 1/4 HP para un gasto de 45 lps.

### Segunda etapa de la Coagulación: Floculación

En este proceso que sigue a la mezcla se realiza una agitación lenta para que las partículas diminutas del compuesto formado por el coagulante y la alcalinidad puedan aumentar de tamaño y peso. Lo ideal es ir disminuyendo la agitación o velocidad a medida que el floc va creciendo y se hace más frágil. La velocidad en los tanques de floculación existentes varía de 0.03 mt a 1.00 mt/seg. y se acepta como velocidades óptimas de coagulación las comprendidas entre 0.15 mt y 0.30 mt por segundo.

El tiempo de duración de esta agitación para una coagulación adecuada puede variar de 10 a 60 minutos. La velocidad está limitada por un lado por la tendencia del precipitado a sedimentar en el tanque de floculación cuando la velocidad es inferior a 0.10 mt/seg.



y por otro lado por la destrucción del floc que ocurre generalmente a velocidades superiores a 0.75 mt/seg.

Se obtienen buenos resultados generalmente manteniendo las velocidades entre 45 y 15 mt/seg. durante períodos de 15 a 45 minutos. Casos especiales de baja alcalinidad y baja turbidez o de baja temperatura obligan a períodos de tiempo más largos y a bajas velocidades para tener resultados económicos.

Como en el caso de los mezcladores existen dos categorías de floculadores: los que aprovechan la energía cinética del agua y los que realizan la agitación mediante equipos mecánicos accionados con energía externa.

### Canales con pantallas

Entre los de la primera categoría están los floculadores de canales con pantallas deflectoras dispuestas de tal forma que varían súbitamente en plano horizontal o vertical el flujo del agua produciendo remolinos y la agitación deseada de acuerdo a la velocidad.

La pérdida de carga debe ser pequeña con relación a la altura del canal, esta pérdida es 3.5 veces más grande en las curvas que en los canales, luego es recomendable pocas curvas y canales largos, pero por otro lado se necesitan mayores cambios de dirección para una buena agitación. Se puede dar pendiente al fondo del floculador con el fin de no disminuir el tirante en la salida. Estas estructuras tienen la ventaja de adaptarse a estructuras existentes y son de alta eficiencia en el tiempo de pasaje. Y tiene las desventajas de las altas pérdidas de carga y la imposibilidad de-

controlar la agitación o velocidad.

### Tanques de flujo tangencial

Otro tipo de floculador del primer grupo, de aplicación en instalaciones pequeñas es el que consiste en introducir el agua tangencialmente en un tanque cilíndrico ya sea por la parte superior o inferior y descargándola por el centro ya sea por encima o por debajo del tanque.

Una variación de esta práctica es el uso de tanques de sección cuadrada con entrada lateral y salida central.

Velocidades usuales de estos tanques son de 0.15 a 0.25 mt/seg., las que se obtienen con una velocidad de entrada entre 0.60 y 0.90 mt/seg.

Las pérdidas de carga son bajas de unos 30 cms y la agitación es lenta lo que los hace favorables para flocs frágiles o para coloides difíciles de coagular. Entre las desventajas están los cortos circuitos, la variación de la agitación con el caudal y la dificultad para controlar la velocidad de flujo.

### Mescladores mecánicos

Las cámaras con mescladores mecánicos producen sin duda la mejor floculación. Esta se produce por la acción de paletas giratorias dentro del agua, movidas por la energía de un motor externo.

Tiene las ventajas de no producir pérdidas de carga y de tener una flexibilidad que permite atender los cambios en las características del agua, variando la velocidad de la paleta, su tamaño o su posición en el tanque.

Puede lograrse por ejemplo, mediante una adecuada posición de las paletas que parte del agua ya floculada sea arrastrada de tal forma de estar continuamente en contacto con el agua que va entrando en la cámara, o sea una especie de recirculación que favorece la calidad del floc.

Los agitadores mecánicos son de dos tipos, los que giran en torno a un eje vertical y los que lo hacen en torno a uno horizontal. Los primeros son más usados, tienen la ventaja de que todo el equipo mecánico puede ser instalado fuera de la cámara en la parte superior sobre una losa. Y tiene la desventaja de que cerca al eje la velocidad es baja y los flocs tienden a sedimentarse. Los de eje horizontal tienen la ventaja del aprovechamiento del floc formado, recirculándolo y la economía del coagulante resultante.

La energía para ambos es prácticamente la misma, cerca de 0.06 HP a 0.09 HP por cada 1,000 m<sup>3</sup> al día de capacidad.

Velocidades recomendables en el extremo de las paletas son las comprendidas entre 0.15 y 0.60 mt/seg. Se considera que la velocidad impartida al agua es 2/3 de esta velocidad o sea 0.10 a 0.40 mt/seg.

Se recomienda así mismo que el tanque debe tener un volumen aumentado en 20% ó 50% de la capacidad teórica, esto es debido al fenómeno de corto circuito que reduce el tiempo de retención previsto.

### Sedimentación

Con pocas excepciones, el uso de tanques para remover la materia en suspensión, por medio de la sedimentación, es previsto en-

el proyecto de todas las estaciones de tratamiento de agua.

La sedimentación puede ser simple o precedida por la coagulación.

Los sólidos más pesados que el agua se mantienen en suspensión mientras ésta se mueve. Cuando el agua llega a pararse o a tener muy poca velocidad, los sólidos suspendidos se posarán, dependiendo de la velocidad de caída del peso específico y viscosidad del líquido, y del tamaño, forma, peso específico y concentración de las partículas suspendidas.

La velocidad de sedimentación en agua a 10°C se define por la correspondiente a diversas partículas y se expresa en mm/seg.

La tabla siguiente consigna los valores correspondientes a partículas con un peso específico de 2.65, que puede considerarse aplicable a los sólidos inorgánicos suspendidos en agua superficial, tales como la arena, y con un peso específico de 1.2 que se aplica a los que se hallan en las cloacas.

VELOCIDAD DE SEDIMENTACION DE PARTICULAS EN AGUA A 10°C

Diámetro de las partículas . en mm	velocidad en mm/seg.	
	P.E.: 2.65	P.E.: 1.2
1.00	100	12
0.50	53	6
0.20	21	2.4
0.10	8	1.2
0.05	2.9	0.21
0.02	0.62	0.034
0.010	0.154	0.0084

///..

Diámetro de las Partículas		velocidad en mm/seg.	
en mm	P.E.: 2.65	P.E.: 1.2	
0.005	0.0385	0.0021	
0.002	0.0062	0.00034	
0.001	0.00154	0.000084	
0.0001	0.0000154	0.00000084	

Los valores de esta tabla se han tomado en parte de Hazen y en parte deducidos de la fórmula de Stokes para la velocidad de sedimentación de partículas:

$$v = 4.18 d^2 (s-s') (3t+70) \text{ en la que}$$

v = velocidad de sedimentación en mm/seg

s = peso específico de la partícula

s' = peso específico del líquido

d = diámetro de la partícula en mm

t = temperatura del líquido en grados centígrados.

El examen de la fórmula pone de manifiesto el efecto del tamaño de las partículas, de su peso específico y del que tiene el líquido.

La temperatura influye por el efecto de la viscosidad del líquido que decrece cuando aquella aumenta, lo que se hace perceptible a veces por las diferencias en el funcionamiento de los tanques de sedimentación entre el verano y el invierno. En verano los resultados pueden mejorar en un 10% o más. El tamaño de la partícula tiene una importancia señalada. El volumen de una partícula esférica varía con el cubo de su diámetro, mientras su superficie solamente--

con el cuadrado, por lo que cuando menor es la partícula mayor es la superficie por unidad de peso, y mayor la resistencia a su sedimentación en el agua. En consecuencia las partículas muy pequeñas se posan muy despacio.

Hasen sin embargo ha demostrado que la Ley de Stokes no es aplicable a las partículas de más de 0.1 mm de diámetro, pero que el valor de la velocidad de sedimentación hidráulica depende de la primera potencia del diámetro. Para partículas de 0.1 a 1 mm la relación debe por ello escribirse:

$$v = 4.18 d (s - s') (3t + 70)$$

La concentración de los sólidos afecta la sedimentación, cuando hay muchas partículas presentes, tendiendo a provocar una adherencia o coagulación entre ellas, y a formar grandes partículas que tienen mayor velocidad de sedimentación.

En teoría, para el proyecto de un tanque de sedimentación, habría que determinar primeramente el tamaño y peso específico de la partícula más pequeña que se desea eliminar, y hallar su velocidad de sedimentación. Sería luego necesario retener el líquido en el tanque solamente durante el tiempo requerido para que la partícula más pequeña se posase, desde la superficie del agua hasta el fondo del tanque. Evidentemente cuanto menor sea la profundidad del tanque, menor será el período de retención necesario.

Desgraciadamente muchas consideraciones prácticas hacen imposible aplicar plenamente la teoría en el proyecto de los tanques de sedimentación. El agua en los tanques no está completamente en re-

pose y por ello la velocidad de sedimentación no se ajustará exactamente a las dadas en el cuadro anterior. La diferencia de temperaturas entre las capas de agua dará origen a corrientes verticales, y las corrientes de aire que crucen el tanque darán origen a un movimiento horizontal en su superficie, otro en sentido opuesto por debajo de ésta y uno vertical en varios puntos. En el tanque muy poco profundo, teóricamente perfecto, la acción del viento será más perjudicial. Las condiciones en que se produzca la entrada y salida -- del agua, darán origen a remolinos y otras irregularidades de movimiento, que impedirán una sedimentación uniforme, aunque estas deficiencias puedan compensarse, en parte con un buen sistema de deflectores.

G. J. Schroepfer, al discutir los factores que influyen la sedimentación, declara que los mismos pueden ser agrupados bajo cuatro designaciones, a saber:

- a) las características del líquido
- b) las características de los sólidos
- c) características físicas del proyecto
- d) efectos diversos.

La viscosidad del líquido es afectada por su temperatura y la viscosidad combinada con la masa específica del sólido controla la velocidad de sedimentación.

El tamaño y forma de la partícula sólida son también factores influyentes. Se ha demostrado que la velocidad de sedimentación es afectada en forma más importante por la viscosidad dependiente de la temperatura del líquido que por la masa específica del líquido, lo

mismo cuando los sólidos tienen masa específica entre 1.2 y 2.65 .-  
Ver la siguiente tabla:

EFEECTO DE LA MASA ESPECIFICA Y DE LA VISCOCIDAD SOBRE LA DECANTACION PARA PARTICULAS DE 0.1 mm

Temp. en $3t + 70$ °C	$\frac{100}{(A)}$	Masa específica: 2.65			Masa específica: 1.2		
		2.65-s'	(2)x(3)	veloc. en mm/s	1.20-s'	(2)x(6)	veloc. en mm/s
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0	0.7	1.6505	1.158	4.85	0.2005	0.140	0.586
10	1.0	1.6505	1.650	6.90	0.2005	0.200	0.837
20	1.3	1.6520	2.150	9.0	0.2020	0.262	1.100
30	1.6	1.6550	2.6504	11.10	0.2020	0.328	1.370
Percent. (B)	229	100	229	229	102.5	234	234

- (A) Corrección de la viscosidad en relación a la temperatura.
- (B) Relación de los valores a 30°C entre los valores a 0°C
- (C) s' es la masa específica del líquido.

Hazen demostró que la velocidad de sedimentación de la arena varía con la raíz cuadrada del diámetro para partículas con 1.00 mm o más de diámetro; con el diámetro para las partículas de diámetro entre 0.1 y 1.00 mm y con el cuadrado del diámetro para partículas de 0.1 mm de diámetro o menores.

La concentración o densidad de las partículas en suspensión afec

///..



tan también la eficiencia de la sedimentación. La floculación o coagulación influyen en la velocidad de sedimentación. El mecanismo de la floculación de las partículas coloidales está determinado por las probabilidades de colisión y de la adhesión de las partículas dispersas. La primera depende principalmente de la temperatura y concentración y la segunda en el caso de los suspensoides depende de una carga eléctrica. Para las partículas mayores de una suspensión la carga eléctrica es despreciable en relación a la masa.

Se considera como características afectantes de la eficiencia de los decantadores:

- a) Período de retención
- b) Velocidad del agua (en medio de la altura y en el fondo)
- c) Profundidad y relación largo profundidad
- d) Dispositivos de entrada y salida
- e) Forma del tanque
- f) Pantallas
- g) Area del fondo
- h) Efecto de los mecanismos.

En la mayor parte de los decantadores el período de retención real es inferior al teórico. La velocidad del agua tiene importancia mucho mayor para las partículas más pequeñas, de baja velocidad de sedimentación, que para las partículas mayores o mas pesadas. Los tanques de sedimentación largos y estrechos y relativamente bajos tienen la probabilidad de ser más eficientes. Los dispositivos de entrada y salida deben ser cuidadosamente proyectados, a fin de que las-

///..

corrientes verticales y los remolinos sean reducidos al mínimo y la velocidad a través de la sección transversal sea uniforme.

Las pantallas trabajan:

- a) Reduciendo los remolinos en la salida del tanque,
- b) Produciendo escurrimiento mas uniforme y reduciendo los espacios-muertos,
- c) Evitando la mezcla del influente no decantado con líquido ya parcialmente decantado.

Se puede resumir la importancia de los diversos factores de la siguiente forma:

- a) En relación a las características del líquido, la viscosidad parece ser mas importante que la masa específica.
- b) En cuanto a las características de los sólidos, tamaño, peso específico, concentración y forma influyen en la sedimentación posiblemente en el orden enumerado. La floculación ejerce efecto variable.
- c) La importancia de diversos factores que afectan la sedimentación, referentes a las características del proyecto, puede ser colocada en el siguiente orden: período de retención, dispositivos de entrada y salida, profundidad y relación largo-profundidad, instalación de pantallas, velocidad del agua, forma del tanque y área del fondo. Los efectos de los mecanismos son insignificantes o variables dependiendo del proyecto y de la operación.
- d) Factores diversos como las corrientes, remolinos, y acciones biológicas, ejercen cierta influencia.

### Sedimentación simple

Cuando el agua atraviesa tanque a baja velocidad, o permanece en reposo en ellos, el material en suspensión decanta por efecto de la gravedad. Esto origina la clarificación del agua, que es mayor en las capas próximas a la superficie. Durante la sedimentación las partículas mayores decantan primero, pero algunas aguas llevan en suspensión partículas tan pequeñas, que después de la sedimentación estas aún permanecen en suspensión.

Hazen basado en experiencias de laboratorio y trabajos anteriores dedujo algunos principios fundamentales que le permitieron expresar por medio de fórmulas simples la proporción de partículas de un valor hidráulico dado que, bajo determinadas condiciones llegarán al fondo y que probablemente serán removidas.

Los principios básicos pueden ser expresados de modo bastante resumido. Son los siguientes:

1) Los resultados obtenidos dependen del área del fondo destinada a recibir el sedimento y no de la profundidad del tanque.

2) Los mejores resultados son conseguidos cuando los tanques son hechos de manera de evitar que el influente se mezcle con el líquido parcialmente clarificado.

Declara también Hazen que el tamaño límite de las partículas removidas por los decantadores puede ser calculado aproximadamente con el auxilio de la fórmula que da el diámetro de partículas en mm de las cuales el 75% serán removidas:

$$D = 1.295 \times 10 \times f_s \frac{100 Q}{A (3t + 70)}$$

En que:

$f_g$  es una constante determinada por las cualidades del tanque y dispositivos en ellos usados.

Q es el gasto en m<sup>3</sup>/seg.

A el área del decantador en m<sup>2</sup>

t la temperatura en °C.

Los valores de  $f_g$  a adoptar son:

1.73 para tanques con entrada y salida bien separadas,

1.22 para unidades con pantallas o dispositivos equivalentes y

1.40 para en caso de 2 tanques en serie.

### Sedimentación con auxilio de coagulantes

El efecto de aglomeración y coagulación de las partículas puede ser acelerado por la introducción de productos químicos que reaccionan con la alcalinidad natural o añadida del agua produciendo precipitados gelatinosos que retienen las partículas y favorecen su asentamiento.

El agua después de floculada pasa de la cámara de mezcla lenta-- al decantador. Es en estas circunstancias que se permite la deposición de los flocs.

Como tratamiento preliminar a la filtración rápida en arena, la coagulación es esencial para el tratamiento económico de las aguas que contienen lodo y arcilla.

### Recomendaciones en el diseño de tanques

El diseño de los tanques de sedimentación exige experimentación constante debido a que en cada caso existen fenómenos locales, espe-

///..

ciales y variables. Estas experimentaciones se realizan mediante:

a) Modelos reducidos. Hay fenómenos que no pueden experimentarse con modelos reducidos como la coagulación porque no pueden llevarse a escala los elementos que intervienen.

b) Mediante plantas pilotos que no son diseñadas para tratar sino para experimentar. Disponen de gran flexibilidad.

c) Mediante observaciones de laboratorio.

d) Mediante instalaciones existentes sólo para casos similares o de ampliación de la misma.

Elementos que intervienen en el diseño de los tanques de sedimentación:

- a) Capacidad de la planta
- b) Tipo de tratamiento
- c) Número de unidades
- d) Forma y tamaño de los tanques
- e) Dispositivos de entrada
- f) Dispositivos intermedios
- g) Dispositivos de salida
- h) Período de retención
- i) Velocidad de flujo a través del tanque
- j) Almacenaje de sedimentos
- k) Sistema de remoción de sedimentos
- l) Cobertura.

**a-b) Capacidad y tipo de tratamiento**

El tanque debe ser diseñado para que de acuerdo a la capacidad,

///..

la calidad del agua no sufra. A máximo caudal el tanque debe funcionar en condiciones óptimas.

En el diseño del tanque interviene en forma decisiva la calidad del agua, y el conocimiento de su naturaleza es factor importante--no solo en los decantadores sino en el proyecto de toda la planta en general. Si la turbidez fuera alta y consistente en su mayor parte de sustancias inorgánicas, deben tomarse medidas para la remoción - continua de lodos o proveer al tanque de profundidad suficiente para el almacenamiento del lodo durante el tiempo previsto.

Por otro lado si la turbidez fuera normalmente baja y el agua tiene gran cantidad de materia orgánica, no es aconsejable proveer medios para almacenamientos de lodo, por la putrefacción y el consiguiente olor. Con tales aguas es frecuentemente necesario limpiar - los tanques por lo menos una vez al mes.

El proyecto de decantadores podrá basarse en los principios generales de la sedimentación después del perfecto conocimiento del agua a tratar.

### c) Número de unidades

La flexibilidad en el control de la operación de una estación de tratamiento puede ser conseguida teniéndose un número de decantadores tal que satisfaga las variaciones de gasto y permita que los trabajos de limpieza y reparaciones sean llevados a cabo sin interferir la operación. Deberá haber por lo menos dos decantadores en una instalación y preferiblemente tres o más, dispuestos de tal manera que una vez puestos a funcionar cada uno de ellos pueda ser puesto

fuera de servicio y ser substituído por los otros sin baja de la eficiencia prevista.

d) Forma y tamaño de los tanques

Tanto las unidades circulares como las rectangulares sirven bien como decantadores. En los primeros el agua deberá preferiblemente penetrar por el centro, pasando a través de un cilindro difusor, y después de decantada ser colectada a través de un vertedero a lo largo de la circunferencia del tanque. Este tipo de tanque es adecuado en las estaciones pequeñas, en virtud de la economía de construcción, y en las grandes estaciones porque se presta fácilmente al empleo de equipo mecánico para remoción continua de lodo cuando las condiciones lo justifiquen. Es común usar paletas guías y pantallas que ayudan a reducir los cortos circuitos.

El tanque rectangular el mas usado, cuando no hay necesidad de remoción continua de lodo. Estos tanques presentan como promedio un largo dos veces mayor que el ancho. Esta relación puede ser aumentada con resultados beneficiosos, principalmente en las grandes unidades. Cuanto mas estrecho el tanque menor posibilidad de remolinos, agitación y corrientes provocadas por el viento, variaciones de temperaturas y otros factores influyentes. En los tanques muy grandes en que el ancho tiene que ser necesariamente grande, conviene instalar paredes guías a todo lo largo a fin de mantener el flujo dentro de canales estrechos y definidos.

La profundidad media de los tanques es de cerca de 5.00 mts. siendo de 2.00 a 8.00 mts. los límites extremos existentes. En cuanto al

///..

largo se han construido hasta de 120 mts, lo usual es no pasar de 35 mts. En lo que respecta al ancho lo usual es de 10 mts., salvo caso de los tanques en que se instale remoción mecánica de sedimentos.

e-f) Dispositivos de entrada e intermedios

Podemos distinguir los dispositivos exteriores que tienen como fin repartir el caudal total uniformemente entre las unidades, y los dispositivos interiores que son para repartir uniformemente el agua en todo lo ancho del tanque.

Para lograr el fin de los exteriores hay que someter a las mismas pérdidas de carga a todos los tanques. Hay que tener en cuenta que el agua llega con una velocidad de 0.15 a 0.60 mts/seg. y tiene que reducirse por lo menos a 1/100 de esta velocidad. Lo ideal sería llegar con todo el ancho pero cuando son varios tanques esto no se logra.

Las mejores condiciones para la sedimentación se obtienen con escurrimiento uniforme. El uso de pantallas difusoras es uno de los mejores métodos para lograr esto. La entrada al tanque puede ser hecha a través de un vertedero sumergido o de aberturas suficientemente grandes para evitar la destrucción del floc y originar una distribución uniforme.

La pantalla difusora debe ser construida a una distancia de 1.50 a 4.50 mts. de la entrada del tanque, instalándose de acuerdo con las necesidades, paredes longitudinales, con el fin de eliminar las irregularidades del flujo que pudieran ocurrir en virtud de variaciones de temperatura, variación de la masa específica del agua origina

///..



da por la enorme turbidez etc.

Se observó que velocidades entre 0.12 y 0.25 mt/seg a través de las aberturas de las pantallas difusoras producen escurrimientos satisfactoriamente uniformes y consumen de 3 a 6 mm de carga. La velocidad con que el agua pasa la pantalla no es la de sedimentación, pero no influye porque se encuentra con una gran masa de agua que le hace perder su velocidad.

#### g) Dispositivos de salida

Normalmente estos constituyen todo lo ancho del tanque al extremo opuesto de la entrada, se hace a veces canaletas, una o dos laterales. Generalmente es mediante vertederos.

El control del nivel de los tanques está de acuerdo a los dispositivos de salida. No es recomendable el uso de vertederos de caída libre porque rompen los flocs. Como el flujo a lo largo de la canaleta de salida produce una pérdida de carga que hace que se creen -- corrientes hacia un extremo de la canaleta se puede construir otra pantalla con agujeros que separe la zona de sedimentación.

La experiencia nos indica que el regimen de descarga del vertedero no pase de los 7.2 litros por metro lineal de vertedero por segundo. Mayores velocidades afectan la zona de sedimentación. Caso de salir mas el régimen se puede aumentar la longitud del vertedero hacia las paredes laterales. Una longitud exagerada de vertederos produce tirantes muy cortos y hacen que lleguen algas y sólidos; se elimina esto haciendo vertedero diente de sierra.

#### h) Período de retención

El período de retención en un tanque de sedimentación intermitente es el tiempo que está el agua en reposo en el tanque. En un tanque continuo en el cual el agua tiene una cierta velocidad es más difícil visualizar físicamente el concepto y este se puede reemplazar por el de período de renovación y está dado por la relación de capacidad del tanque entre el caudal del flujo. Pero este valor es teórico en la práctica los corto circuitos, las corrientes parásitas, actúan reduciendo este tiempo.

Sólo se pueden recomendar valores del tiempo de acuerdo a la experiencia. Cuanto más grande sea este tiempo es mejor pero afecta la economía cuando éste se toma en exceso.

Si consideramos un presedimentador de partículas gruesas podemos considerar 1 ó 3 horas. En la sedimentación simple fijando un tiempo limitamos el tamaño de partículas por eliminar.

Donde el agua sedimenta después de un buen proceso de coagulación, un período de retención de 2 a 4 horas pone al agua en buenas condiciones para un filtro.

#### 1) Velocidad del flujo a través del tanque

Sólo se pueden dar valores de la experiencia. La práctica común es proyectar los decantadores de modo que no resulten velocidades superiores a 0.5 cms/seg. en las estaciones pequeñas la velocidad puede ser aún menor. Por lo general se aconseja velocidades comprendidas entre 0.12 mt/minuto a 0.90 mt/minuto.

#### j) Almacenaje de sedimentos

Todos los tanques de sedimentación a no ser que sean equipados con dispositivos mecánicos para la remoción continua de lodo, deben

///..

ser drenados dentro de determinados períodos, que dependen de la cantidad y naturaleza del lodo, para proceder a la remoción de éste.

Debido a la sobrecarga impuesta al otro tanque u otros tanques, cuando uno está fuera de servicio por limpieza, es necesario proveer medios para la remoción rápida y económica del lodo.

La práctica común en decantadores pequeños es construir el piso con pendiente hacia una tolva también con pendiente hacia el fondo, donde el lodo es descargado por un conducto hacia su destino final. Para las grandes unidades tal vez haya necesidad de mas de una tolva para la descarga.

Desde el punto de vista de operación, el factor que limita la inclinación de los fondos es la seguridad del trabajo, pues cuanto mayor es la pendiente más fácil y rápido es el escurrimiento del lodo. Usualmente se pone pendiente hasta de 8% que facilita la limpieza y da seguridad.

Se puede preveer la instalación de hidrantes en puntos convenientes para facilitar la limpieza de los tanques. Se diseñan de 1 1/2" a 2" con presiones de 50 a 70 mts.

Es común adoptar para los lodos, un volumen adicional en el tanque equivalente a un 25% del volumen efectivo.

Cuando el sedimento es la quinta parte del tanque en 25 horas de trabajo con un tiempo de renovación de 3 horas es conveniente el uso de equipo mecánico para la remoción del lodo.

#### k) Cubertura

Las causas que pueden obligar a proyectar tanques protegidos con

///..

cubiertas son el clima; la contaminación probable en zonas densamente pobladas aunque en este caso puede cercarse y los efectos del viento.

### Unidades de tipo compacto

Estas unidades que son patentes reúnen en un solo tanque el proceso de la floculación y el de la sedimentación. Funcionan con el principio del flujo vertical.

Estos tanques requieren menos espacio que los convencionales y tienen un período de retención que oscila entre 3/4 y 2 horas. Disponen de concentradores de sedimentos y descarga automática. Ocasionalmente ocasionan una pérdida de agua que oscila entre 1% y 12%. Así mismo es muy necesario sobretodo con aguas muy turbias proceder a presedimentaciones para-- que estos tanques funcionen con la eficiencia esperada.

### FILTRACION

Cuando un flujo de agua atraviesa una textura porosa, por ejemplo una masa de arena, algunas de las impurezas suspendidas y coloides-- son retenidas en la masa y por lo tanto eliminadas del flujo de agua. Este es el proceso de la filtración.

En las primeras instalaciones de filtros que se construyeron, se utilizó una masa de arena como materia filtrante, adoptándose este procedimiento por analogía con lo que sucede en la naturaleza cuando las aguas de infiltración se depuran al pasar através del suelo.

Se comprobó en seguida que la arena constituía el soporte mas apropiado para la filtración de agua.

### Teoría de la filtración

En el proceso de la filtración se combinan una serie de fenómenos, que explican la remoción de las impurezas. Los mas importantes de estos fenómenos son:

- a) Retención
- b) Sedimentación
- c) Floculación
- d) Procesos biológicos.

a) Retención.-

Este fenómeno es el mas simple.

Se realiza casi enteramente en la superficie del filtro, donde el agua entra a los poros del lecho. Al comienzo la retención elimina solamente aquellas partículas que son mas grandes que las aberturas de los poros. A medida que la filtración se realiza las sustancias retenidas se acumulan sobre la superficie del filtro formando lo que se conoce como "schmutzdecke" (capa de suciedad) a través del cual debe pasar el agua antes de que alcance el verdadero medio filtrante.

El retiro de impurezas está de este modo restringido a la superficie del filtro.

Cuando el agua a ser filtrada contiene mucha materia orgánica y ocasionalmente organismos, especialmente bacterias saprofíticas, estas utilizarán dichas sustancias para su crecimiento siempre que se las deje el tiempo suficiente. La multiplicación de estos organismos volverán al "Schmutzdecke" pegajoso y viscoso, y la efectividad del proceso de retención es aumentada.

El tiempo de este proceso del filtro varía principalmente con la

concentración y disponibilidad del alimento para estos micro-organismos y también con la temperatura.

Las aguas que son ricas en algas y organismos afines pueden formar también un buen "Schmutzdecke" de espesor considerable.

El retiro del "Schmutzdecke" se hace necesario cuando la resistencia a la filtración ha alcanzado valores excesivos o cuando la superficie de la capa está en peligro de romperse.

El agua que ha sido coagulada o aquella en la cual se ha precipitado el hierro generalmente contiene bastante floc residual suficiente para formar un "schmutzdecke" del floc.

La adición de sustancias que ayudan a la filtración, tales como tierra diatomea crea una costra sobre el medio soportante que actúan como medio de retención.

## b) Sedimentación

Hazen a propuesto que la eliminación por filtros de partículas que son mas pequeñas que los poros es análoga a la sedimentación en un recipiente lleno con gran número de bandejas horizontales.

De acuerdo a esto es bueno darse cuenta que 1 m<sup>3</sup> de granos de arena esféricos de  $5 \times 10^{-2}$  cm de diámetro, por ejemplo, contiene  $9.15 \times 10^9$  partículas, considerando un 40% de espacio vacío, con un área total de  $7.2 \times 10^3$  m<sup>2</sup>. Si suponemos como Hazen que solo 1/6 del área es horizontal y dirigida hacia arriba, que 1/2 de esta se encuentra en contacto con otros granos y 1/3 del resto está expuesta al estreggo, el área efectiva de un recipiente de sedimentación equivalente sería  $1/6 \times 1/2 \times 2/3 = \frac{1}{18} \times 7.2 \times 10^3 = 400$  m<sup>2</sup> osea 400 bandejas de

///..

1 m<sup>2</sup> x metro de altura, es decir sería eliminable en el caso del filtro, partículas con una velocidad de sedimentación equivalente a 1/400 de la velocidad de sedimentación de partículas eliminables en un sedimentador de 1 mts. de profundidad. La relación de diámetros de esas partículas es de 1/20 puesto que la velocidad de sedimentación si se trata de partículas menores que 0.1 mm de diámetro, varía con el cuadrado del diámetro según Hazen.

Si se trata de filtros lentos como la velocidad en los filtros es 1/10 que en los sedimentadores, estas relaciones de velocidad y diámetro de partículas sedimentables se hace 1/4000 y 1/63.

La eficiencia de la filtración como la de la sedimentación se observa que decrece con la temperatura, aunque la resistencia a la filtración aumenta.

### c) Floculación

El filtro da facilidades para el contacto de las impurezas contenidas en el agua, dando las características para que se realice la coagulación.

A bajas temperaturas la viscosidad del agua es alta y la floculación disminuye. También la fuerza cortante del agua aumenta. Cuando esta fuerza excede la resistencia de corte del floc, estos son destruidos y penetran más el lecho filtrante.

Por estas razones también la eficiencia de filtración disminuye con la temperatura.

### d) Actividad biológica

La actividad biológica también contribuye a la sedimentación y--

///..

floculación formando cubiertas pegajosas, gelatinosas, sobre las superficies de los granos del filtro. En aguas bien coaguladas y bien sedimentadas puede existir una muy pequeña población de bacterias saprofiticas, pero su actividad es mínima.

### Tipos de filtros

Se pueden clasificar los filtros en 2 tipos

- A) De gravedad
- B) De presión

#### A) De gravedad

En estos filtros el flujo a través del manto se realiza sólo con la carga que da la altura del manto de agua sobre el filtro. La superficie de este manto está en contacto con la atmósfera.

Existen 2 clases de estos filtros:

- 1) Filtros lentos
- 2) Filtros rápidos

#### 1) Filtración lenta

Aunque la tendencia general se dirige hacia la construcción de plantas de tratamiento que usen la filtración rápida por arena, hay instaladas ya muchas plantas que emplean la filtración lenta por arena y que son eficaces al proporcionar un agua segura y potable. Sin embargo existen limitaciones en el empleo de este tipo de plantas. Generalmente la turbiedad media está limitada a 10 ppm. y a un máximo de 30 ppm., dentro de estos límites pueden llevarse a cabo eficazmente la eliminación de la turbidez, de las bacterias y de la eliminación de-



color en un 40%.

Por filtración lenta puede obtenerse la depuración de aguas de superficie, sin coagulación ni decantación previa. Las diatomeas segregadas por las algas y microorganismos que se fijan sobre la arena, coagulan las materias coloidales.

Para obtener buenos resultados, se realiza, generalmente, la filtración en 3 etapas.

- Desbaste, a una velocidad de 20 a 30 mt/día
- Prefiltración, a velocidad de 10 a 20 mt/día
- Filtración, a una velocidad de 5 a 10 mt/día.

Por su pequeña velocidad de filtración, la pérdida de carga es bastante reducida en los 3 casos. Los filtros se lavan normalmente 1 vez al mes; los elementos de desbaste y prefiltros deben lavarse mas a menudo, según la turbidez del agua bruta.

Después de cada lavado la calidad del agua filtrada no es satisfactoria desde el principio, y es preciso verterla al drenaje hasta que se forme la membrana biológica, lo cual requiere varios días.

## 2) Filtración rápida

Los términos filtros rápidos y filtros mecánicos son sinónimos. La primera expresión es porque su velocidad de filtración es unas 30 veces mayor que la de los lentos y la segunda porque se usa equipo mecánico para limpiar los lechos.

Se ha intentado disminuir el área de filtración aumentando la velocidad de filtración al tratar aguas turbias, sin que ocurra una obs--

trucción superficial de los lechos. Esto no dio buenos resultados si nó hasta que se descubrió la importancia de la coagulación. Se encontró que el flóculo es suficientemente grueso para ser retenido por los granos de arena más grandes, y que la película producida por la acumulación del flóculo elimina eficazmente las bacterias y los sólidos finos suspendidos, que originalmente no fueron retenidos a medida que se formaba el flóculo.

Una planta de filtración rápida por arena consiste fundamentalmente en un lecho de arena, relativamente gruesa, que elimine previamente los sólidos coagulados arrastrados después de la sedimentación. El tamaño efectivo de la arena es usualmente de 0.35 a 0.55 mm. o más. El grueso del lecho de arena debe ser suficiente para impedir que los flóculos penetren a través de él. Generalmente, la efectividad de la filtración rápida por arena depende de la eficacia de la coagulación y sedimentación preliminares, así como de las características de la arena. El grueso del lecho de arena es usualmente de 60 a 75 cms y descansa sobre 25 a 50 cms de grava graduada, o de algún tipo especial de fondo patentado.

Además de la grava, o junto con una base especial para filtración, se provee un sistema de desagüe inferior que sea capaz no solamente de captar uniformemente el agua filtrada, sino también de distribuir uniformemente el flujo de agua relativamente grande, cuando el filtro se está limpiando o retrolavando. La disposición mas común es el sistema de colector central ramificado. El colector central es un tubo de diámetro grande al que se ha conectado a ambos lados tubos de menor diámetro, o ramificaciones, a trechos relativamente cortos y que-

///..

se extienden horizontalmente dentro de la grava. Los tubos laterales tienen en toda su longitud pequeñas perforaciones distanciadas unos centímetros y a través de las cuales fluye el agua.

Se han desarrollado recientemente otros sistemas de desagüe, con el objeto de proveer mejores características hidráulicas, lo que a su vez puede dar como resultado que los ciclos de filtración sean más prolongados, se disminuyan las dificultades debidas a la corrosión y se puedan construir filtros menos profundos. La mayoría de estos sistemas tienen un falso fondo, que pueden sustituir completamente a la grava o hacer que se necesiten capas de grava menos gruesas. Los sistemas de falso fondo dejan un espacio entre el fondo del filtro y el sistema de desagüe, espacio que sirve para el doble propósito de colectar el agua mientras se filtra y ayudar a distribuir el agua durante el retrolavado, con pocas pérdidas de presión en ambos casos. Estos falsos fondos tienen aberturas que pueden consistir en agujeros relativamente grandes, dentro de los cuales se ajustan caladores especiales de cerámica, cubriéndose estos con una capa delgada de grava o placas de material poroso el cual soportará a la arena directamente, sin necesidad de grava. Las ventajas que incluye este sistema son una filtración uniforme y distribución también uniforme de las aguas de lavado, menor costo de mantenimiento y, desde luego, cajas de filtración menos profundas.

En la filtración rápida, el agua atraviesa la capa filtrante a velocidad de 5 a 10 mt/hora.

Al ser nula la acción biológica, es necesario, generalmente, una coagulación y una decantación previas.

Debido a la gran velocidad de filtración, deben lavarse a menudo estos filtros para evitar una pérdida de carga excesiva. La frecuencia de los lavados varía entre 1 vez al día y 1 vez cada 8 días. Por ello van provistos siempre de un sistema de lavado rápido y enérgico.

Si se efectúa bien el lavado, se obtiene un agua completamente -- clara, que puede ser distribuida desde el primer momento en que se reanuda la filtración.

A continuación se exponen comparaciones generales de construcción y operación entre los filtros lentos y los filtros rápidos.

	<u>Filtro lento</u>	<u>Filtro rápido</u>
Rata de filtración	5 a 10 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día	95 a 240 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día
Area de los filtros	grande, 2000 m <sup>2</sup>	pequeña de 40 a 400 m <sup>2</sup>
Altura de los lechos	30 cm de grava	45 cm de grava
	100 cm de arena	75 cm de arena
Tamaño de la arena	Talla efectiva: 0.25 a 0.35 mm	Talla efectiva: 0.45 mm y más
	Coef. de uniformidad: 2 a 3	Coef. de uniformidad: 1.5 y menos
Distribución de los tamaños de arena	sin estratificación	granos mas pequeños arriba granos mas grandes abajo
Pérdida de carga	al comienzo: 6 cms	al comienzo: 30 cms
	al final: 120 cms	al final: 270 cms
Tiempo entre lavados	20 a 60 días	12 a 40 horas
Penetración de la materia suspendida	superficial	en toda la altura

	<u>Filtro lento</u>	<u>Filtro rápido</u>
Métodos de lavado	Superficial	En toda la masa
Cantidad de agua para lavado	0.2 a 0.6% del agua filtrada	1 a 6% del agua filtrada
Tratamientos primarios	Generalmente sólo aireación	Generalmente floculación y decantación
Costo de construcción	Alto	Bajo
Costo de operación	Bajo	Alto
Depreciación de la planta	Bajo	Alto

#### B) Filtros de Presión

Se emplea muy frecuentemente en plantas municipales pequeñas y en la industria. Un filtro de presión es similar a un filtro rápido de arena común y corriente, con la sólo diferencia de que está completamente cerrado dentro de un tanque de acero y de que toda la unidad opera bajo presión. Las velocidades de filtración y de retrolavado son las mismas, así como los tamaños de la arena y la grava, pero las dimensiones verticales son preferentemente menores que las del tipo de filtro abierto convencional.

En las instalaciones chicas tienen la ventaja de que su costo inicial es reducido, y de que se puede usar un juego de bombas en vez de dos, para subir el agua desde un nivel bajo, através de los filtros y al sistema de distribución. Desgraciadamente este costo bajo acarrea omitir ciertos recursos operacionales que son deseables, tales como el regulador de gasto y los colectores del agua de lavado. Su principal desventaja la constituye el hecho de que el operador-- queda incapacitado para observar la operación del filtro. La arena-

puede incrustarse o producir "bolas de lodo", o el retrolavado puede ser impropio sin que el operador se de cuenta. Por lo general, el uso de filtros de presión no está indicado en las plantas de abastecimiento público de agua.

### Filtros de diatomea

En lugar de usar arena como medio filtrante, estos filtros consisten de armaduras centrales o tubos sobre los cuales se sostiene una capa delgada de un material poroso llamado tierra de diatomeas, a través del cual se hace pasar el agua que se va a filtrar.

Este tipo de tratamiento está limitado a aquellos casos de aguas claras, similares en calidad a las que se tratan con filtros lentos-de arena,- Generalmente no incluye la coagulación. La eliminación de bacterias y turbidez parece ser comparable a la que se logra con los filtros convencionales. Tienen una velocidad de operación de 150 a 300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día.

### Arenas empleadas en filtros

Las arenas que se usan en los filtros, pueden diferir grandemente tanto en distribución de tamaño, forma, densidad y composición química,-

Estas variaciones deben conocerse a fin de poder emplear la arena en forma racional.

Para determinar el tamaño de la arena se usan tamices graduados. El standar americano usa los siguientes

///..

Tamiz	Tamaño del orificio mm	Tamiz	Tamaño del orificio mm
200	0.074	20	0.84
140	0.105	18	1.00
100	0.149	16	1.19
70	0.210	12	1.68
50	0.297	8	2.38
40	0.42	6	3.36
30	0.59	4	4.76

El número del tamiz corresponde mas o menos al número de divisiones por pulgada. La relación entre un tamiz y otro es del orden de  $2^{1/4}$ . La mayor abertura de los tamices llamados finos es de 5.66 mm y corresponde aproximadamente a 3.5 divisiones por pulgada y la mas pequeña es de 0.037 mm y corresponde aproximadamente a 400 divisiones por pulgada.

#### Empleo del papel logarítmico

Al tamizar una muestra de arena y pesar las porciones retenidas en cada uno de los tamices, si expresamos estos pesos en porcentaje, la distribución es geométrica normal. Estos resultados son ploteados en papel normal logarítmico, y nos dá una línea casi recta, con la cual se facilita grandemente la interpolación de valores y parámetros.

Los parámetros mas usados son  $M_g$  y  $T_g$  o sea promedio geométrico y la desviación standard geométrica; los cuales miden la tendencia de variación central. Estos parámetros pueden obtenerse fácilmente al leer el valor correspondiente al 50% y al 15.84% respectivamente, -

$$T_g = \frac{P_{50}}{P_{15.84}}$$

///..

En arenas los parámetros que más se usan son los sugeridos por Hazen:

- a) Tamaño efectivo
- b) Coeficiente de uniformidad

a) Tamaño efectivo

Es aquel tamaño en milímetros tal que el 10% de la arena en peso, tiene un tamaño menor.

b) Coeficiente de uniformidad

Es la relación que existe entre el tamaño en milímetros tal que el 60% de la arena en peso es de un tamaño menor y el tamaño efectivo.

Estos valores fueron sugeridos por Hazen, porque notó: 1) que aquellas arenas cuyo tamaño efectivo era el mismo, ocasionaban la pérdida de carga independientemente de la variación de tamaño. (esto es válido hasta un coeficiente de uniformidad de aproximadamente 5) y - 2) notó así mismo que el 50% de la arena utilizable estaba comprendida entre los tamaños correspondientes al 10% y al 60%.

Preparación de la arena para el filtro

La arena del banco que piensa usarse, puede ser muy fina, muy gruesa o no muy uniforme.

Dentro de los límites económicos, se puede tamizar la arena muy gruesa y lavar la arena muy fina. Esto último también se puede hacer lavando el filtro y dejando estratificar la arena para luego eliminarla por raspado.

Si llamamos  $P_1$  al porcentaje, de arena del banco, de tamaño menor que el tamaño efectivo buscado, y  $P_2$  al porcentaje, de arena del

///..



banco, de tamaño inferior que el tamaño correspondiente al 60% buscado, tendremos que el porcentaje de arena utilizable del banco será-

$$P_3 = 2 ( P_2 - P_1 )$$

ya que entre el 60 y el 10% se encuentra la mitad de la arena utilizable.

La arena estipulada para el filtro, no puede contener mas de 0.1  $P_3$  de arena inferior al tamaño efectivo. Por lo tanto el porcentaje  $P_4$  por debajo del cual la arena es demasiado fina viene expresada por

$$P_4 = P_1 - 0.1 P_3$$

$$P_4 = P_1 - 0.2 ( P_2 - P_1 )$$

Luego  $P_3$  es el porcentaje utilizable

$P_4$  es el porcentaje demasiado fino

$P_5$  porcentaje sobre el cual la arena es demasiado gruesa

$$P_5 = P_3 + P_4 = P_1 + 1.8 ( P_2 - P_1 )$$

### Composición y densidad

La densidad de la arena para filtros se puede considerar en 2.65 ya que los granos de sílice constituyen prácticamente la arena.

La arena debe ser de compuestos inertes, insoluble en ácido clorhídrico diluido, no debe contener mas de 1.5% de  $Ca CO_3$  y no debe perderse mas del 2% en peso después de una ignición.

Los granos deben ser duros y permanentes, libres de arcilla y polvo y materia orgánica y no contener mas de 1% de mica.

///..

### Hidráulica de la filtración

Con datos obtenidos de investigaciones experimentales, H.E. Rose estableció una relación para determinar la pérdida de carga debida a la fricción a través de mantos de partículas esféricas o casi esféricas de tamaño uniforme. La ecuación de Rose ha tenido aplicación directa en la hidráulica de filtros rápidos de arena.

La relación puede ser expresada como

$$h_f = f \left( \frac{L}{cD} \right) \left( \frac{1}{e^4} \right) \left( \frac{v_s^2}{g} \right)$$

Donde

$h_f$  = pérdida de carga a través del manto

$f$  = coeficiente de fricción

$L$  = espesor del manto

$D$  = diámetro de partícula

$c$  = factor de forma

$e$  = porosidad del manto

$v_s$  = velocidad superficial promedio

$g$  = factor de gravedad.

Las unidades empleadas en esta ecuación son el kilo-metro-segundo.

El coeficiente de fricción  $f$  es una función del coeficiente de arrastre  $C_d$

$$f = 1.067 C_d$$

$C_d$  no tiene dimensiones lo mismo  $f$

$C_d$  está relacionado con el número de Reynolds  $N_{Re}$  por la siguiente ecuación

$$C_d = \frac{b}{N_{Re}^n}$$

///..

Donde  $b$  y  $n$  son constantes. Las constantes han sido calculadas para esferas y para 3 intervalos del  $N_{Re}$  de acuerdo a la tabla de ...  
L. Mc Cabe.

$N_{Re}$	$b$	$n$
1.9	24	1
1.9 a 500	18.5	0.6
500 a 200,000	0.44	0

La relación  $C_d$  y  $N_{Re}$  no es rectilínea pero ha sido establecida en tal forma de introducir un error mínimo.

Para esta relación el número de Reynolds puede ser calculado de acuerdo a:

$$N_{Re} = \frac{cD \sqrt{a} p}{u}$$

Donde

$p$  = Densidad de masa del líquido

$u$  = Coeficiente de viscosidad.

El coeficiente  $c$  resulta de comparar el volumen y el área superficial de partículas no esféricas.

La relación del volumen de una esfera a su área superficial es:

$$\frac{V}{S} = \frac{3.14 D^3/6}{3.14 D^2} = \frac{D}{6}$$

Donde  $D$  es el diámetro de la esfera.

Para partículas no esféricas, se introduce un factor de forma  $C$  tal que para el caso general.

$$\frac{v}{s} = c \frac{D}{6}$$

Esta ecuación puede ser empleada para expresar la relación entre la razón  $\frac{v}{s}$  y una dimensión que define a partículas no esféricas o irregular, siempre que se emplee un valor apropiado del factor de forma de partícula.

Algunos factores de forma para partículas no esféricas (de P.C.Carran)

<u>Material</u>	<u>Naturaleza del grano</u>	<u>c</u>
Vidrio triturado	Dentado	0.65
Carbón pulverizado	-	0.73
Arena promedio de varios tipos	-	0.75
Arena	Redondeado	0.82
Arena	Angular	0.73
Arena de Ottawa	Casi esférica	0.95

En la ecuación de Rose se considera el tamaño de las partículas uniforme. Pero su aplicación puede extenderse a lechos de partículas de tamaños diferentes haciendo la sustitución apropiada para el término del diámetro.

Un manto de partículas de tamaño no uniforme debe ser estratificado hidráulicamente en capas graduadas, consistiendo cada capa de partículas de tamaño uniforme. En tales casos las partículas más gran

///.

des se encuentran en la base del manto y las mas pequeñas en la parte superior. Si la porosidad del manto puede ser considerada como -- constante desde la parte superior a la base, la pérdida de carga por fricción a través del manto será:

$$\Delta h_f = \frac{1.067 v_s^2}{g c e^4} \frac{C_d \Delta L}{D}$$

Se ha hecho la sustitución de  $f$  por  $1.067 C_d$  y la pérdida total de carga a través del manto será:

$$h_f = \sum_{i=1}^i \Delta h_{f_i} = \frac{1.067 v_s^2}{g c e^4} \sum_{i=1}^i \frac{C_{d_i} \Delta L_i}{D_i}$$

Donde  $i$  es el número de capas en el manto estratificado y  $C_{d_i}$  es el coeficiente de arrastre para  $D_i$ .

$$\text{Como } \Delta L_i = x_i L$$

Donde  $x_i$  = fracción de peso de las partículas en la capa  $i$  se establece la siguiente relación:

$$h_f = \frac{1.067 v_s^2 L}{g c e^4} \sum_{i=1}^i \frac{C_{d_i} x_i}{D_i}$$

El término suma en esta ecuación puede ser calculado bajo la base de un análisis de malla. El término  $x_i$  representa la fracción por peso de las partículas retenidas entre tamices adyacentes. El valor correspondiente de  $D_i$  se toma como el tamaño geométrico de las nos

///..

aberturas de las mallas de los tamices mencionados.

### Hidráulica del lavado de los filtros

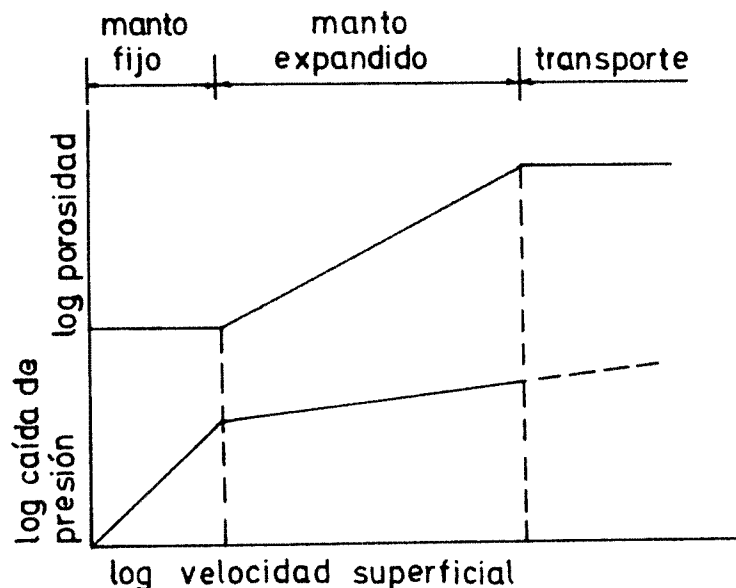
La ecuación de Rose nos permite calcular la pérdida de carga a través de mantos en que los vacíos no están obstruidos. En mantos--donde los materiales introducidos por el fluido se acumulan en los espacios porosos, crecerán las pérdidas de carga con el tiempo y la capacidad de flujo debe ser restituida periódicamente. Esto es hecho removiendo las partes obstruidas del manto o limpiando las acumulaciones en los vacíos por medio de una expansión fluida del manto.

Cuando un fluido atraviesa de abajo hacia arriba un manto de partículas pequeñas y de tamaño uniforme, para bajas velocidades del--fluido, las partículas no son perturbadas y el manto permanece fijo. Sin embargo a medida que la velocidad aumenta, se llega a una en que las partículas ya no permanecen estacionarias y en contacto unas con otras, sino que son fluidizas, es decir sostenidas por el fluido. Así como la velocidad se incrementa más aún, las partículas se separan--mas y mas, aumentando la porosidad y dando por resultado la expansión del lecho. La componente vertical de la velocidad del fluido entre las partículas es mayor que la velocidad del fluido arriba del lecho expandido. Finalmente la velocidad se incrementa hasta un valor en que las partículas se mueven individualmente, independientemente de la presencia de las otras. La porosidad en este punto es casi igual a 1, el manto cesa de existir como tal y las partículas vienen siendo transportadas por el fluido. Cuando se trata de un líquido esta--última velocidad anotada es aproximadamente igual a la velocidad fi-

nal de las partículas del manto en una condición de asentamiento libre.

La curva inferior de la figura relaciona la caída de presión debida a fricción con la velocidad superficial. Aunque el manto permanezca fijo, un incremento de velocidad es acompañado por un incremento--notorio en la caída de presión.

Para la velocidad  $V_I$  a la que el manto se vuelve fluidizado la caída de presión es casi igual al peso efectivo de las partículas del manto. El peso efectivo es la resistencia máxima ofrecida por las partículas al paso del fluido. Incrementos mayores en la velocidad--superficial tienen como resultado solamente ligeros aumentos en la caída de presión. Lo que desarrolla principalmente los incrementos en caída de presión son las pérdidas adicionales por fricción que ocurren entre el fluido y las partículas.



Cuando un manto de partículas de tamaño uniforme alcanza el punto de fluidización, el peso efectivo de las partículas es precisamente--

///..

equilibrado por la fuerza que tiende a levantar las partículas.

$$\Delta q S = \frac{g}{g_c} LS (1-e) (P_s - P)$$

$$h_f = \frac{g}{g_c} L (1-e) \left( \frac{P_s - P}{P} \right)$$

Donde

$\Delta q$  = Caída de presión debida a fricción a través del manto fluidizado, kg fuerza/m<sup>2</sup>

$h_f$  = Pérdida de carga debida a fricción a través del manto fluidizado, ft kg fuerza/kg masa

$S$  = Sección transversal del manto, m<sup>2</sup>

$L$  = espesor del manto fijo, m

$P_s$  = Densidad de masa de las partículas, kg masa/m<sup>3</sup>

$P$  = Densidad de masa del fluido, kg masa/m<sup>3</sup>

$e$  = Porosidad del manto fijo

$g$  = Aceleración de la gravedad, m/seg.<sup>2</sup>

$g_c$  = Factor de conversión de la ley de Newton, m kg masa/kg fuerza x seg.<sup>2</sup>.

Una relación entre los espesores y las porosidades del manto fijo y el expandido, desarrollada del hecho de que la masa total de las partículas permanece constante,

$$LS (1-e) P_s = L_E S (1-e_E) P_s$$

$$L_E = L \frac{1-e}{1-e_E}$$

///..



Donde

$L_E$  = Espesor del manto expandido, M

$e_E$  = Porosidad del manto expandido.

La solución de la ecuación anterior para  $L_E$  depende de la valoración de  $e_E$ . Se ha establecido una relación pertinente a tal valoración para la expansión hidráulica de un manto de arena de grano uniforme

$$e_E = \left( \frac{V_S}{u_t} \right)^{0.22}$$

Donde  $V_S$  = Velocidad superficial basada en la sección transversal del manto, M/seg.

$u_t$  = Velocidad final de asentamiento libre de partículas, M/seg.

Un manto estratificado de partículas de tamaño no uniforme es completamente fluidizado cuando, para la partícula mas grande

$$V_S = u_t e^{4.5}$$

Para tales mantos, el espesor expandido puede ser calculado con el uso de una modificación de la ecuación del lecho expandido

$$L_E = L (1 - e) \sum_{i=1} \frac{x_i}{(1 - e_{E_i})}$$

Donde

$x_i$  = Fracción en peso de las partículas que forman una capa con una porosidad  $e_{E_i}$

///..

i = Número de fracciones de peso en la mezcla.

### Espesor de lechos de arena para filtración rápida

Experimentalmente se concretó el uso generalizado de 0.70 a 0.60 mts. como el espesor de los lechos, con resultados satisfactorios. No obstante se hacen investigaciones, para lograr métodos racionales en la determinación de los espesores de lechos filtrantes.

En el proceso de la filtración las impurezas van penetrando el lecho filtrante de acuerdo al tiempo, llegando un momento en que alcanzan todo el tirante, y apareciendo estas impurezas en el agua filtrada, lo que indica que la capacidad de filtración de esta unidad se ha terminado y necesita su limpieza.

Se observa así la importancia del tamaño del tirante del manto -- filtrante, así como la del fenómeno de penetración que realizan las impurezas através de este.

La penetración de las impurezas en el filtro es una función de muchos factores. Estos factores han sido agrupados en 2 grupos: 1) la composición, concentración y acondicionamiento de las sustancias a ser removidas y 2) las reacciones de estas sustancias a la remoción.

Estas reacciones a su vez son funciones de factores fácilmente valorables tales como la rata de filtración, el tamaño de los granos del filtro y su variación en el espesor del manto, la porosidad del manto, la temperatura del agua y la pérdida de carga final.

1) Cuando el agua es coagulada y sedimentada antes de ir a los filtros, se espera que las impurezas que vayan a estos y que deben ser eliminadas están compuestas casi totalmente por flocs relativamente-

///..

uniformes en naturaleza y cantidad. Puede así expresarse las impurezas encontradas en un agua floculada en contenidos de aluminio o hierro.

En cambio si no hay ningún tratamiento previo la carga de impurezas aplicada al filtro varía mucho y no se puede hacer una identificación numérica.

2) La reacción de las impurezas a la remoción por filtración varía no sólo con las diferencias en la naturaleza de las impurezas, sino también con las condiciones bajo las cuales impurezas específicas son sometidas a la filtración.

Stanley trabajó con flocs de óxido de hierro experimentando en filtros de arena con grano uniforme y estableció la siguiente relación: la penetración varía directamente con la concentración de hierro por unidad de superficie filtrante, y estableció como un conveniente índice de penetración la relación de la profundidad de penetración con la carga superficial. Esta relación crece a) con la concentración de floc, b) con la rata de filtración, c) con el incremento del tamaño del grano de arena. Esta misma relación baja con el incremento del tamaño del floc.

Esta relación varía con el Ph del agua aplicada, siendo mínima esta variación a un Ph 7.00.

Otros investigadores encontraron que además la penetración aumentaba con la viscosidad del agua.

La pérdida de carga al final de la carrera del filtro, o mejor el incremento de esta pérdida, es una medida del atascamiento del filtro

///..

o de la cantidad total de materia removida del agua. Es por esto que las fórmulas encontradas experimentalmente sólo anotan esta pérdida de carga final.

Stanley encontró la siguiente relación empírica para la penetración del floc de hierro, cuando el incremento de pérdida de carga era de 2.40 mts. y a una temperatura de 25°C.

$$l = k d^{2.46} Q^{1.56}$$

Donde,

- l, Penetración en pulgadas
- d, Diámetro de los granos de arena en cms.
- Q, Rata de filtración en gpm/sf.
- k, Coeficiente, con valor de 1850.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles halló la siguiente relación para la penetración del floc, para un incremento de pérdida de carga de 2.40 mts. y un efluente conteniendo 0.2 ppm de turbidez o menos y una rata de filtración constante de 120 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día.

$$l = k d^{5/3} \frac{60}{T + 10}$$

- l, Penetración en pulgadas
- d, Diámetro de los granos de arena en cms.
- T, Temperatura en grados F.

Fueron hallados valores de k de acuerdo a la facilidad de floculación con aluminio. 582 para aguas fácilmente floculables y 796 para

las de difícil floculación.

Estas dos fórmulas expuestas han sido halladas experimentando en arena de tamaño uniforme. Cuando se trata de un lecho de arena de tamaño no uniforme pero sí estratificada de acuerdo al tamaño, la altura de penetración puede ser calculada en base a la fórmula anterior, pero haciendo las siguientes consideraciones.

1) Que la relación de la altura de una camada a la altura total es la misma que la relación del porcentaje en peso correspondiente al diámetro de la camada al total de la arena determinados en un análisis granulométrico. Supone también una porosidad constante através de la altura.

2) Que la efectividad de cada camada de arena es asumida igual a la relación de la altura de ésta camada con la altura que sería requerida si el filtro tuviera que ser hecho en su totalidad de arena con granos de tamaño igual al de la camada mencionada.

Así si llamamos  $L_0$  a la altura del manto estratificado requerida,  $L$  a la altura que sería necesaria constituyendo el filtro con arena uniforme de diámetro igual a una de las camadas y  $dP$  la proporción de arena de una camada elemental respecto del total de arena, el 100% de eficiencia se comprende cuando:

$$\int_{P=0}^{P=1} \frac{L_0 dP}{L} = 1$$

$$\int_{P=0}^{P=1} \frac{dP}{L} = \frac{1}{L_0}$$

///..

Sustituyendo el valor de  $L$  propuesto por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

$$\frac{1}{L_0} = \frac{T + 10}{60k} \int_{P=0}^{P=1} \frac{dP}{d^{5/3}}$$

Que en términos de un análisis granulométrico podemos escribir.

$$\frac{1}{L_0} = \frac{T + 10}{60k} \sum \frac{P}{d^{5/3}}$$

Donde el término suma se calcula a base del análisis mencionado.

$P$  corresponde a la fracción en peso respecto de la arena utilizable, es decir después de eliminar la demasiado fina y la demasiado gruesa.

F. Allan propuso una fórmula para determinar el espesor de un lecho filtrante estratificado compuesto por camadas de diámetro diferente, cuando se conoce el análisis granulométrico de la arena y el espesor crítico de las camadas de cada diámetro.

El espesor crítico viene a ser la altura de cada camada en cms. para las cuales las camadas tienen la misma capacidad de filtración.

Se basa la fórmula en las condiciones de que los espesores en el filtro completo son proporcionales a los porcentajes en peso, de cada diámetro, y de que la capacidad de filtración de cada camada es inversamente proporcional a su espesor crítico.

Sea

$C_1, C_2, C_3$  Los espesores críticos en cms. de cada camada-

///..

de arena de tamaño uniforme, determinada experimentalmente.

$Pc_1, Pc_2, Pc_3$  Los porcentajes, con respecto a la arena utilizable, de cada tamaño de arena necesaria para formar el lecho filtrante.

$d_m$  El espesor mínimo, calculado, de arena, en cms a ser usado como lecho filtrante.

$a_1; a_2; a_3$  La capacidad de filtración de cada tamaño de arena que forma el medio filtrante, expresadas como porcentaje en relación a la capacidad de filtración de todo el lecho.

La capacidad de filtración de todos los tamaños de arena, hasta su respectiva profundidad crítica es igual, y en el nuevo lecho, el medio filtrante  $d_m$  debe tener el mismo valor. Proporcionalmente al total necesario, la capacidad de filtración de cualquier camada es entonces igual a su espesor dividido por su respectiva profundidad crítica:

$$a_1 = \frac{d_m \times Pc_1}{C_1}, \quad a_2 = \frac{d_m \times Pc_2}{C_2} \dots$$

$$Y, \quad a_1 + a_2 + \dots = 100\%$$

$$\frac{d_m \times Pc_1}{C_1} + \frac{d_m \times Pc_2}{C_2} + \frac{d_m \times Pc_3}{C_3} + \dots = 100\%$$

///..

De donde

$$dm = \frac{100}{\frac{Pc_1}{C_1} + \frac{Pc_2}{C_2} + \frac{Pc_3}{C_3} + \dots}$$

### TRATAMIENTOS QUÍMICOS

Podemos incluir dentro de los tratamientos químicos a los procesos que usan sustancias químicas.

Se incluyen dentro de estos procesos:

- Coagulación química
- Precipitación química
- Intercambio de iones
- Estabilización química
- Desinfección.

El proceso de coagulación química ha sido ya tratado. Como coagulantes, el sulfato de aluminio, el sulfato ferroso, el aluminato de sodio y el sulfato férrico son los mas usados. El cloruro férrico no es muy usado. En grandes estaciones es empleado al estado líquido.

### Precipitación química

Ciertas sustancias son eliminadas del agua mediante su precipitación después de haberse añadido otra sustancia química.

Los compuestos presentes en el agua y causadores de dureza pueden ser eliminados mediante la precipitación química. La eliminación de

///..

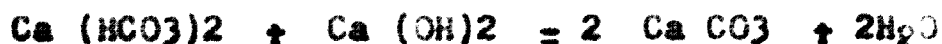


estas sustancias no es un tratamiento esencial cuando se trata de convertir un agua en adecuada para uso doméstico. Por tanto la conveniencia de proceder a esta eliminación depende del uso industrial o comercial del agua y del ahorro que produce en la compra de jabón y en el costo de mantenimiento de equipos y tuberías.

El proceso para la eliminación de dureza mediante la precipitación química es conocido con el nombre de cal-soda.

### Proceso cal-soda

La forma particular del proceso cal-soda depende en parte del tamaño de la instalación y del grado de dureza del agua. En general -- cuando la cal hidratada  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  es adicionada al agua, reacciona con el bicarbonato de calcio  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ , con el bicarbonato de magnesio  $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$ , con el sulfato de magnesio ( $\text{Mg SO}_4$ ) y con el cloruro de magnesio ( $\text{Mg Cl}_2$ ), para formar los compuestos insolubles carbonato de calcio ( $\text{Ca CO}_3$ ) e hidróxido de magnesio  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ , y los compuestos solubles de sulfato de calcio ( $\text{Ca SO}_4$ ) y cloruro de calcio ( $\text{Ca Cl}_2$ ). La reacción entre el bicarbonato de calcio y la cal es la siguiente:



El carbonato de sodio ( $\text{Na}_2 \text{CO}_3$ ) es adicionada para combinarse con el sulfato de calcio y el cloruro de calcio a fin de formar carbonato de calcio, insoluble, sulfato de sodio ( $\text{Na}_2 \text{SO}_4$ ) soluble y cloruro de sodio ( $\text{Na Cl}$ ), también soluble. La reacción entre el carbonato de sodio y el sulfato de calcio es la siguiente:



///..

El sulfato de sodio y el cloruro de sodio no son perjudiciales en las cantidades ordinariamente resultantes en los procesos de reducción de dureza.

En algunos casos basta remover la dureza de carbonato por la adición de cal.

La mayoría de los compuestos insolubles formados por la adición de cal, se precipitarán si el agua tratada pasa por un tanque de sedimentación, pero parte de esos cuerpos insolubles tienden a permanecer bajo forma finamente dividida en el agua clarificada. Esas partículas finamente divididas pueden depositarse en la arena del filtro, en los drenes y otros conductos de escurrimiento, o en los tubos de la red de distribución. Esta dificultad puede ser superada mediante el tratamiento del agua parcialmente clarificada con bióxido de carbono,  $CO_2$ , antes de que la misma llegue a los filtros. Esto se hace generalmente forzando el bióxido de carbono a través del agua a medida que ella se dirige del tanque de sedimentación a los filtros. En este proceso llamado de recarbonatación, los carbonatos se combinan con el bióxido de carbono para formar bicarbonatos solubles, que no se precipitan fácilmente.

Cuando la dureza es reducida por el proceso cal-soda, la cantidad total de minerales disueltos en el agua es reducida por la remoción de sustancias causadoras de dureza. El bióxido de carbono libre es también eliminado. Como resultado se nota la ausencia de alcalinidad residual de bicarbonato, la alcalinidad total ha disminuído y el valor del PH aumentado.

Remoción de hierro y manganeso

///..

Cuando el agua contiene mas de 0.2 ppm. de fierro o manganeso ya sea bajo la forma de sulfato o bicarbonato, se hace indeseable para la mayoría de usos domésticos e industriales.

Mediante la aereación o el tratamiento con cal pueden estos sulfatos o bicarbonatos del hierro o manganeso transformarse en sustancias insolubles que pueden ser removidas.

### Efecto de la aereación

La aereación se consigue haciendo entrar en íntimo contacto el oxígeno con prácticamente toda el agua que está siendo tratada.

El agua que contiene hierro en la forma de bicarbonato ferroso, mediante este proceso, el bicarbonato es transformado en óxido férrico que es insoluble. Si existe manganeso en el agua y el valor del PH es superior a 9.8, este puede también ser removido por aereación.

### Tratamiento con cal

Cuando el hierro se encuentra presente en el agua bajo la forma de sulfato ferroso, su remoción puede efectuarse mediante el uso de cal, que reduce el hierro a una forma insoluble.

La alcalinidad de un agua que contenga manganeso puede ser aumentada mediante la adición de cal, subiendo el valor del PH encima de 9.8, pero esto impide la floculación con el sulfato de aluminio. El manganeso puede ser precipitado por el uso de cal y cualquiera de las siguientes sustancias: caparrosa, caparrosa clorada, cloruro férrico o sulfato férrico.

Cuando se usa sulfato férrico en la remoción de manganeso conviene que el PH esté entre 8.5 y 9.3 siendo necesario valores mas altos

en el caso de contenidos también mas altos de manganeso.

La cal es adicionada después del sulfato férrico. Cuando hay coloración fuerte aplícase con los coagulantes una fuerte dosis de cloro, siendo el exceso eliminado después por rechloración.

### Remoción del fluor por precipitación química

Cuando el agua contiene mas de 1 ppm. de fluor se torna impropia para la alimentación por cuanto es dañina para la dentadura de los niños.

Cuando el agua contiene además de fluor, magnesio es posible eliminar el fluor mediante el ablandamiento del agua con el uso de cal. Es necesario eliminar gran cantidad de magnesio para eliminar una pequeña cantidad de fluor.

Así se necesita eliminar 89 ppm de magnesio para bajar la cantidad de fluor de 3 ppm a 1 ppm.

### Intercambio de iones

Los cambiadores de iones son productos insolubles que se presentan en forma de granos de 0.3 a 1.5 mm. y poseen la propiedad de permutar algunos de sus iones con los de las sales disueltas en la solución con la que se ponen en contacto.

Las materias dotadas de esta cualidad que primeramente se usaron, fueron tierras naturales, después sílico aluminatos sintéticos y, por último, sustancias orgánicas detenidas por tratamiento de productos naturales o bien sintéticamente.

### Funcionamiento de los cambiadores de iones

///..

Si se agita un cambiador de iones, pulverizado y regenerado , en una solución salina se establece un equilibrio, entre los iones presentes en la solución a depurar y los iones del cambiador.

En este caso la permutación solo tiene lugar entre cierto porcentaje de los iones en presencia, y si se desea obtener una permutación total de los iones del líquido a depurar, es necesario repetir la operación gran número de veces, utilizando siempre un cambiador de iones totalmente regenerado. Este método de trabajo no puede utilizarse en la práctica. Industrialmente los cambiadores de iones trabajan por filtración.

A medida que el líquido penetra en este lecho, avanza su estado de permutación. Durante la depuración, se agotan sucesivamente las diferentes capas del cambiador, y cuando se inicia el intercambio en la capa inferior, aparece, en la solución a depurar, una cierta cantidad de los iones que se desean eliminar.

En este momento debe efectuarse la regeneración del cambiador.

El lavado del cambiador de iones con una solución apropiada, elimina los iones absorbidos y los reemplaza por los que contenía inicialmente, de forma que le devuelve su composición primitiva.

El cambiador de iones juega, por tanto, el papel de intermediario efectuando el transporte o mas exactamente, el cambio de los iones, entre la solución de regeneración y el líquido a tratar.

### El ablandamiento de las aguas mediante la zeolita

El cambiador zeolita quita del agua los iones de calcio y magnesio y los reemplaza por otros iones, usualmente de sodio que no causan dureza. Cuando todo el sodio de la zeolita ha sido usado y ya no

tiene capacidad para ablandar el agua, se procede a la regeneración pasando una solución de sal común a través de los lechos del filtro, para reponer el contenido de sodio de la zeolita.

Las zeolitas naturales o "arenas verdes" tienen capacidad para eliminar solamente de 7,000 a 12,000 gramos de dureza por metro cúbico de zeolita, mientras que las zeolitas manufacturadas o sintéticas -- tienen capacidades de 20,000 a 60,000 gramos por metro cúbico. El bajo precio unitario de la "arena verde" y su capacidad para funcionar satisfactoriamente con agua de turbiedad moderada y conteniendo hierro, justifica a menudo las instalaciones de las grandes unidades que se requieren.

Algunas zeolitas son también muy eficaces para remover el hierro. La selección final de una zeolita depende de las características del agua, de las condiciones locales de los costos etc.

Otras sustancias permutadoras de iones se han desarrollado en los últimos años, las cuales son capaces de producir aguas de casi cualquier característica deseada. Por ejemplo ciertas "zeolitas de hidrógeno" reemplazan el calcio y el magnesio del agua por hidrógeno, en vez de sodio, para formar ácido carbónico u otros ácidos en lugar de sales de sodio, entonces puede disminuirse el contenido de ácido carbónico por aereación y el agua resultante puede emplearse para muchos propósitos que antes requerían de agua destilada. Para restituirle el hidrógeno, la regeneración se lleva a cabo mediante tratamiento con ácido diluido en vez de compuestos de sodio.

La mayoría de las sustancias permutadora de iones, y en particular las zeolitas, reemplazan los iones positivos de una solución. Sin embargo ya hay disponibles algunas que tienen efectos comparables so

bre los iones negativos. Todo este campo se ha desarrollado enormemente en los últimos años, aplicándose todavía con mayor intensidad en el tratamiento de agua para usos industriales.

### Estabilización química

Se denomina así una variedad de operaciones en las cuales son adicionadas sustancias químicas en el agua tratada con el objeto de convertir sustancias no deseadas en sustancias no objetables sin que se produzca su remoción; así como también con el objeto de evitar efectos de precipitación, de corrosión etc. como ejemplos tenemos: 1) La clorinación del agua para eliminar hidrógenos sulfurados convirtiéndolos en sulfatos; 2) Adición de cal al agua con el fin de convertir el bióxido de carbono en bicarbonatos solubles; 3) La recarbonatación del agua después de un ablandamiento por cal para convertir el exceso de carbonatos en bicarbonatos solubles; 4) La supercloración del agua o adición de dióxido de cloro para la oxidación de sustancias productoras de olor. etc.

Un tratamiento incluido dentro de la estabilización química es el control de la corrosión.

### Control de la corrosión

El agua tiende a disolver metales usualmente empleados en la fabricación de tuberías.

La corrosión del hierro consiste en reemplazar las moléculas de este por iones de hidrógeno del agua y en la formación de moléculas de hidrógeno y de iones de hierro. Los iones ferrosos reaccionan en

///..

tonces con los iones hidróxido del agua formando un compuesto insoluble que es el hidróxido ferroso. Estas acciones tienen lugar en la superficie del metal y tienden a formar capas protectoras, tanto de hidrógeno como del hidróxido ferroso formados, para prevenir así que mas iones hidrógenos se pongan en contacto con el hierro.

Sin embargo, la acción erosionadora del agua en movimiento, así como la presencia de ciertas "impurezas", especialmente el oxígeno y el bióxido de carbono, tienden a desprender estas partículas tan pronto como se van formando. Si hay bióxido de carbono, éste removerá al hidróxido ferroso insoluble combinándose con él para formar bicarbonato ferroso soluble. Si hay oxígeno, éste removerá el hidrógeno combinándose con él para formar agua. Sin embargo el oxígeno juega un papel adicional, cuya naturaleza depende de que haya o no bióxido de carbono. En ausencia de bióxido de carbono, el oxígeno convertirá el hidróxido ferroso en óxido férrico que es aún menos soluble y permanece en la superficie del metal formando una capa protectora. Si hay bióxido de carbono en cantidad suficiente para disolver el hidróxido ferroso y formar bicarbonato ferroso entonces el oxígeno convertirá al bicarbonato así formado en óxido férrico. Esta última acción tiene lugar en el seno del agua que fluye y por lo tanto el óxido precipitado permanecerá suspendido formando un agua roja.

De acuerdo a lo expuesto el control de la corrosión puede llevarse a cabo por uno o todos los procedimientos siguientes:

- 1) Por reducción de la concentración de iones de hidrógeno, o sea elevando el valor del PH;
- 2) Por reducción del contenido de oxígeno;
- 3) Por reducción del contenido de bióxido de carbono; y
- 4) Manteniendo

///..



de una capa protectora sobre la superficie del metal para que éste no pueda ponerse en contacto con los iones de hidrógeno.

### Desinfección

Si bien es cierto que los procesos de tratamiento tales como la sedimentación, coagulación, filtración efectúan una eliminación física de los seres patógenos, ninguno de ellos garantiza una destrucción total de estas bacterias.

Para asegurar el abastecimiento de un agua estéril al consumidor es necesario el uso de un agente que deberá reunir las siguientes características:

- 1.- Capacidad de destrucción total de gérmenes patógenos
- 2.- Ser efectivo a temperatura y tiempo disponibles
- 3.- No ser tóxico; debe ser seguro en su aplicación y manipuleo y no afectar al agua
- 4.- Debe ser ocasionalmente económico en todos sus procesos
- 5.- Debe ser fácilmente detectable
- 6.- Mantener remanente residual.

Se han experimentado diversos productos y métodos para la desinfección del agua, entre los que tenemos: ozono, bromo, luz ultravioleta, compuestos de cloro, cloro, etc., siendo el cloro el universalmente usado por sus definidas ventajas sobre los otros productos.

### Acción bacterisida del cloro

El propósito primario de la adición del cloro al agua es des--

///..

truir las bacterias y otros microorganismos. El mecanismo de esta acción ha sido objeto de muchas teorías.

En los primeros años de utilización del cloro en la desinfección del agua, la opinión general era que el cloro reaccionaba directamente con el agua para producir oxígeno nascente, el cual, a su vez, tenía un definido efecto bactericida por su acción sobre las células.

Esta teoría ha sido desechada puesto que se ha demostrado que el efecto bactericida no es proporcional a la concentración de oxígeno nascente producido.

Ahora es aceptado que lo que ocurre es una reacción físico química. Las células tienen proteínas y grupos amino con los cuales reacciona el cloro. Esta acción altera las características químicas de la célula y destruye la vida o puede causar la desintegración de la estructura de la célula.

Cualquier cambio en el estado del cloro, el cual reduce su potencial de oxidación, como por ejemplo su reacción con amonio o derivados de amonio para formar residuales de cloro combinado, reduce su efectividad como agente desinfectante. La eficiencia bactericida del cloro y sus compuestos es dependiente de los mismos factores que gobiernan su acción química como son: período de reacción, temperatura, concentración de iones hidrógeno y concentración de compuestos consumidores del cloro. Así, el incremento de temperatura, tiempo de contacto ó concentración de cloro incrementan las propiedades bactericidas.

El poder de desinfección disminuye marcadamente con el incremento del valor del PH del agua. Esto puede ser explicado por que el HOCl

que es el agente efectivo en la desinfección con cloro, decrece rápidamente en una solución con el PH alto.

Cuando el efecto de temperatura baja es combinado con un alto PH, la reducción en eficiencia bacterisida es grande. Un incremento del PH a valores mayores que 8.5 causa una apreciable reducción en su actividad bacterisida.

Desde que el cloro es principalmente un agente oxidante, la presencia de sustancias oxidables reduce su efecto bacterisida. Las sustancias oxidables incluyen el hierro, manganeso, hidrógeno sulfurado, compuestos nitrogenados.

Si se quiere llevar a cabo con éxito una cloración, el cloro debe agregarse de manera que:

- 1.- Se mezcle por igual y completamente con todas las porciones de la agua a tratar
- 2.- Sea continua
- 3.- Se aplique en cantidad suficiente para la clase de agua que se esté tratando y para que se llegue a verificar el grado de tratamiento que se desee.

Si se agrega cloro en cantidad suficiente, para que reaccione con todas las sustancias reductoras, la materia orgánica y el amoníaco, un poco más de cloro que se agregue, quedará como cloro residual libre disponible, el cual es un agente desinfectante muy activo.

## S E G U N D A P A R T E

### PLANTA DE FILTRACION PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

#### DE LA CIUDAD DE FERREÑAFE

#### B A S E S D E L P R O Y E C T O

Ferreñafe es la capital de la Provincia del mismo nombre del Departamento de Lambayeque. Se encuentra ubicada al Nor-Este de Chiclayo, capital del Departamento, comunicándose con ésta por medio de ferrocarril y carretera asfaltada.

El clima de Ferreñafe es bastante caluroso en verano y ligeramente templado en invierno, Las lluvias son muy escasas y su atmósfera es bastante seca.

La población tiene servicio de alumbrado eléctrico tanto público como privado.

Las construcciones de Ferreñafe y el distrito de Pueblo Nuevo en su mayoría son de un piso. La población tiene tendencia a crecer al Norte, Sur y Oeste.

#### ASPECTOS SOCIO ECONOMICOS

. La principal actividad económica de la provincia es la agricultura y cualquier desarrollo de la ciudad de Ferreñafe lo será en fun-

ción de la señalada actividad.

No se puede hablar de una zona ganadera en Ferreñafe. El ganado se cría en forma aislada en algunas haciendas como Choloque y Luya, que tienen regular número de ganado vacunocriable. También en la zona -- hay ganado porcino, ovino, cabrío, asnal, mular y caballar en pequeña proporción.

En cuanto a riqueza mineral existe un yacimiento de sal gema denominado las Lomas. También existen yacimientos de arcilla, y se ha descubierto una mina de oro en el camino a Chongoyape, que no se explota.

La primera producción agrícola de cada año es la del arroz. Le siguen alternándose anualmente en la primacía los frutales, la caña de azúcar y las hortalizas. Luego viene el maíz, trigo, yuca, camote, frijol y otros cultivos.

El área agrícola bajo riego es de 10,800 hectáreas, estando bajo cultivo anual 8,500 y el resto bajo cultivo estacional.

El agua de riego para la zona proviene del río Chancay, a través del canal Taymi. Este tiene una longitud de 50 km. de tierra sin revestir, motivo por el cual hay muchas filtraciones que agudizan el problema en la época de estiaje.

El área agrícola dedicada al arroz es del orden del 76% del área bajo cultivo anual, sin embargo tiene un rendimiento económico por hectárea muy por debajo que el de los cultivos de frutales y caña de azúcar.

No obstante ser arrocería la provincia este cultivo no es económico por su alto costo de producción.

Siendo pues la agricultura la razón de ser de Ferreñafe y encontrándose esta actividad en un bajo nivel de adelanto, salvo las grandes haciendas, sus habitantes no se encuentran tampoco en forma general ubicados dentro de un desarrollo económico efectivo, estando mas bien en una situación casi de estancamiento.

Sin embargo, es posible pensar que esta situación cambie en un futuro muy próximo, si nos atenemos, a los proyectos de irrigaciones que se han puesto en ejecución, lo que incrementará el caudal de agua para riego y las áreas cultibables.

### Industria y comercio

Ferreñafe no es una ciudad industrial como ya se ha explicado.

Sin embargo el sembrío del arroz ha permitido la existencia de 5 molinos de pilar arroz, que producen también polvillo para alimento de aves y cerdos. Como pequeñas industrias también tenemos la fabricación de miel de caña, vinícola en muy pequeña escala, embutidos, y también una tradicional fábrica de cohetes y lo relacionado con fuegos artificiales.

En cuanto al comercio cabe distinguir el comercio local del interprovincial o nacional.

De la inspección del plano de "usos de la tierra" en el expediente urbano de la ciudad, (de la tesis de grado del arquitecto Angel Cussianovich) podemos observar que esta tiene un comercio local bastante bien distribuido por toda ella. Es decir que en cualquier lugar de la ciudad no hay que caminar mucho para encontrar una pequeña tienda ya sea pulpería o bodega.

Se puede decir que el comercio local se enriquece con las transa-

cciones comerciales de la gente de todo el distrito agrícola y pueblos vecinos. Sin contar el comercio común a todo centro poblado, de telas, artículos domésticos, hay que destacar las transacciones con productos propios de su región agrícola como son el maíz, frijol, legumbres, hortalizas, frutas.

De más está insistir en el volumen del comercio del arroz cuyas principales transacciones se hacen por la venta a la capital de la República. Del comercio con lugares vecinos de dónde se abastece de mercadería en general, guano de isla, licores y otros productos, ocupa lugar preponderante el que tiene con Chiclayo.

A continuación a manera de ilustración exponemos un análisis del expediente urbano de Ferreñafe:

#### Usos de la tierra

Huertas	7%
Sin construir	4%
Comercio	11%
Industria	4.2%
Edificios Públicos	5%
Vivienda	68.8%

#### Estado de la vivienda

Insalubre	70%
Rehabilitable	29.2%
Buena	0.8%

#### Materiales de construcción

Telares	13.8%
Adobe	85%
Ladrillo	1.2%

#### Número de pisos

1 Piso	96%
2 Pisos	4%

#### Estado de la construcción

Excelente	1%
Bueno	2.4%
Regular	28.6%
Mala	68 %

#### Estado sanitario

La ciudad de Ferrenafe cuenta ya con servicios de Agua Potable y Desagüe.

Se ejecutó una primera etapa de estos proyectos y la segunda etapa se ejecutará de inmediato, contándose con los fondos necesarios-- para estas obras.

Con la culminación de estos trabajos se podrá decir que Ferrenafe cuenta con un eficiente servicio público de Agua Potable y Alcantarillado.

El abastecimiento de agua potable es subterráneo habiéndose perforado un pozo tubular y adquirido el equipo de bombeo necesario para el efecto, el que se encuentra en actual funcionamiento.

La regulación de este abastecimiento se hace mediante un reservorio elevado ubicado al otro extremo de la ciudad con respecto al po-



so tubular. El bombeo se hace a este reservorio através de la red de distribución.

El proyecto de alcantarillado incluye el tratamiento de los desagües antes de su disposición final en una acequia.

Se ha construído ya un primer tanque Imhoff un filtro percolador y lechos de secado de lodos y se está ejecutando actualmente otro filtro y un tanque de sedimentación secundaria. Todo esto comprende la primera etapa del proyecto. La segunda consiste en otras tantas unidades similares a las anteriores.

Periódicamente se presentan enfermedades infecto contagiosas en la zona. Entre las enfermedades endémicas tenemos la fiebre tifoidea, la tuberculosis, y el paludismo. Ferreñafe posee una posta profiláctica anti palúdica y está en ejecución una posta médica.

De la oficina de Planificación de la División de Estadística de Salud del Ministerio de Salud Pública se ha extraído los siguientes datos bioestadísticos de Ferreñafe:

Enfermedad	C A S O S							
	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965
Fiebre tifoidea y Paratífica	65	78	65	75	69	66	72	23
Disentería	79	70	-	5	11	-	4	16
Amebiasis	-	-	58	61	49	49	48	17
Poliomielitis	2	2	-	3	2	1	-	1
Paludismo	-	-	-	-	24	5	-	102
Tuberculosis pulmonar	-	-	-	-	82	80	87	32
Tuberculosis otras formas	-	-	-	-	2	2	8	5

CONDICIONES BASICAS DE DISEÑO

POBLACION FUTURA, PERIODO Y POBLACION DE DISEÑO

Como en la mayoría de los pueblos del Perú, es muy difícil encontrar datos demográficos suficientemente útiles como para llevarlos a predecir la población futura, a base de exámenes estadísticos.

En nuestro caso, ha sido posible obtener datos censales de Ferreñafe en la monografía histórico-geográfica del Departamento de Lambayeque de Carlos J. Bachmann, en la cual se da cuenta de los siguientes censos efectuados:

<u>Año</u>	<u>Población</u>	
1784	4,431	Hab.
1862	5,197	"
1876	7,326	"

Los censos efectuados en este siglo son:

<u>Año</u>	<u>Población</u>	
1940	8,812	Hab.
1961	12,158	"

Como se puede apreciar, son censos sumamente dispersos y las conclusiones a que se puede llegar basándose en estos datos de seguro-- estarán fuera de la realidad.

En nuestro caso que corresponde al diseño de una planta de filtración esta dificultad es posible salvarla en base a unidades de tratamiento que pueden desarrollarse a medida que la población crece.

De esta forma el proyecto de la Planta contempla decantadores, que pueden servir a 7,500 habitantes cada uno y unidades de filtración--

//..

rápida capaces de servir a 5,000.

La ejecución en una primera fase de dos decantadores y tres filtros alcanzarían a abastecer a 15,000 habitantes. La posterior construcción de otro decantador y filtro servirían a 20,000 habitantes, con aumento del tiempo de decantación.

Se ha considerado un desarrollo de la planta que pueda alcanzar a servir 30,000 habitantes.

Parece acertada la fijación de esta población.

El crecimiento promedio de la población del Perú ha calculado en 3% anual y si consideramos que el flujo de los pobladores de la Sierra a la Costa es hacia los centros mas industrializados, aplicar esta tasa a Ferrenafe cubre un margen de seguridad que es necesario tomar en cuenta en estas circunstancias, por que es previsible un desarrollo de la agricultura de esta región, que involucraría el desarrollo de Ferrenafe.

La aplicación de esta tasa a la población del censo de 1961 correspondiente a Ferrenafe nos dá para 1981, 22,000 habitantes y para 1991, 30,000 habitantes. Es decir se puede estimar que la planta alcanzaría a servir hasta un período de 25 años.

#### Dotaciones, caudales, y reservas de agua filtrada

Se ha adoptado una dotación media anual por habitante y por día de 200 litros y como coeficiente para el máximo diario de 1.3. Para el diseño de la Planta de Filtración sólo es necesario el coeficiente para el máximo diario, ya que un reservorio de regulación absorberá las demandas horarias máximas.

La dotación de 200 litros/habitante/día que incluye consumo doméstico

///.

tico y municipal se ha escogido en base a las siguientes consideraciones:

Se ha estimado que Ferreñafe no presenta actualmente una importancia de consideración y que así mismo no se puede designar como alto el nivel económico general de la mayoría de los consumidores, siendo mas bien bajo. Pero siempre admitiendo que es probable un mejoramiento de tal situación en base a un desarrollo de la agricultura. No puede desestimarse el amplio programa de irrigaciones que se proponen llevar a cabo los organismos pertinentes en la costa norte del país.

No se ha tomado en cuenta consumos industriales en vista de que Ferreñafe no presenta un desarrollo de este tipo y nos vemos imposibilitados, por la falta de proyectos en este sentido, de poder hacer una estimación verdadera de las futuras necesidades de agua con ese fin. Por lo tanto no se ha encontrado justificación proveer el abastecimiento industrial de agua, debiendo solucionarse en su oportunidad y de acuerdo al tipo de industria.

Al consumo comercial, se ha creído conveniente darle una consideración relativa.

Sí se ha tenido en cuenta el clima relativamente caluroso (20° a 27°C a la sombra), la calidad del agua, que será buena, y el hecho de contar con servicio de desagües la zona urbana de Ferreñafe; así mismo el hecho de que los medidores domiciliarios de agua son cada vez más usados lo que equivale a controlar efectivamente el derroche y desperdicio de agua.

Cálculo del caudal de agua que va a tratar la Planta

Este caudal incluye la demanda de la población y el necesario para lavado de filtros.

1).- Cálculo del caudal para el día de máximo consumo

Datos:

- Población de diseño: 30,000 habitantes
- Volumen promedio anual por persona y por día: 200 litros
- Coeficiente para el día máximo: 1.3
- Tiempo en segundos del día: 86,400 segundos.

Caudal máximo diario en lts/seg =  $Q_{md}$

$$Q_{md} = \frac{30,000 \times 200 \times 1.3}{86,400} = 91 \text{ lts/seg.}$$

$$Q_{md} = 91 \text{ lts/seg.}$$

2).- Cálculo del caudal para el lavado de filtros

El gasto para lavar un filtro durante el tiempo necesario para dicho lavado es generalmente aproximado a 10 veces el gasto de filtración diaria de la unidad.

El tiempo de duración de un lavado está entre 5 y 7 minutos.

Por tanto, siendo 91 l/s la demanda para la población, 420 segundos el tiempo de duración del lavado, y si suponemos  $x$  l/s el caudal que debe tratar la Planta para lavado de filtros tenemos:

$$\frac{86,400 \times x}{420} = 10 (91 + x)$$

$$x = 5 \text{ l/s}$$

//..

Entonces el caudal que va a tratar la planta es de:

$$91 + 5 = 96 \text{ lts/seg.}$$

Podemos asumir un gasto de conducción desde el Canal Taymi de 100 l/s. - Nuestra Planta de Tratamiento la diseñaremos con una capacidad de 100 l/s y trabajará continuamente. El volumen diario a tratar será de 8,640 m<sup>3</sup>.

### Cisterna de agua filtrada.

Ferrenafe cuenta con un reservorio construido de 1,500 m<sup>3</sup> de capacidad. Es del tipo elevado.

La producción de la Planta deberá por tanto ser bombeada a este reservorio.

Se ha considerado que el equipo de bombeo funcionará 12 horas al día en dos etapas alternadas de 6 horas cada una, dejando de funcionar también dos de 6 horas cada una.

Luego la capacidad de nuestra cisterna estará formada por los siguientes volúmenes:

1.- Por el equivalente a 6 horas de consumo:

$$0.0.91 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 21,600 \text{ seg.} = 1965 \text{ m}^3$$

2.- Por el de almacenamiento para bombear a los tanques de lavado de filtros.

Se ha previsto el lavado diario de los filtros entre las 7.00 a.m. y las 3 y 12 p.m., considerando una duración de lavado de 7 minutos y un intervalo de 1 hora y media para llenar nuevamente el tanque de lavado.

Luego entre las 3 y 12 pm. y las 7.00 am. del día siguiente se al macena:

$$15.8 \text{ Hs.} \times 60 \times 60 \times 5 \text{ lts/seg} = 285 \text{ m}^3$$

Por tanto el volumen total de la cisterna será:

$$1965 + 285 = 2250 \text{ m}^3$$

Se harán 2 cisternas de 1,125 m<sup>3</sup>, construyéndose en una primera etapa una sólo.

### PLANTA DE FILTRACION

#### Fuente de abastecimiento

La fuente que se ha escogido para abastecer de agua potable a la ciudad de Ferrenafe es el Canal de riego Taymi. Se ha tenido en consideración para la elección de esta fuente la ventaja de que dicho canal tiene un caudal de agua suficiente durante todo el año, que permite, aún en época de mínima, se tome de él el gasto necesario para la ciudad. Esta ventaja le ha permitido ser elegido sobre el Canal El Pueblo que pasa más cerca a Ferrenafe.

Su relativa cercanía a la población y la posibilidad de un tratamiento que no exige procesos demasiado especiales que encarecerían la potabilización, de que sí costosa del agua, han sido también factores que ha determinado la elección del Canal Taymi.

#### REGIMEN DE AGUAS

##### Caudales del Canal Taymi

A continuación exponemos los caudales máximo y mínimo de cada mes,

durante los años 1963, 1964 y 1965, correspondientes al Canal Tayari. Son expuestos de acuerdo a datos proporcionados por la Dirección de Irrigación del Ministerio de Fomento y Obras Públicas.

CAUDALES EN M<sup>3</sup>/SEG. DEL CANAL TAYARI

Año 1963

<u>Meses</u>	<u>Máximo</u>	<u>Mínimo</u>	<u>Promedio</u>
Enero	5.269	1.340	2.344
Febrero	3.525	1.357	2.028
Marzo	25.206	3.806	13.281
Abril	30.885	5.781	13.383
Mayo	12.296	3.032	6.162
Junio	2.854	1.609	2.240
Julio	1.784	1.028	1.464
Agosto	1.646	0.926	1.159
Setiembre	1.213	0.926	1.055
Octubre	9.824	0.946	2.553
Noviembre	10.888	1.791	4.858
Diciembre	1.791	4.441	9.720

Año 1964

<u>Meses</u>	<u>Máximo</u>	<u>Mínimo</u>	<u>Promedio</u>
Enero	27.298	6.963	12.872
Febrero	23.462	7.954	14.924
Marzo	25.459	7.266	13.253
Abril	30.706	16.827	21.280



A ñ o 1964

<u>Meses</u>	<u>Máximo</u>	<u>Mínimo</u>	<u>Promedio</u>
Mayo	16.713	6.337	10.513
Junio	8.611	3.415	5.420
Julio	7.456	2.594	3.585
Agosto	9.034	1.503	3.790
Setiembre	5.226	2.081	3.555
Octubre	16.458	3.398	7.611
Noviembre	18.964	7.666	13.722
Diciembre	8.691	4.115	5.600

A ñ o 1965

<u>Meses</u>	<u>Máximo</u>	<u>Mínimo</u>	<u>Promedio</u>
Enero	13.961	4.069	6.565
Febrero	16.692	4.214	7.682
Marzo	50.945	5.727	19.564
Abril	38.624	14.116	22.222
Mayo	18.487	5.936	10.333
Junio	5.918	3.230	4.509
Julio	5.863	2.148	3.407
Agosto	2.732	1.465	1.927
Setiembre	6.326	1.374	2.906
Octubre	11.124	3.345	6.529
Noviembre	23.712	4.940	12.655
Diciembre	9.720	5.600	5.847

### Calidad del agua.- Características físicas y químicas

A continuación exponemos cuatro cuadros de análisis de las aguas del río Chancay correspondientes a los años 1955, 1956, 1957 y 1958; proporcionados por la Planta de Tratamiento de Agua Potable de la ciudad de Chiclayo. La Planta toma de las aguas del río Chancay para abastecer de agua potable a la ciudad de Chiclayo.

Se ha creído que estos datos son interesantes para ser tomados-- en cuenta en el estudio de las características y calidad del agua - del Canal Taymi, porque este canal es derivado del río Chancay y luego de esta derivación ninguno de los dos recibe afluentes que puedan alterar sus características y sus recorridos son por terrenos-- similares.

Sin embargo se hizo un análisis de las mismas aguas del canal Taymi, tomadas del punto donde se ubicará la toma, el día 10 de enero de 1963. Se efectuó también en la planta de tratamiento de Chiclayo. El resultado fué el siguiente:

Temperatura	23.5°C
Turbídes	300 ppm
Olor	vegetal
Color	tierra
Alcalinidad	160 ppm como CaCO <sub>3</sub>
Dureza	150 ppm " "
Cloruros	18 ppm
Ph	7.5
CO <sub>2</sub>	12 ppm
Hierro	0
Manganeso	0

ANÁLISIS DE LA AGUA DEL RÍO CHANCAY - VALORES MÁXIMOS (V. M<sub>o</sub>) VALOR ES MÍNIMO (V. M<sub>o</sub>)

Año	Temp. OC		Turbidez		Ulor		Color		Alcalinidad		Dureza		Cloruros		P H	
	V.M.	V.m.	V.M.	V.m.	V.M.	V.m.	V.M.	V.m.	V.M.	V.m.	V.M.	V.m.	V.M.	V.m.	V.M.	V.m.
Ene.	26.5	21.0	570	60	Vegetal	Inod	tierra	Claro	160	115	130	80	14.0	9.5	8.0	7.5
Feb.	28.0	25.0	900	30	Vegetal	Inod	tierra	Claro	176	157	153	75	19.0	12.0	8.0	7.5
Mar.	27.0	25.0	1600	45	Turboso	Inod	tierra	Claro	170	82	143	80	16.8	7.5	8.0	7.5
Abr.	26.5	24.5	1112	26	Herboso	Inod	tierra	Claro	144	80	130	74	15.0	12.0	7.5	7.2
May.	27.0	25.0	1015	63	Vegetal	Inod	tierra	Claro	176	132	165	105	16.1	6.8	8.0	7.5
Jun.	24.5	21.5	466	70	Vegetal	Inod	tierra	Claro	241	170	203	124	16.5	9.3	8.0	7.5
Jul.	23.5	21.0	75	25	Inod	Inod	Claro	Claro	245	140	193	106	17.0	11.0	8.0	8.0
Ago.	21.5	19.0	100	25	Inod	Inod	Claro	Claro	210	126	195	103	19.0	9.0	8.0	8.0
Sep.	23.5	20.5	6000	67	ferroso	Inod	tierra	Claro	237	150	169	104	19.1	9.7	8.0	7.8
Oct.	23.5	20.0	4500	100	ferroso	Inod	tierra	Claro	174	144	143	90	20.2	12.8	8.0	7.8
Nov.	23.5	21.0	1116	100	Vegetal	Inod	tierra	Claro	149	113	166	90	16.8	5.0	8.5	8.0
Dic.	25.0	20.3	175	90	Inod	Inod	Claro	Claro	160	98	130	90	16.0	5.6	8.0	8.0

ANÁLISIS DE LAS AGUAS DEL RÍO CHANCAY (V. mg.) VALORES MÁXIMOS (V. mg.)

Año	Temp. OC	Turbidez		Color		Color		Alcalinidad		Dureza		Cloruros		P	H	
		V. máx.	V. mín.	V. máx.	V. mín.	V. máx.	V. mín.	V. máx.	V. mín.	V. máx.	V. mín.	V. máx.	V. mín.			
1956																
Ene.	26.0	22.0	2194	55	Turboso	Inod	Tierra	Claro	158	122	141	92	16.2	5.0	8.0	7.9
Feb.	26.5	25.0	6440	200	Terrroso	Tierra	Tierra	Tierra	196	117	156	83	16.6	9.8	8.0	7.5
Mar.	24.5	22.0	1380	35	Terrroso	Inod	Tierra	Claro	177	133	153	104	16.9	10.5	8.0	7.8
Abr.	24.5	21.8	3749	45	Terrroso	Inod	Tierra	Claro	146	100	121	96	16.7	9.5	8.0	7.8
May.	24.7	22.5	990	47	Vegetal	Inod	Tierra	Claro	193	122	153	114	18.1	10.0	8.0	8.0
Jun.	24.0	21.5	140	28	Vegetal	Inod	Claro	Claro	199	149	152	123	18.4	11.0	8.0	7.8
Jul.	22.5	20.2	160	31	Vegetal	Inod	Claro	Claro	228	166	158	145	17.7	10.5	8.0	7.8
Ago.	24.0	20.0	3900	30	Terrroso	Inod	Tierra	Claro	204	161	167	127	17.5	13.0	8.0	7.5
Sep.	24.5	22.0	3794	140	terroso	Vegetal	Tierra	Tierra	207	138	202	124	15.7	12.5	8.0	7.8
Oct.	24.5	22.0	9882	155	Terrroso	Vegetal	Tierra	Tierra	201	84	190	72	18.0	10.0	8.0	7.8
Nov.	27.0	21.5	1435	70	Terrroso	Inod	Tierra	Claro	153	130	135	103	16.5	10.1	8.0	8.0
Dic.	26.5	23.0	1636	50	Terrroso	Inod	Tierra	Claro	174	138	148	119	16.5	12.3	8.0	8.0

ANÁLISIS DE LAS AGUAS DEL RÍO CUMICAY - VALORES MEDIDOS (V.M.) VALORES MEDIDOS (V.M.)

Año 1957	Temp. OC	Turbidez	Olor		Color		Alcalinidad		Dureza		Cloruros		P H	
			V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.		
Ene.	26.5	22.5	1870	55	terroso	tierra	Claro	176	107	155	90	19.1	10.0	8.0
Feb.	26.5	24.5	1766	103	terroso	tierra	Claro	145	103	127	91	16.5	11.2	8.0
Mar.	26.5	24.5	7083	515	terroso	tierra	tierra	140	121	133	95	17.5	10.0	8.0
Abr.	26.0	24.2	5400	746	terroso	tierra	tierra	162	125	143	100	17.3	11.3	8.0
May.	25.5	24.5	625	95	vegetal	tierra	Claro	170	124	168	123	19.5	9.0	7.4
Jun.	23.0	22.5	150	75	vegetal	Claro	Claro	197	133	174	135	15.5	10.0	7.8
Jul.	23.5	21.6	150	60	vegetal	Claro	Claro	205	166	184	141	19.0	12.6	7.6
Ago.	23.0	20.0	155	72	vegetal	Claro	Claro	200	147	180	130	18.0	13.0	7.6
Set.	22.0	20.6	148	67	vegetal	Claro	Claro	173	103	164	100	20.0	13.5	7.6
Oct.	24.0	21.3	1370	67	terroso	tierra	Claro	185	92	156	83	27.0	11.1	7.6
Nov.	25.5	21.7	837	100	Pescado	tierra	Claro	154	77	130	66	19.0	8.5	7.7
Dic.	25.5	23.0	252	40	terroso	tierra	Claro	140	75	130	66	14.5	7.5	7.6

ANALISIS DE LAS AGUAS DEL RIO CARMENA.- VALORES MEDIOS (V. M.) VALORES MINIMOS (V. M.)

Año	Temp. OC		Turbidez		Color		Alcalinidad		Pureza		Cloruros		P H			
	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.	V.M.		
1958																
Ene.	26.0	24.5	541	67	torroso	lind	tierra	claro	141	95	135	92	21.0	8.6	7.7	7.4
Feb.	27.0	24.8	435	55	torroso	lind	tierra	claro	272	108	170	111	19.5	12.8	7.7	7.6
Mar	26.5	25.2	673	186	torroso	toroso	tierra	tierra	185	109	144	100	17.5	10.2	7.7	7.3
Abr.	25.5	23.5	800	210	torroso	vegetal	tierra	tierra	185	150	149	133	19.0	13.0	7.8	7.7
May.	24.9	21.6	843	75	vegetal	lind	tierra	claro	157	110	139	108	17.5	12.0	7.8	7.8
Jun.	24.5	21.0	560	35	vegetal	lind	tierra	claro	184	133	180	140	20.5	13.5	8.3	7.7
Jul	22.5	20.5	129	30	lind	lind	claro	claro	189	135	183	131	21.2	17.5	8.2	7.8
Ago.	22.2	21.0	400	25	vegetal	lind	tierra	claro	171	130	186	129	21.0	15.5	8.5	7.8
Set.	22.5	21.5	676	25	torroso	lind	tierra	claro	150	120	139	110	20.0	13.0	8.1	7.7
Oct.	27.8	21.1	2950	120	torroso	lind	tierra	claro	145	80	157	89	19.5	11.0	8.1	8.0
Nov.	24.5	21.2	656	45	torroso	lind	tierra	claro	133	85	190	90	16.9	11.5	8.5	8.0
Dic.	24.5	24.5	300	45	vegetal	lind	tierra	claro	132	86	178	90	16.5	12.0	8.1	8.0

Según los análisis expuestos podemos decir que se trata de un agua ligeramente dura, alcanzando un máximo de 200 ppm como  $\text{CaCO}_3$  ya que se considera que un agua moderada puede alcanzar de 50 a 150 ppm. Como la alcalinidad es mas alta que la dureza, esta es carbonatada.

La turbidez sí es alta, pudiendo clasificarse como de un agua de gran turbidez en ciertas épocas, ya que alcanza máximos de 8,000 a 10,000 ppm, siendo muy fácil que llegue de 3,000 a 4,000 ppm, aunque también por épocas alcanza valores bajos como de 25 a 30 ppm.

En su mayor parte es atribuible esta turbidez a arenas muy finas, arcillas y limos y también en menor proporción a sustancias resultantes de la descomposición de plantas, ya que se aprecia en el agua -- cierto olor vegetal y así mismo la presencia de pequeñas cantidades de cloruros y de bióxido de carbono que son algunos resultantes del proceso que sufre la materia orgánica. El color terroso que aveces-- presenta con intensidad es debido a la alta turbidez.

De estas apreciaciones podemos concluir que el tratamiento que se dará al agua cruda estará encaminado básicamente a quitarle la turbidez. Así mismo a la eliminación del bióxido de carbono que aunque se encuentra en pequeña cantidad y su relación con la presencia de-- alcalinidad es muy pequeña, puede en algunos casos ser algo corrosiva. Es por esta baja relación de  $\text{CO}_2$  a alcalinidad que el ph del agua está generalmente entre 7 y 8.

Pero como este  $\text{CO}_2$  lo podemos neutralizar con cal que a la vez se usará para precipitar las sales que nos están produciendo algo de dureza es que se ha considerado este proceso, en lugar de proceder a escoger algún tipo de aereación preliminar. El incremento de cal va a subir un poco el Ph a 8.5 o 9 que es más favorable para las preci-

pitaciones de los carbonatos de calcio y magnesio.

En cuanto a la remoción de la turbidez, por el tipo de ésta, se hace necesario una coagulación seguida de sedimentación para lograr el asentamiento de los flóculos y, para lograr características de buena calidad en el agua tratada se procederá a la filtración seguida de desinfección.

Procesos de tratamiento, tipo de planta, soluciones consideradas, solución propuesta.-

Los procesos de tratamiento a efectuarse estarán encaminados a:

- eliminación del bióxido de carbono
- ablandamiento (eventual)
- eliminación de turbidez
- desinfección,

y son los siguientes:

- a) Adición de cal o un álcali, puede ser  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  o  $\text{NaOH}$
- b) Coagulación
- c) Sedimentación
- d) Filtración
- e) Desinfección.

La forma de llevar a cabo estos procesos conduce a algunas alternativas que las consideraremos:

-Uso de filtros lentos

Si tomamos como base que a los filtros irá un agua que ha sido--



bien coagulada y sedimentada y por lo tanto con una turbidez que no pase de las 20 ppm podemos pensar que técnicamente un filtro lento nos dará un agua de buena calidad. En cuanto al lavado de este filtro presenta la ventaja de que es sólo superficial y por eliminación de una capa muy delgada del filtro que una vez lavada será repuesta, además de realizarse con frecuencias dilatadas de algunas semanas. Sin embargo su baja capacidad para tratar caudales altos por unidad de superficie filtrante, capacidad que puede llegar a ser 30 veces menor que en un filtro rápido, nos lleva a diseñar estructuras sumamente amplias, a la vez que utilizar mayores áreas. Además la alta turbidez que puede alcanzar el agua cruda, y de no lograrse la coagulación y sedimentación de acuerdo a las expectativas expresadas, causaría la baja de efectividad de este filtro.

#### -Uso de filtros rápidos

La mayor granulometría que ha sido empleada en estos filtros permite que se adapte a una mayor variación en la turbidez del agua a ser filtrada, así como una alta capacidad para tratar elevados caudales por unidad de superficie, sin desmedro de la calidad esperada en el efluente. El lavado de estos filtros sí representa mayores dificultades porque se debe efectuar en toda la masa filtrante y en forma muy rápida debido a que estos lavados se realizan con mucha mayor frecuencia que en los filtros lentos (30 horas aproximadamente); además de necesitar para esta operación de lavado un alto caudal de agua tratada a la presión adecuada. Sin embargo con el desarrollo de la técnica de lavado es posible salvar todas estas difi-

cultades que nos permita el uso de estos filtros para tratar aguas de la calidad que tenemos.

### Proyecto propuesto

De acuerdo a todo lo expuesto, nuestro proyecto comprende:

- 1.- Instalaciones de captación y aducción
- 2.- Planta de filtros rápidos.

La captación se hará del canal de regadío Taymi, en el punto indicado en los planos, y la aducción a la planta de tratamiento será una línea de tubería de aproximadamente 5 km de longitud.

### INSTALACIONES DE CAPTACION Y ADUCCION

#### Diseño de la captación

En los planos correspondientes a la captación, se muestran las características necesarias del Canal Taymi en el punto que se ha escogido para ubicar la toma. De la zona mencionada parten también dos canales de regadío que toman sus aguas del mismo canal.

Se ha escogido dicho punto por ser el más cercano a Ferrelafe y tener acceso mediante un camino fácilmente carrozable. Así mismo presenta aquí el canal un barraje de estabilidad segura que aunque no está bien diseñado nos fija un tirante de agua mínimo de 1.20 m., teniendo una compuerta que permite la limpieza de sedimentos acumulados. Según el diseño de secciones del canal Taymi que tiene la Dirección de Irrigaciones del Ministerio de Fomento y O.P., el tirante máximo en el punto escogido es de 3.15 m. correspondiente a un gasto de 48 m<sup>3</sup>, lo cual se cumple aceptablemente, ya que el máximo-

caudal registrado hasta diciembre de 1965 por la misma Dirección es de 51 m<sup>3</sup>. Tenemos así que los tirantes máximo y mínimo son respectivamente 3.15 m. y 1.20 m.

Se ha creído conveniente tener dos entradas de agua a la cámara--de captación a distintos niveles porque se ha considerado que en épocas de avenidas habrá más sedimentación y las aguas más profundas serán de gran turbidez, pudiendo inclusive obstruirse la entrada más-baja. Se ha diseñado entonces una entrada a 0.70 m. del fondo y otra a 1.70 m.

La captación consta de tres compartimientos: cámara húmeda, cámara seca y caseta de comando. Se controlará el ingreso de agua a la captación directamente sobre las entradas a la cámara húmeda mediante dos compuertas, pudiendo así secarse la cámara húmeda para reparación o cambio de la canastilla de ingreso a la aducción, que parte--de esta cámara, cerrando dichas compuertas y abriendo la válvula de desagüe de la cámara húmeda. La cámara seca aloja esta válvula de desagüe. La canastilla estará a 0.30 m. del piso, lo que permite formar un colchón de agua que contrarreste la acción de la caída del agua en la cámara.

La tubería de desagüe va a uno de los canales de regadío que nacen también del canal Taymi.

Tanto la cámara húmeda como la seca tendrán ventilación de 4".

Se ha ubicado la caseta de comando encima de las dos cámaras, considerando que el tirante de agua en la cámara húmeda, puede subir por algún motivo, conjuntamente con el tirante del canal; si esto ocurre queda así libre de inundación los mecanismos de accionamiento de las

compuertas. Se ha creído esto mas conveniente por seguridad, que colocar un rebose en la cámara húmeda y bajar los mecanismos mencionados. Por la caseta de comando es también el acceso a las cámaras húmeda y seca mediante dos ingresos en el piso que llevarán tapas de buzón y escalines. Esta caseta tendrá una puerta de entrada y venta-

### DISEÑO DE LA ADUCCION

La distancia existente entre el punto de captación y la planta de filtración es de 5 kilómetros aproximadamente, distancia que por ser de consideración se ha creído conveniente tener presente y estudiar las siguientes cuestiones en la conducción del agua bruta.

- 1° Conducción en tubería
- 2° Conducción en conducto abierto
- 3° Línea recta entre captación y planta
- 4° Línea al costado del camino existente

Se ha escogido proyectar una línea de conducción por tubería debido a que la zona que hay que atravesar es como toda la provincia, eminentemente agrícola, por lo que se hace necesario asegurar el caudal de agua a través de los 5 kilómetros. Además no se considera que el caudal de 100 litros/segundo sea capaz de diluir y dejar sin efectos las posibles contaminaciones en un canal abierto lo que puede ser perjudicial para el tratamiento. La tubería que va enterrada nos proporciona en todo caso mas seguridad a cualquier agente exterior que pueda afectar el agua o la estructura.

Se ha escogido también proyectar la línea al costado del camino existente ya que sólo representa un exceso de longitud de 150 mts.

Se se tratara de llevar la línea en forma recta habría que atravesar terrenos de cultivo de propiedad privada costosos para tratar de expropiar.

Seguir la ruta del camino no representa excesos de cambio de dirección que puedan perjudicar el funcionamiento hidráulico de la línea. Esta solución nos facilita por supuesto el mantenimiento y reparaciones de la línea por su fácil acceso.

### Diseño

Hallaremos el nivel de agua en la caja de llegada en la planta:

Cota terreno	39.00
Altura de agua en floculador	1.00
Altura de agua en caja de llegada	1.50
Pérdidas de carga aproximadas en el floculador, canal de mezcla y caja de llegada.	<u>0.50</u>
Nivel de agua en la llegada.	42.00

El nivel mínimo en la captación es 62.62 m.

Por lo tanto la pérdida de carga disponible es de

$$62.62 - 42.00 = 20.62 \text{ mts}$$

Nos dá una gradiente de:

$$\frac{20.62}{5.050} = 4.1 \text{ mt/km.}$$

Si usamos tubería de concreto y entramos al nomograma de la fórmula Hazen-Willians con:

Q = 100 lts/seg.

C = 120

Nos dá un diámetro entre 12" y 14".

Haciendo una combinación en la línea con estos dos diámetros, de tal forma que la pérdida de carga sea siempre de 20.62 mts. tenemos:

4,200 mts. de 14"

850 mts. de 12"

Si usamos tubería de asbesto cemento, nos dá también entre 12" y 14" de diámetro, y combinándolos:

2,000 mts. de 14"

3,050 mts. de 12"

Si hacemos una comparación de precios resulta

Tubería de concreto para 50 lbs/pulg<sup>2</sup>

DE	Ml.	Costo unitario	Costo total
14"	4,200	S/. 222.00	934,000.00
12"	850	180.00	<u>153,000.00</u>
			1'087,000.00

Tubería asbesto cemento para 105 lbs/pulg<sup>2</sup> (No se fabrica tubería de Asbesto-cemento de 12" para menor presión).

14"	2,000	496	990,000.00
12"	3,050	374	<u>1'140,000.00</u>
			S/. 2'130,000.00

Hos dá una diferencia de

$$2'130,000 - 1'087,000 = S/.1'043,000$$

Osea una diferencia por metro lineal de:

$$\underline{1'043,000} = S/.205 \quad \text{a favor de la tubería de concreto.}$$

<sup>5,050</sup>  
Este valor es más de lo que representa la mayor facilidad y el menor costo de instalación de la tubería de asbesto cemento.

Por lo tanto en estas condiciones deberá instalarse tubería de concreto reforzado.

Se ha visto también la posibilidad de instalar en una primera in versión una línea de 12" de diámetro y en una segunda etapa futura otra línea de 8". De este modo tendríamos en primera etapa 75 lts/seg. y en segunda etapa 26 lts/seg.

De esta forma el ahorro entre las dos posibilidades de inversión será:

1a. inversión por metro (Tub. de 14" y 12").	S/. 216
2a. inversión por metro (Tub. de 12" sólo)	<u>188</u>
Ahorro	S/.28

Que con el ahorro en excavación y tendido puede llegar a S/.50.

En 20 años este capital significa

$$C = 50 (1 + 0.05)^{20}$$

$$C = S/.125.00$$

Que solo representa un poco mas del costo actual de la tubería-

de 8" que es de S/.115.00. Habría que añadir que la tubería tiene que subir de precio y que hay que excavar nuevas zanjas.

Se podría decir que en 15 años se va formando capital para una inversión con la explotación del servicio pero no se puede contar con datos suficientes para hacer estas suposiciones por lo que se ha decidido que la mejor solución sería instalar la línea para los 100 litros por segundo, de una vez.

Como es preferible que la línea trabaje a tubo lleno y la demanda es sólo la mitad de la capacidad de la línea, el sobrante que llega a la planta será vertido en un canal que también nace del Taymi y pasa cerca a la planta, para que no se pierda este caudal necesario para riego.

Ahora bien, si instalamos toda la aducción con tubería de 14", nos representa un mayor gasto de:

$$(222 - 180) \times 50 = S/.35,600.$$

Pero nos permite subir nuestro perfil piezométrico de la planta en 2 metros, que si bien es cierto nos obliga a construir un apoyo especial para el floculador, nos representa una economía en el bombeo de:

$$\frac{100 \text{ lts/seg.} \times 2 \text{ mts.}}{75 \times 0.75} = 3.5 \text{ HP.}$$

$$75 \times 0.75$$

También nos ahorra 2 mts. de profundidad en la excavación en terreno con agua facilitando la construcción - y - el desagüe de la planta.



## PLANTA DE FILTROS RAPIDOS

### Características Generales de la Planta

El proyecto completo de la planta de tratamiento de agua potable para Ferreñafe contempla, como ya se ha determinado, una capacidad máxima de tratamiento de 100 litros por segundo, capaz de abastecer una población de 30,000 habitantes para Ferreñafe, que según el censo del año 1961 tenía 12,158.

Comprende el proyecto el diseño de toma y conducción del agua cruda hacia la planta, el diseño de la planta y un programa de ejecución de las estructuras, tendiente a una realización progresiva de las mismas, de acuerdo a las necesidades de la población. Consideraciones económicas, solamente se ha tenido en cuenta el criterio de tratar de buscar siempre el menor costo sin llegar a un punto que signifique deficiencia en el tratamiento o diseños que indirectamente van a influir negativamente en la calidad potable del agua. Parece que esto está de acuerdo con las capacidades económicas tanto de la población como de los organismos que en su turno deban financiar estas obras.

La topografía completamente plana de la zona, con la existencia de una napa freática alta ( A 2.00 mt. de la superficie mas oncos) y el bombeo obligado de la producción de la planta al reservorio elevado de la ciudad han conducido a fijar una línea piezométrica de la planta en un nivel alto con respecto al nivel del terreno, hasta donde nos permitía la conducción económica del agua cruda desde la toma

Como se puede apreciar en los planos, el nivel del agua en la cámara de llegada es 44.00 mts, el del terreno es 39.00 mt.

Si bien esto nos obliga a hacer una estructura de apoyo especial para el floculador, nos evita profundizarnos 3 mts. por debajo del nivel del terreno con las estructuras de los decantadores, filtros y galerías, las cuales en conjunto suman un área de mas de 1000 m2. y por consiguiente se evita la construcción de cimentaciones y diseños especiales en estas obras debido a las características del subsuelo.

De otro lado si no se elevara los niveles, el fondo de la cisterna de agua tratada, quedaría por lo menos a 5.00 mt. por debajo de la superficie, si pensamos en darle un tirante de menos de 2.00 mt. al agua en la cisterna citada.

Así mismo esta disposición nos ahorra una altura de bombeo de 2.00 mts. hasta el reservorio elevado de regulación de la ciudad, lo que significa un ahorro permanente de energía.

El proyecto de la planta comprende las siguientes instalaciones y estructuras: una cámara de llegada, un canal para la mezcla mediante resalto hidráulico, un floculador de canales con flujo horizontal, 4 sedimentadores, 6 unidades de filtros rápidos, una galería de maniobra de los filtros y un edificio dónde se han ubicado las instalaciones para la adición de coagulantes y su almacenamiento, la sala de desinfección, así como también el laboratorio para análisis del agua y oficinas.

Se ha tratado de dar al conjunto una compacticidad que permita una accesibilidad y un manejo fácil de las instalaciones, así como mas efectividad en el control de las mismas.

También se han diseñado las unidades de sedimentación y de filtración de forma que se puedan ir construyendo progresivamente.

Las estructuras han sido concebidas en base a las siguientes consideraciones:

Un canal para realizar la mezcla mediante un resalto hidráulico, con una cámara que le dé la carga suficiente y que viene a ser la cámara de llegada. Bien, estas estructuras servirán desde el caudal inicial hasta el caudal máximo, debido a que estos cambios de caudal influyen sólo en el tirante de agua en el canal, en el tamaño de la abertura de entrada al canal que es regulable y en la ubicación del punto donde se producirá el resalto, y que ha sido previsto.

Este canal termina en el floculador, el cual ha sido diseñado también para servir desde el actual caudal hasta el máximo, pues la variación del tirante es de 1.00 mt. con el máximo a 0.60 mt. con el 50% del máximo, que es el de las necesidades actuales, considerándose que se pueden aceptar estos tirantes, no justificándose el diseño de dos floculadores para conservar un tirante de 1.00 mt.

Así mismo la variación de velocidad es muy pequeña la que puede ser aceptada.

La sedimentación ha sido distribuída en 4 tanques de 447 m<sup>3</sup> cada uno capaces de retener 5 horas en caudal de 25 l/s. que corres-

ponde a  $1/4$  de la capacidad máxima de la planta.

Se ha hecho esta distribución en base a que en una primera etapa deben construirse 2 tanques como mínimo, que alcanzarían a servir hasta que Ferrenafe tenga 15,000 habitantes.

Sólo cuando un tanque deba ser limpiado y salga fuera de servicio, tenemos que el tiempo de retención disminuye a  $2\ 1/2$  horas esta baja de eficiencia es aceptable si se tiene en cuenta que sólo se presenta durante el tiempo de limpieza de un tanque por lo que debe fijarse en base a experiencia una frecuencia de limpiezas que permita una rápida remoción de lodos.

Queda la posibilidad de construir tres tanques con lo que el tiempo de retención se convierte en  $7\ 1/2$  horas y con un tanque--fuera de servicio el tiempo de retención sería de 5 horas.

Esta posibilidad debe ser vista después de comprobar su necesaria ejecución, pues es un gasto inmediato que debe evitarse en lo posible.

Tres tanques ya alcanzan a servir a 22,500 habitantes con 75 l/s. y cinco horas de retención. Con un tanque fuera de servicio el tiempo de retención es de  $3\ 1/3$  horas.

Cuando se pase de esta población, se puede proceder a construir el cuarto tanque que puede servir a 30,000 habitantes con 100 l/s. y cinco horas de retención. Con un tanque fuera de servicio el -- tiempo de retención es de 3 3/4 hora.

Cada sedimentador tiene descargas independientes, controladas me diante compuertas, hacia un canal general que distribuye a cada uno de los seis filtros.

Esto permite, como se puede apreciar en los planos respectivos, trabajar cualquier sedimentador con cualquier filtro.

La filtración rápida ha sido distribuída en seis unidades fil-- trantes, debiendo construirse en la primera etapa tres, que alcan-- san a abastecer a 15,000 habitantes con 50 l/s.

Se ha dispuesto así para que la rata de filtración se incremen-- te en un 50% y no en un 100% cuando un filtro está siendo lavado o sale fuera de servicio, que sería en el caso de que la mitad del área filtrante estuviera dividida sólo en dos unidades.

Con cada incremento de 5,000 habitantes se puede ir construyendo una unidad de filtración.

Como se ve los incrementos de unidades de sedimentación pueden-- no ir aparejados con el de las unidades de filtración, sino que-- cada uno de acuerdo a las necesidades reales, lo cual el proyecto lo permite.

## INSTALACIONES DE TRATAMIENTO PRIMARIO

### Diseño del Canal de Mezcla

Para efectuar la mezcla de los reactivos químicos con el agua bruta en la primera fase del tratamiento químico, se ha seleccionado-- construir un canal de sección rectangular abierto en el cual se hará producir un resalto hidráulico que provocará la turbulencia necesaria para una mezcla eficaz.

El canal después del resalto se dirige hacia los tanques de floculación para la segunda fase del tratamiento químico.

En el primer tramo de canal, habrá una velocidad variable de -- 3.30 mts/seg. en la entrada a 2.70 mts/seg. en el momento de entrar en el resalto. La adición de los reactivos se hará en el punto de velocidad 3.30 mts/seg.

En el segundo tramo de canal habrá una velocidad de 1.00 mt/seg.

Con las velocidades mencionadas se puede considerar que el proceso de mezcla se produce en todo el canal, ya que se recomienda -- que estas velocidades no bajen de 1.00 mt/seg. Las velocidades antes del resalto hidráulico y el resalto mismo aseguran una buena mezcla.

Para el diseño de este canal comenzaremos por hallar el tirante crítico conque fluiría el caudal de agua a tratar.

Nos fijamos un ancho de canal = 0.25 mt.

$$\text{Tirante crítico} = D_c = \left( \frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$$

$q$  = Gasto por unidad de ancho

$g$  = Gravedad

Nuestro caudal a tratar es = 0.100 m<sup>3</sup>/segundo

$$D_c = \left[ \frac{\left( \frac{0.1}{0.25} \right)^2}{9.8} \right]^{1/3}$$

$$D_c = 0.254 \text{ mt.}$$

Por lo tanto, el tirante en el canal después del resalto será mayor que  $D_c = 0.254$  mt.

Este tirante lo hallamos a base de que la velocidad mínima en la mezcla la fijamos en 1.00 mt/seg.

$$Q = Av$$

$$0.100 = A \times 1$$

$$A = 0.10 \text{ m}^2$$

$$A = D_2 b$$

$D_2$  = tirante después del resalto

$b$  = ancho del canal

$$0.10 = D_2 \times 0.25$$

$$D_2 = 0.40 \text{ mt.}$$

$$D_2 > D_c$$

Para visualizar los diferentes tirantes que puede asumir el cau-

del a tratar, graficaremos la curva de la energía específica. - esta es:

$$H_e = D + \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

$H_e$  = energía específica

$D$  = tirante

$v$  = velocidad

En un canal rectangular

$$Q = bD v \quad (2)$$

Si hacemos

$$\frac{Q}{b} = \text{gasto por unidad de ancho} = q$$

Reemplazando en (2)

$$v = \frac{q}{D}$$

Sustituyendo en (1)

$$H_e = D + \frac{q^2}{2g D^2}$$

Esta es la ecuación que graficaremos (ver figura N°1 )

Tabla de valores para graficar



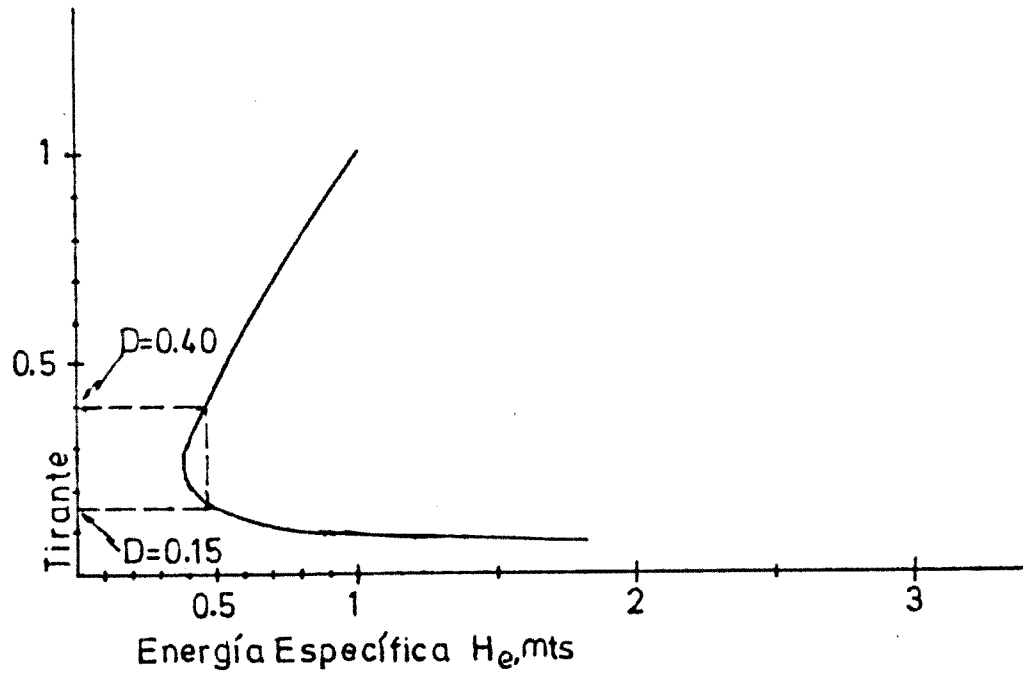


Fig N° 1

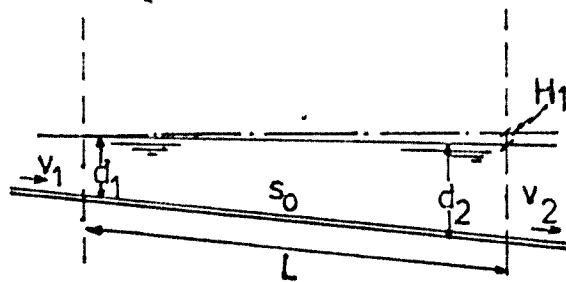


Fig N° 2

D	He
0.05	3.41
0.1	0.94
0.2	0.41
0.3	0.39
0.4	0.45
0.5	0.53
1	1.008

En la curva se encuentra que el tirante conjugado del tirante  $D_2 = 0.40$ , permitirá un resalto mas o menos apreciable.

Este tirante conjugado lo calcularemos con la fórmula

$$D_1 = -\frac{D_2}{2} + \left( \frac{2v_2^2 D_2}{g} + \frac{D_2^2}{4} \right)^{1/2}$$

$D_1$  = tirante antes del resalto

$D_2$  = tirante después del resalto

$v_2$  = velocidad después del resalto

$$D_1 = -\frac{0.40}{2} + \left( \frac{2 \times 1^2 \times 0.40}{9.8} + \frac{0.40^2}{4} \right)^{1/2}$$

$$D_1 = 0.148 \text{ mts.}$$

Por lo tanto si hacemos ingresar el caudal en el canal con un tirante inferior a  $D_1 = 0.148$  mt., éste irá creciendo hasta alcanzar el valor  $0.148$  mt., punto en el cual tomará bruscamente el tirante-

de su conjugada superior que es 0.40 mt., siempre que la pendiente del canal permita que el tirante normal del caudal en él sea 0.40-mt.

Luego calcularemos esta pendiente con los datos

$$V = 1.00 \text{ mt./segundo}$$

$$R = \frac{\text{Area}}{\text{perímetro}}$$

$$R = \frac{0.40 \times 0.25}{2 \times 0.40 + 0.25}$$

$$R = 0.095 \text{ y}$$

$$N = 0.012$$

El valor de este coeficiente para ser usado en las fórmulas de Kutter ó Manning ha sido tomado de la tabla de Horton, para superficies de mortero de cemento de calidad buena.

Con estos valores y la fórmula de Manning:

$$S = \frac{V^2 N^2}{R^{4/3}}$$

$$S = \text{Pendiente}$$

$$S = \frac{1^2 \times 0.012^2}{0.095^{4/3}}$$

$$S = 0.0033$$

Haremos ingresar el caudal con un tirante de 0.12 mt. < 0.148 mt.- por medio de una compuerta que se instalará en la cámara de llegada de agua bruta.

Para que el gasto por la compuerta sea el requerido de 0.100 m<sup>3</sup>/

seg., calcularemos la altura de agua por encima del orificio de entrada que deberá haber en la cámara de llegada.

$$Q = C_a (2g h)^{1/2} \quad (1)$$

$C = 0.61$  el coeficiente  $C$  es escogido de la tabla N° 26 del Manual de Hidráulica de King y corresponde al tipo de compuerta escogido.

$$a = 0.12 \times 0.25$$

$$Q = 0.100 \text{ m}^3/\text{segundo}$$

Sustituyendo valores en (1)

$$0.100 = 0.61 \times 0.12 \times 0.25 (19.6 \times h)^{1/2}$$

$$h = 1.52 \text{ mt.}$$

Cálculo de la distancia desde la compuerta al punto en que se producirá el resalto. (ver figura N°2 )

$L =$  Longitud del tramo

$S_0 =$  Pendiente del fondo del canal

$H_1 =$  Pérdida de carga en el tramo

$$S = \frac{H_1}{L}$$

$L$

$V_1 =$  Velocidad en la compuerta

$V_2 =$  Velocidad antes de resalto

$d_1$  = Profundidad en la compuerta

$d_2$  = Profundidad antes de resalto

Por el teorema de Bernoulli

$$\frac{V_1^2}{2g} + d_1 + S_0L = \frac{V_2^2}{2g} + d_2 + H_1$$

Pero  $H_1 = S_0L$

Reemplazando y despejando L

$$L = \frac{\frac{V_2^2}{2g} + d_2 - \frac{V_1^2}{2g} - d_1}{S_0 - S} \quad (1)$$

$$V_1 = \frac{0.1}{0.12 \times 0.25} = 3.33 \text{ mt/seg.}$$

$$V_2 = \frac{0.1}{0.148 \times 0.25} = 2.70 \text{ mt/seg.}$$

Como la diferencia de velocidades es de un 20% podemos calcular la distancia en un solo tramo.

Calcularemos la  $\text{gradiente } S$  promediando velocidades y radios hidráulicos.

$$r_1 = \frac{0.12 \times 0.25}{2 \times 0.12 + 0.25} = 0.061$$

$$r_2 = \frac{0.148 \times 0.25}{2 \times 0.148 + 0.25} = 0.068$$

$$\frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{0.061 + 0.068}{2} = 0.0645$$

$$\frac{v_1 + v_2}{2} = \frac{3.33 + 2.70}{2} = 3.015$$

Según ecuación de Manning.

$$S = \frac{v^2 n^2}{R^{4/3}}$$

En este caso

$$v = \frac{v_1 + v_2}{2} = 3.015$$

$$R = \frac{r_1 + r_2}{2} = 0.0645$$

$$n = 0.012$$

$$S = \frac{3.015^2 \times 0.012^2}{0.0645^{4/3}}$$

$$S = 0.05$$

Reemplazando en (1)

$$L = \frac{\frac{2.70^2}{19.6} + 0.148 - \frac{3.33^2}{19.6} - 0.120}{0.0033 - 0.05}$$

$$L = 3.55 \text{ mt.}$$

**Características hidráulicas cuando el caudal a tratar sea 1/2 del considerado**

Caudal considerado = 0.100 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal a considerar = 0.050 m<sup>3</sup>/seg.

Como sería extender demasiado, sólo se expone los resultados:

**Velocidades antes del resalto**

$V_{\text{máx}} = 3.33 \text{ mt/seg.}$

$V_{\text{min}} = 2.00 \text{ mt/seg.}$

**Velocidad después del resalto**

$V = 0.84 \text{ mt/seg.}$

Tirante antes del resalto: 0.10 mt.

Tirante después del resalto: 0.23 mt.

Tirante de entrada al canal: 0.06 mt.

Distancia entre entrada al canal y

punto de resalto : 5.90 mt.

**DISEÑO DEL TANQUE FLOCULADOR**

**Características asumidas**

Tiempo de floculación = 20 minutos

Velocidad inicial = 0.45 mt/segundo

Velocidad final = 0.15 mt/segundo

Se puede considerar que el tiempo escogido es mas bien corto y que las velocidades son relativamente, un poco altas.

Los factores principales que han influido en estas determinaciones son:

- a) Alcalinidad mas bien alta
- b) Turbidez alta
- c) Clima caluroso y templado

Volumen de agua a flocular = 0.100 m<sup>3</sup>/segundo

Tipo de floculador: Tanque con pantallas deflectoras con flujo horizontal

Tirante de agua en el floculador: 1.00 mt.

Ancho interior del tanque floculador: 8.00 mt.

#### Diseño:

Velocidad promedio

$$\frac{0.45 + 0.15}{2} = 0.30 \text{ mt/seg.}$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud total de canales} &= \text{velocidad promedio} \times \text{tiempo} \\ &= 0.30 \text{ m/seg.} \times 1200 \text{ seg.} \\ &= 360 \text{ mts.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volumen tratado en 20 minutos} &\frac{1}{2} 0.1 \text{ m}^3/\text{seg.} \times 1200 \text{ seg.} \\ &= 120 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Area mojada promedio} = \frac{120 \text{ m}^3}{360 \text{ m}} = 0.333 \text{ m}^2$$



$$\begin{aligned} \text{Separación promedio entre pantallas} &= \frac{\text{Area mojada promedio}}{\text{tirante de agua}} \\ &= \frac{0.333}{1.00} = 0.333 \text{ mt.} \end{aligned}$$

$$\text{Separación inicial} = 0.333 \times \frac{0.30}{0.45} = 0.22 \text{ mt.}$$

$$\text{Separación final} = 0.333 \times \frac{0.30}{0.15} = 0.66 \text{ mt.}$$

$$\text{Se adoptará como separación inicial} = 0.20 \text{ mt}$$

$$\text{Y como separación final} = 0.65 \text{ mt}$$

Por tanto se volverá a calcular velocidades y longitudes

$$\text{Velocidad inicial} = \frac{0.1}{0.20 \times 1} = 0.50 \text{ mt/seg.}$$

$$\text{Velocidad final} = \frac{0.1}{0.65 \times 1} = 0.154 \text{ mt/seg.}$$

$$\begin{aligned} \text{Velocidad promedio} &= \frac{0.50 + 0.154}{2} \\ &= 0.327 \text{ mt/seg.} \end{aligned}$$

Longitud total de canales

$$0.327 \times 20' \times 60 = 392 \text{ mt}$$

Volumen tratado en 20 minutos

$$0.1 \times 1200 = 120 \text{ m}^3$$

$$\text{Area mojada promedio} = \frac{120 \text{ m}^3}{392 \text{ m}^2} = 0.306 \text{ mt}^2$$

$$\text{Separación promedio entre pantallas} = \frac{0.306 \text{ mt}^2}{1.00 \text{ mt.}} = 0.306 \text{ mt.}$$

Separación inicial entre pantallas =

$$0.306 \times \frac{0.327}{0.50} = 0.20 \text{ mt.}$$

Separación final entre pantallas

$$0.306 \times \frac{0.327}{0.154} = 0.65 \text{ mt.}$$

Longitud efectiva del primer canal = (ver figura N° )

$$8 - 2 \times 0.20 \times 1.5 + \pi \left( \frac{0.20}{2} + \frac{0.10}{2} \right) = 7.87 \text{ mt.}$$

Longitud efectiva del último canal =

$$8 - 2 \times 0.65 \times 1.5 + \pi \left( \frac{0.65}{2} + \frac{0.10}{2} \right) = 7.23 \text{ mt.}$$

Longitud efectiva promedio =

$$\frac{7.87 + 7.23}{2} = 7.55$$

Número de canales = Longitud total de canales

$$\begin{aligned} & \text{Longitud efectiva promedio - por - canal} \\ & = \frac{392 \text{ mt.}}{7.55 \text{ m.}} \\ & = 52 \text{ canales.} \end{aligned}$$

### Ancho de los canales

Hemos fijado los anchos de los canales a la entrada y a la salida del tanque floculador, faltando ahora distribuir los 52 canales de acuerdo a los anchos que hemos pensado adoptar para cada grupo de canales. Los anchos son los siguientes:

1er grupo	0.20 mt.
2do grupo	0.30 mt.
3er grupo	0.40 mt.
4to grupo	0.50 mt.
5to grupo	0.65 mt.

De acuerdo al ancho promedio de los canales que es 0.306 mt., debemos tener una suma de anchos de

$$0.306 \times 52 = 15.90 \text{ mt.}$$

Después de varios tanteos, se ha distribuido de la siguiente forma:

<u>Número de canales</u>	<u>Ancho de canal</u>	<u>Suma de anchos</u>
20	0.20 mt.	4.00 mt.
20	0.30	6.00
4	0.40	1.60
4	0.50	2.00
4	0.65	<u>2.60</u>
Total suma de anchos:		16.20 mt.

Que nos da un ancho promedio de 0.31 mt.

Comprobación de tiempo de floculación y velocidad promedio

	<u>Longitud efectiva por canal</u>	<u>N° de canales</u>	<u>Longitud efectiva total</u>	<u>Velocidad</u>	<u>Tiempo de pasaje</u>
1er Grupo	7.87 mt	20	157.40 mt.	0.50 mt/ seg.	314 seg.
2° Grupo	7.73	20	154.60	0.33	468
3er Grupo	7.58	4	30.32	0.25	121
4° Grupo	7.44	4	29.76	0.20	148
5° Grupo	<u>7.23</u>	<u>4</u>	<u>28.92</u>	<u>0.15</u>	<u>192</u>
		52	401.00 mt.		1243 seg.

Velocidad promedio de la floculación =  $\frac{401}{1243} = 0.323$  mt/seg.

Tiempo total de floculación = 20.7 minutos.

Características hidráulicas del floculador cuando el caudal a tratar sea 1/2 del considerado

Caudal considerado = 0.100 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal a considerar = 0.050 m<sup>3</sup>/seg.

Hallaremos primero la gradiente promedio S para los 0.100 m<sup>3</sup>/seg., y que será la pendiente promedio del tanque floculador.

Velocidad promedio para 0.100 m<sup>3</sup>/seg. = 0.323 mt/seg.

Ancho promedio de los canales = 0.31

Tirante del caudal 0.100 m<sup>3</sup>/seg. = 1.00

De acuerdo a la fórmula de Manning:

$$S = \frac{v^2 N^2}{R^{4/3}}$$

$$R = \frac{\text{Area}}{\text{Perímetro}} = \frac{0.31 \times 1.00}{2 \times 1.00 + 0.31} = 0.134$$

Luego,

$$S = \frac{0.323^2 \times 0.012^2}{0.134^{4/3}}$$

$$S = 0.000217$$

Como esta  $S$  será la misma para  $1/2$  de  $0.100 \text{ m}^3/\text{seg.}$  calcularemos con ella el tirante y la velocidad para este caudal.

El manual de King da las tablas para el cálculo de la fórmula

$$Q = \frac{K^1}{n} b^{8/3} s^{1/2} \quad (1)$$

En que  $K^1$  se halla tabulado en base a conocer  $\frac{D}{b}$  y la pendiente de los costados del canal.

$D$  = Tirante del flujo

$b$  = ancho del canal

Luego podemos hallar  $K^1$  a base de la fórmula (1)

$$K^1 = \frac{Q n}{b^{8/3} s^{1/2}}$$

$$Q = 0.050 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0.012$$

$$b = 0.31$$

$$K^1 = \frac{0.050 \times 0.012}{0.31^{8/3} \times 0.0002^{1/2}}$$

$$K^1 = 0.975$$

Con este valor entramos a la tabla N° 94 del manual y encontramos que para este valor de  $K^1$

$$\frac{D}{b} = 1.82$$

Luego  $D = 1.82 \times 0.31 = 0.57 \text{ mt.}$

Y la velocidad promedio para estas condiciones

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.050}{0.31 \times 0.57} = 0.285 \text{ mt/seg.}$$

Velocidad a la entrada

$$V = \frac{0.050}{0.20 \times 0.57} = 0.438 \text{ mt/seg.}$$

Velocidad a la salida

$$V = \frac{0.050}{0.65 \times 0.57} = 0.135 \text{ mt/seg.}$$

Resumiendo, para un caudal de 0.050 m<sup>3</sup>/seg. tenemos en el floculador.

$$\text{Tirante} = 0.57 \text{ mt.}$$

Velocidad de entrada = 0.438 mt/seg.

Velocidad de salida = 0.135 mt/seg

Velocidad promedio = 0.285 mt/seg

Tiempo de floculación =  $\frac{\text{Longitud}}{\text{Velocidad promedio}}$  =  $\frac{401.00 \text{ mt}}{0.285 \text{ mt/seg}}$

Velocidad promedio 0.285 mt/seg.

Tiempo de floculación = 23.5 minutos.

### Pérdidas de carga en el floculador

Como en las curvas la pérdida de carga es mayor que en los tramos rectos, se calcularán por separado ambas pérdidas. Se considera que en las curvas la pérdida de carga es 3.5 veces mayor que en las rectas. Los tirantes son iguales y de 1.00 mt.

### Primer grupo de 20 canales

Ancho de canal = 0.20 mt.

Ancho de floculador = 8.00 mt

Longitud de los tramos rectos:

$$20 (8 - 2 \times 0.20 \times 1.5) = 148 \text{ mt.}$$

Radio hidráulico :

$$\frac{1 \times 0.20}{2 + 0.20} = 0.091$$

$$2 + 0.20$$

Velocidad : 0.50 mt/seg

$$\text{Gradientes} : \frac{0.150^2 \times 0.012^2}{0.091^{1.33}} = 0.00088$$

$$\begin{aligned} \text{Pérdida de carga en el tramo recto} &= 148 \times 0.00088 \\ &= 0.13 \text{ mt.} \end{aligned}$$

Longitud de los tramos curvos : (20 curvas)

$$\pi \left( \frac{0.20}{2} + \frac{0.10}{2} \right) \times 20 = 9.85 \text{ mt}$$

0.1 mt es el espesor de las pantallas.

Como en curva la pérdida es 3.5 veces mayor

$$9.85 \times 3 = 29.50 \text{ mt.}$$

$$\text{P. de C. en curvas} = 29.50 \times 0.00088 = 0.026 \text{ mt.}$$

$$\begin{aligned} \text{Total P.de C.en 1er Grupo} &= 0.13 + 0.026 \\ &= 0.156 \text{ mt.} \end{aligned}$$

### Segundo grupo de 20 canales

$$\text{Ancho de canal} = 0.30$$

Longitud de tramos rectos

$$20 (8 - 2 \times 0.30 \times 1.5) = 142 \text{ mt.}$$

Radio hidráulico

$$\frac{1 \times 0.30}{2 + 0.30} = 0.13$$



$$\text{Velocidad} = 0.33 \text{ mt/seg.}$$

$$\text{Gradiente } S = \frac{0.33^2 \times 0.012^2}{0.13^{1.33}} = 0.00024$$

$$\begin{aligned} \text{P. de C. en tramos rectos} &= 142 \times 0.00024 \\ &= 0.034 \end{aligned}$$

Longitud de los tramos curvos : (20 curvas)

$$\pi \left( \frac{0.30}{2} + \frac{0.10}{2} \right) \times 20 = 12.90 \text{ mt.}$$

$$3.5 \times 12.90 = 45 \text{ mt.}$$

$$\text{P. de C. en curvas} = 45 \times 0.00024 = 0.011 \text{ mt}$$

$$\begin{aligned} \text{P. de C. total en 2º grupo} &= 0.034 + 0.011 \\ &= 0.045 \text{ mt.} \end{aligned}$$

### Tercer grupo de 4 canales

$$\text{Ancho de canal} = 0.40$$

Longitud de tramos rectos

$$4 ( 8 - 2 \times 0.40 \times 1.5 ) = 27.25 \text{ mt.}$$

Radio hidráulico

$$\frac{1 \times 0.40}{2 + 0.40} = 0.167$$

$$\text{Velocidad} = 0.25 \text{ mt/seg.}$$

$$\text{Gradiente } S = \frac{0.25^2 \times 0.012^2}{0.167^{1.33}} = 0.000097$$

$$\text{P. de C. en tramos rectos} = 27.25 \times 0.000097 = 0.0027$$

Longitud de tramos curvos : (4 curvas)

$$\frac{\pi(0.40 + 0.10)}{2} \times 4 = 3.14 \text{ mt.}$$

$$3.5 \times 3.14 = 11 \text{ mts.}$$

$$\text{P. de C. en curvas} = 0.000097 \times 11 = 0.0011$$

$$\text{Total de P.de C. en 3er. grupo} = 0.0038 \text{ mt.}$$

#### Cuarto grupo de 4 canales

Después de realizar los cálculos nos da un total de P.de C. en 4° grupo = 0.0020 mt.

#### Quinto grupo de 4 canales

$$\text{Total de P.de C. en 5° grupo} = 0.0005 \text{ mt.}$$

Total de pérdida de carga en el floculador:

$$h_f = 0.156 + 0.045 + 0.0038 + 0.0020 + 0.0005$$

$$h_f = 0.207 \text{ mt.}$$

### DISEÑO DE LOS TANQUES DE SEDIMENTACION

Caudal a tratar = 100 litros/segundo

#### Número de unidades

Aplicando la fórmula recomendada para hallar el número de unidades en función de la capacidad de la planta:

$$N^\circ = 0.407 (\text{capacidad en lts/seg})^{1/2}$$

$$N^\circ = 0.407 (100)^{1/2}$$

$$N^\circ = 4 \text{ unidades}$$

Caudal por unidad

$$\frac{100}{4} = 25 \text{ lts/seg.}$$

Este valor está entre los límites recomendados que son 22 lts/seg. como mínimo y 172 lts/seg. como máximo.

Además, como se ha pensado proyectar la ejecución de una primera etapa con una capacidad de 50 lts/seg.- Esta comprendería 2 sedimentadores que se considera como mínimo de unidades para que la operación sea flexible y eficiente.

Luego fijamos 4 unidades.

Período de retención

Se adopta 4 horas, considerando la alta turbidez y el sedimento fino que son características del agua bruta.

Si bien se está usando la coagulación, se piensa que es una buena adopción.

Velocidad horizontal

Fijaremos la velocidad horizontal en 0.3 pie/minuto que está entre los límites recomendados y usados que son 0.2 pie/minuto y 0.5-pie/minuto.

Cálculo de las dimensiones de cada tanque

Caudal total = 100 lts/seg. = 360 m<sup>3</sup>/hora

Caudal por tanque =  $\frac{360}{4}$  = 90 m<sup>3</sup>/hora

Tiempo de retención = 4 horas

Volumen del tanque = 90 x 4 = 360 m<sup>3</sup>

Longitud del tanque = velocidad horizontal x tiempo de retención.

Velocidad = 0.3 pie/minuto = 0.0015 mt/seg.

Tiempo = 4 Hs. = 14,400 segundos

Longitud = 0.0015 x 14,400 = 21.60 mt.

El ancho del tanque lo fijamos en relación con los filtros, de acuerdo a esto.

Ancho = 6.90 mt.

Relación longitud ancho = 3.15

Esta relación se encuentra dentro de lo recomendado

$$\text{Profundidad} = \frac{\text{Volumen}}{\text{Longitud} \times \text{ancho}} = \frac{360}{21.60 \times 6.90}$$

Profundidad = 2.42 mt.

Adoptaremos una profundidad de 3.00 m. para no estar en el mínimo recomendado.

Luego

$$\begin{aligned} \text{Volumen real} &= 21.60 \times 6.90 \times 3.00 \\ &= 447 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{447 \text{ m}^3}{90 \text{ m}^3/\text{hora}} = 4.96 \text{ horas}$$

$$\text{Velocidad horizontal} = \frac{21.60}{4.96 \times 3600} = 0.0012 \text{ mt/seg.}$$

Que está dentro de los límites recomendados

de 0.001 mt/seg. y 0.0025 mt/seg.

#### Cálculo de la carga superficial diaria

$$\begin{aligned} \text{Carga superficial} &= \frac{\text{Caudal diario}}{\text{Area superficial}} \\ &= \frac{8640 \text{ m}^3/\text{día}}{21.60 \times 6.90 \times 4} \end{aligned}$$

Carga superficial = 14.50 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día

Que está dentro de lo recomendado para flocs de alúmina.

### Volumen para lodos

Se diseñará un volumen adicional para lodos equivalente al 25% de volumen efectivo:

Volumen efectivo = 447 m<sup>3</sup>

Volumen para lodos = 112 m<sup>3</sup>

### Pendientes para fondo del tanque

Tendrá una pendiente longitudinal de 3% y una transversal de 10%

### DISPOSITIVOS DE ENTRADA

El caudal saliente del floculador será llevado hasta los decantadores mediante un canal que tendrá las mismas características del último canal del floculador. Es decir 0.65 mt. de ancho, 1.00 m. de tirante y 0.15 mt/seg. de velocidad.

La repartición desde este canal a los cuatro decantadores, será hecha mediante 8 agujeros, repartiendo uniformemente 2 en cada decantador. La ubicación de los agujeros es en el costado del canal y junto al fondo de éste.

Velocidad asumida en los agujeros = 0.15 mt/seg.

caudal = 100 lts/seg.

$$\text{Area de agujeros} = \frac{0.100}{0.15} = 0.6666 \text{ m}^2$$

$$\text{Area por agujero} = \frac{0.6666}{8} = 0.0834 \text{ m}^2$$

Como se piensa construir dos decantadores en una primera etapa, tenemos que prevenir el aumento de velocidad en los agujeros de un decantador cuando el otro esté fuera de servicio. Para evitar este aumento perjudicial doblaremos el área de cada agujero. Por tanto, esta será de 0.1668 m<sup>2</sup>.

Se sabe que una igualdad satisfactoria de caudal por agujero puede ser obtenida, haciendo la pérdida de carga a través de cada salida grande en comparación con la pérdida de carga a lo largo de la longitud del conducto.

Luego hallemos la pérdida de carga en el canal y en los agujeros, y mediante la ecuación.

$$h_f = h_{f1} (1 - u^2) \quad (1)$$

En que

$h_f$  = pérdida de carga en el canal

$h_{f1}$  = pérdida de carga en el primer agujero

$u$  = relación del caudal del último agujero entre el del primero

Hallaremos la relación  $u$

**Pérdida de carga en el canal:**

Se sabe que la pérdida de carga a través de un conducto con salidas múltiples uniformemente espaciadas es aproximadamente igual a  $\frac{1}{3}$  de la pérdida de carga que resultaría si el flujo de entrada pasará a través de la longitud del conducto.

Luego la pérdida de carga en el canal de distribución es

$$h_f = \frac{1}{3} S \times \text{longitud de canal}$$

$$S = \frac{V^2 N^2}{R^{4/3}}$$

$$V = 0.15 \text{ mt/seg.}$$

$$N = 0.012$$

$$R = 0.245$$

$$\text{Luego, } S = \frac{0.15^2 \cdot 0.012^2}{0.245^{4/3}}$$

$$S = 0.00002$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud de canal} &= 4 \text{ anchos de sedimentador} + 5 \text{ de espesores de} \\ &\quad \text{muro} \\ &= 6.90 \times 4 + 0.30 \times 5 \end{aligned}$$

$$\text{Longitud de canal} = 29.10 \text{ mt.}$$



Reemplazando los valores hallados

$$h_f = \frac{1}{3} \times 0.00002 \times 29.10$$

$$h_f = 0.000194 \text{ mt.}$$

Pérdida de carga en el primer agujero

$$h_{f_1} = \frac{Q^2}{C^2 A^2 2g}$$

Q = caudal a través del agujero

C = coeficiente de gasto

A = área del agujero

$$h_{f_1} = \frac{0.0125^2 \text{ m}^3/\text{seg.}}{0.6^2 \times 0.16^2 \times 19.6}$$

$$h_{f_1} = 0.001 \text{ mt.}$$

Reemplazando los valores hallados de  $h_f$  y  $h_{f_1}$  en la ecuación (1)

$$0.000194 = 0.001 (1 - u^2)$$

$$u = 0.90$$

La relación pues encontrada entre los caudales del último y primer agujero es satisfactoria y se considera aceptable. Para un reparo eficiente del caudal total entre los cuatro decantadores.

Caso en que el caudal a tratar sea 1/2 del considerado

Como se piensa construir sólo 2 tanques cuando el caudal sea 50 lts/seg., sólo habrán 4 agujeros y el caudal a través de ellos será siempre de 12.5 lts/seg., con lo que la pérdida de carga aquí será la misma.

En cambio en el canal la pérdida de carga se hace la mitad del caso anterior por ser ahora la longitud del canal la mitad del considerado antes.

$$\text{Por lo tanto } h_f = \frac{0.000194}{2}$$

$$h_f = 0.000097$$

Que reemplazado en la fórmula (1)

$$0.000097 = 0.001 (1 - u^2)$$

$$u = 0.95$$

Es decir que la relación de caudales entre el último agujero y el primero se acerca ahora más a la unidad con lo que el reparto--mejora.

Como se piensa hacer agujeros rectangulares, éstos serán de 0.40 x 0.40 m.

Diseño de la pantalla difusora

Velocidad a través de los agujeros = 0.10 mt/seg.

$$\begin{aligned} \text{Area total de agujeros} &= \frac{\text{Caudal}}{\text{Velocidad}} \\ &= \frac{0.025 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.10 \text{ mt}/\text{seg.}} \end{aligned}$$

$$\text{Area total de agujeros} = 0.25 \text{ m}^2$$

Como en el caso de la entrada, duplicaremos el área de los agujeros para evitar un aumento considerable en la velocidad cuando un decantador quede fuera de servicio.

Por tanto si consideramos 10 agujeros, convenientemente repartidos en el tercio central de la pantalla difusora tenemos

$$\text{Area de cada agujero } v = \frac{0.50 \text{ m}^2}{10} = 0.05 \text{ m}^2$$

Adoptaremos dimensiones de 0.25 x 0.20 por agujero

### Dispositivo de salida

El dispositivo de salida está formado por un canal a todo lo ancho del sedimentador y cuya pared interior forma un vertedero de cresta sumergida. Esta cresta se ha diseñado de manera que exista una carga del vertedero de entrada al canal de 0.10 mt., lo que nos permite una pequeña pérdida de carga.

Si consideramos que fuera libre la descarga del vertedero tendríamos:

$$Q_1 = \frac{2}{3} \frac{1/2}{2g} LH^{3/2}$$

dónde: L = Ancho de sedimentador

H = Carga sobre la cresta

la velocidad de aproximación es despreciable

$$Q_1 = \frac{2}{3} \times 19.6^{1/2} \times 6.90 \times 0.10^{3/2}$$

$$Q_1 = 0.65 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Pero el gasto real si consideramos que de 2 sedimentadores uno está fuera de servicio es:

$$Q = 0.050 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Luego tenemos una relación de gastos de

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{0.050}{0.65} = 0.077$$

Con esta relación podemos entrar a las curvas que se basan en los ensayos reportados por Villemonte Y Mavis (Manual de Hidráulica de King) y encontrar la relación  $\frac{H_2}{H_1}$ , de las cargas sobre la cresta después y antes del vertedero. Nos dá aproximadamente.

$$\frac{H_2}{H_1} = 0.97$$

como  $H_1 = 0.10 \text{ mt.}$

$$H_2 = 0.10 \times 0.97 = 0.097 \text{ mt.}$$

Luego la pérdida de carga es:

$$0.10 - 0.097 = 0.003 \text{ mt.}$$

Por otro lado tenemos una carga por metro líneas de vertedero de:

$$\frac{50 \text{ lts/seg}}{6.9 \text{ mt.}} = 7.25 \text{ lts/seg/mt.}$$

que está en el límite de lo permitido, pero se ha considerado el caudal cuando 1 sedimentador de 2 está fuera de servicio.

#### Pérdida de carga en el sedimentador

Las pérdidas de carga en los sedimentadores son pequeñas debido a las bajas velocidades y a las grandes áreas de pasaje. Se pueden considerar despreciables y no es muy importante su determinación. Sin embargo haremos un cálculo para tener una idea aproximada, sólo de las pérdidas en los agujeros de repartición.

Supongamos que está trabajando uno de los tanques con el doble del caudal normal por hallarse el otro fuera de servicio por limpieza.

$$Q = 0.050 \text{ m}^3/\text{seg}$$

De la tabla 24 del manual de Hidráulica de King escogemos el coeficiente de gasto para orificios sumergidos que más conviene:  $C = 0.6.$

En la entrada tenemos 2 agujeros de 0.40 x 0.40 m cada uno, por tanto la pérdida de carga aquí será:

$$h_f = \frac{Q^2}{C^2 A^2 2g}$$

$$h_f = \frac{0.025^2}{0.6^2 \times 0.16^2 \times 2g} =$$

$$h_f = 0.003 \text{ mt.}$$

En la pantalla difusora tenemos 10 agujeros de 0.25 x 0.20 m. cada uno, por tanto la pérdida de carga aquí será:

$$h_f = \frac{0.005^2}{0.6^2 \times 0.05^2 \times 2g}$$

$$h_f = 0.001 \text{ mt.}$$

En la salida tenemos también agujeros iguales a la entrada por tanto la pérdida aquí es:

$$h_f = 0.003 \text{ mt.}$$

Antes de esta salida tenemos un vertedero que nos produce 0.003 mt. de pérdida de carga.

Luego la pérdida total de carga es:

$$H_f = 0.003 + 0.001 + 0.003 + 0.003$$

$$H_f = 0.01 \text{ mt.}$$

### Válvula de drenaje del sedimentador

Para calcular el diámetro de la válvula de drenaje del sedimentador usaremos la fórmula que nos dá el tiempo de vaciado de un recipiente mediante un agujero, que es:

$$t = \frac{2A}{Ca \sqrt{2g}} \sqrt{h_1 - h_2}$$

Donde

$t$  = tiempo de vaciado

$A$  = superficie del agua en el recipiente

$C$  = coeficiente de derrame

$a$  = área del agujero

$h_1$  = altura inicial

$h_2$  = altura final

En este caso  $h_2 = 0$

Despejando  $a$

$$a = \frac{2A}{Ct} \sqrt{\frac{h_1}{2g}}$$

nos fijamos un tiempo de vaciado de 1 hora .

$$A = 21.60 \times 6.90 = 151 \text{ m}^2$$

$$h_1 = 4.10 \text{ m}$$

$$C = 0.6$$

$$t = 3600 \text{ segundos}$$

Sustituyendo nos dá

$$a = 0.0215 \text{ m}^2$$

que corresponde a un diámetro de 0.292 mt. Usaremos una válvula para drenaje de 12".

### Diseño de los filtros

Capacidad de la planta

8,640 m<sup>3</sup>/día

Número de unidades de filtración proyectadas.

6

Tasa de filtración adoptada

100 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día

Tipo de fondo adoptado: Wheeler, por su eficiente distribución-comprobada y producir baja pérdida de carga.

Morris y Wallace dan una fórmula para el estimado del número de unidades de filtración en función de la capacidad de la planta.

$$N = 1.38 P^{1/2}$$

N = número de unidades

P = miles de m<sup>3</sup> por día

De acuerdo a esta en nuestro caso:

$$N = 1.38 \times 8.64^{1/2}$$

$$N = 4 \text{ unidades}$$



Como el proyecto contempla la ejecución inmediata sólo de una primera etapa que comprenda la mitad de la capacidad de la planta, se ha fijado en seis las unidades totales, en base a que las tres que se construirán primero darían más flexibilidad al conjunto filtrante que sólo dos unidades.

Por ello mismo pensando en la sobrecarga que recibirían los filtros al quedar uno fuera de servicio se ha adoptado la tasa de filtración de  $100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ .

Se ha buscado así un mínimo de flexibilidad aceptable y económico al fijar 6 unidades y una requerible seguridad para que el tiempo de funcionamiento de los filtros entre dos lavados sucesivos no disminuya del previsto (24 horas), al adoptar  $100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$  de tasa, evitando mayores consumos de agua tratada para lavado que quizá la planta no pueda abastecer.

$$\begin{aligned} \text{Area filtrante total} &= \frac{\text{Caudal diario}}{\text{Tasa adoptada}} \\ &= \frac{8,640 \text{ m}^3/\text{día}}{100 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}} \end{aligned}$$

$$\text{Area filtrante total} = 86.40 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Area filtrante por unidad} &= \frac{86.40}{6} \\ &= 14.60 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Dimensiones del área filtrante unitaria:

Como esta área debe contener un número exacto de elementos de fondo Wheeler y para una disposición adecuada de las artesas de recolección de agua de lavado se ha dimensionado cada unidad:

Largo : 4.50 mt.

Ancho : 3.30 mt.

$$\text{Area} = 4.50 \times 3.30 = 14.80 \text{ m}^2$$

$$\text{Area total} = 14.80 \times 6 = 89 \text{ m}^2$$

$$\text{Rata normal de filtración} = \frac{8,640 \text{ m}^3/\text{día}}{89} = 97 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

$$\text{Caudal primera etapa} = 4320 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\begin{array}{l} \text{Número de unidades la.} \\ \text{etapa.} \end{array} = 3$$

$$\text{Rata con un filtro fuera de servicio} = \frac{4320}{14.80 \times 2} = 146 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

### Altura del lecho filtrante

Se usará como lecho filtrante una arena cuyo análisis granulométrico efectuado en una muestra es el siguiente:

Núm.de criba (serie americana)	Abertura (mm)	P x 100 : Porcent.en peso de Part.retenidas	% acumulado de arena que pasa
8	2.38		100
12	1.68	10.14	89.86
16	1.19	17.50	72.36
20	0.84	22.00	50.36
30	0.59	20.21	30.15
40	0.42	16.00	14.15
50	0.297	9.00	5.15
70	0.210	4.00	1.15
100	0.149	1.00	0.15
140	0.105	0.15	0
<b>SUMA</b>	<b>-</b>	<b>100.00</b>	

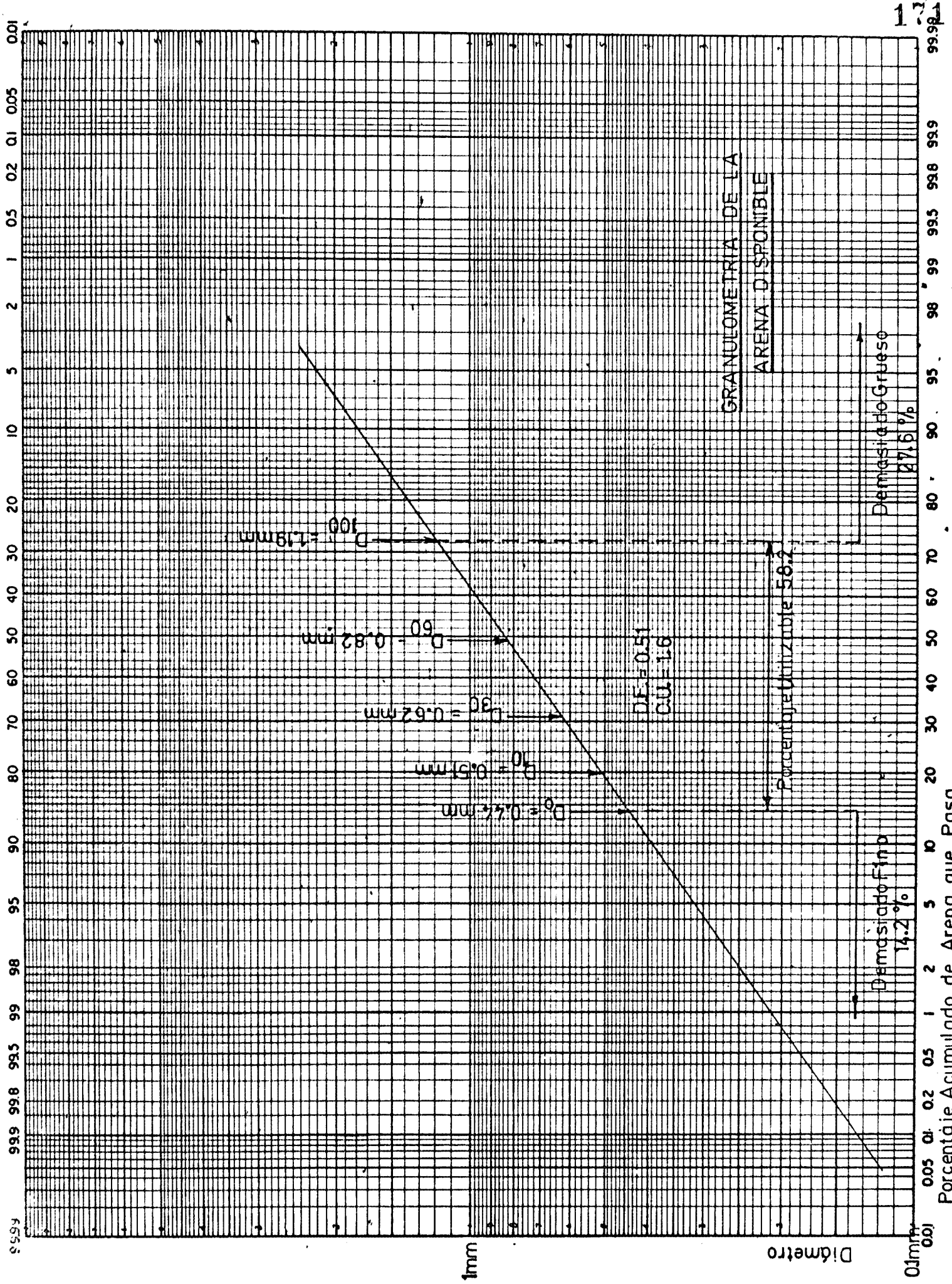
Para poder plotear la curva de los porcentajes acumulados de arena que pasa un tamiz y determinar los diámetros que limitan la arena considerada muy fina y muy gruesa para la formación de un lecho que tenga las características:

$$\text{Tamaño efectivo} = 0.5 \text{ mm.}$$

$$\text{Coeficiente de uniformidad} = 1.5$$

Se ha confeccionado la columna 4 en la tabla anterior. El plotear de la curva se encuentra en el papel logarítmico adjunto.

Se determinará con los datos enunciados el porcentaje de arena uti



lisable y los diámetros máximo y mínimo que deberá tener esta arena para cumplir con la especificación mencionada.

Las fórmulas ya han sido deducidas.

Especificaciones: T.E. = 0.5 mm.

C.U. = 1.5

$P_1 = 19\%$  (de la curva)

$T60\% = 1.5 \times 0.5 = 0.75$  mm.

$P_2 = 43\%$  (de la curva)

Luego el porcentaje utilizable  $P_3$  es

$P_3 = 2(43 - 19)$

$P_3 = 48\%$

El porcentaje correspondiente al diámetro por debajo del cual la arena es demasiado fina para entrar en el filtro es:

$P_4 = P_1 - 0.1 P_3$

$P_4 = 19 - 4.8$

$P_4 = 14.2\%$

Corresponde al diámetro 0.44 mm. (de la curva)

El porcentaje correspondiente al diámetro por encima del cual la arena es demasiado gruesa para entrar en el lecho filtrante es: ( la arena eliminada por esta razón sirve para soporte).

$$P_5 = P_3 + P_4$$

$$P_5 = 48 + 14.2$$

$$P_5 = 62.2\%$$

Corresponde al diámetro 1 mm. (de la curva)

Se hará un cálculo del espesor del lecho para nuestro filtro de acuerdo a la fórmula estudiada anteriormente y que se basa en la penetración del floc de una coagulación con alúmina en un manto de arena, (propuesta por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).

La ecuación es

$$\frac{1}{o} = \frac{T + 10}{60 K} \frac{p}{d^{5/3}}$$

Como se ha visto esta fórmula considera un lecho de arena estratificado en capas de diámetro uniforme.

$p$  es la fracción en peso que corresponde a una camada de diámetro geométrico medio  $d$ . Este  $d$  se obtiene extrayendo la raíz cuadrada al producto de las aberturas de dos tamices adyacentes usados en el análisis granulométrico. ( $d$  está en cms)

$T$  es la temperatura a que se realiza la filtración en grados F.;  $K$  es una constante que depende de la dificultad del agua para ser --floculada. La Sociedad Americana encontró 2 valores, 582 y 796 para aguas de fácil y difícil floculación respectivamente.

Lo es el espesor del lecho en pulgadas

En nuestro caso hemos considerado

$$T = 59^{\circ}\text{F} \quad (15^{\circ}\text{C})$$

$$K = 796$$

Y para el valor del término suma se ha confeccionado el siguiente cuadro:

N°.de criba Serie Americana	Abertura Cms.	p x 10; % en peso de Part. Ret.	d (en cms) Diam.Geom. Medio	$p^1 \times 100$	$\frac{p^1}{d^{5/3}}$
8	0.238				
12	0.168	10.14	0.2		
16	0.119	17.50	0.141		
20	0.084	22.00	0.100	37.8	17.6
30	0.059	20.21	0.070	34.6	28.9
40	0.042	16.00	0.049	27.6	42.5
50	0.0297	9.00	0.035		
70	0.0210	4.00	0.025		
100	0.0149	1.00	0.018		
140	0.0105	0.15	0.012		
Suma	-	100.00	-	100.00	89.0

Como se ha visto al estudiar la fórmula del espesor del lecho, p corresponde a una fracción de la arena efectiva utilizable. Para nuestro cálculo se ha fijado como arena utilizable de acuerdo a nuestros cálculos anteriores, las fracciones retenidas en los tamices número-

20, 30 y 40. De aquí que nuestro porcentaje utilizable sea de

$$22 + 20.21 + 16 = 58.21\%$$

Además convierte nuestra arena a las siguientes características:

$$\text{Tamaño efectivo} = 0.51 \text{ mm}$$

$$\text{Coeficiente de uniformidad} = 1.6$$

resultados que se han sacado con ayuda de la curva de análisis.

En nuestro cuadro  $p^1$  viene a ser la fracción del porcentaje utilizable correspondiente a cada camada.

La última columna nos dá el valor del término suma

Luego aplicando la fórmula:

$$\frac{L}{L_0} = \frac{59 + 10}{60 \times 796} \times 39$$

$$L_0 = 7.75 \text{ pulgadas}$$

Si damos un 25% de seguridad como se acostumbra

$$L_0 = 7.75 \times 1.25$$

$$L_0 = 9.7 \text{ pulgadas}$$

$$L_0 = 0.25 \text{ mt.}$$

Calcularemos ahora este espesor de acuerdo al metodo y fórmula sugerido por F. Allan, basado en el espesor crítico de cada tamaño de arena, como ya se ha visto al mostrar la fórmula. (la capacidad de filtración para cada tamaño de arena es igual siempre que la camada tenga su espesor crítico, determinado experimentalmente).

///..



Como se vió:

$$L_o = \frac{100}{\frac{P_{c_1}}{C_1} + \frac{P_{c_2}}{C_2} + \frac{P_{c_3}}{C_3} + \dots}$$

Donde

$L_o$  = espesor del lecho en cms.

$P_{c_1}$  ,  $P_{c_2}$ , fracción del porcentaje utilizable correspondiente a cada camada.

$C_1$  ,  $C_2$  profundidades críticas para el diámetro correspondiente a cada camada en cms.

Podemos usar el cuadro anterior ya que  $p^1$  equivale a los  $P_{c_1}$  ,  $P_{c_2}$  y  $P_{c_3}$  .

Las profundidades críticas de los diámetros correspondientes a los porcentajes mencionados y hallados experimentalmente son respectivamente:

Para  $d = 0.1$  cm,  $C_1 = 41$  cms ( $P_{c_1}$ )

Para  $d = 0.070$  cm,  $C_2 = 25$  cms ( $P_{c_2}$ )

Para  $d = 0.049$  cm,  $C_3 = 15$  cms ( $P_{c_3}$ )

Luego reemplazando en la fórmula:

$$L_0 = \frac{100}{\frac{37.8}{41} + \frac{34.6}{25} + \frac{27.6}{15}}$$

$$L_0 = 24 \text{ cms.}$$

Dando el 25% de seguridad

$$L_0 = 24 \times 1.25$$

$$L_0 = 30 \text{ cms.}$$

Calcularemos ahora la altura total de arena estratificada, que incluye la demasiado fina que será eliminada, el medio filtrante y la demasiado gruesa, que no será eliminada porque formará parte del medio soportante.

De acuerdo a nuestro cuadro anterior

Porcentaje demasiado fino	: 9.00 + 4.00 + 1.00 + 0.15	= 14.15
Porcentaje utilizable como		
medio filtrante	: 22.00 + 20.21 + 16.00	= 58.21
Porcentaje utilizable como		
soporte	: 10.14 + 17.50	= <u>27.64</u>
	Total	100.00

Tenemos:

Altura del medio filtrante : 30 cms

Altura total: (que incluye la demasiado fina y la demasiado gruesa)

$$30 \times \frac{100}{58.21} = 51.5 \text{ cms}$$

Altura de arena fina:

$$51.5 \times 0.1415 = 7.3 \text{ cm}$$

Altura arena soportante:

$$51.5 \times 0.2764 = 14.3 \text{ cm}$$

### Altura de la grava del filtro

En vista de que hemos adoptado el fondo Wheeler nuestra grava so-  
porte se ceñirá a diseños alcanzados con la experiencia y que han  
dado buenos resultados.

De esta forma se tendrá 4 capas de las siguientes dimensiones:  
(de arriba hacia abajo)

	<u>Espesor en cm.</u>	<u>Tamaño de grava en cm.</u>
1a. capa	7.5	de 2 a 5
2a. capa	7.5	" 5 a 9
3a. capa	7.5	" 9 a 12
4a. capa	7.5	" 12 a 20

### Caudal de lavado y expansión del lecho filtrante

A continuación se expone una tabla que reproduce las tasas de la-  
vado requeridas para obtener 50% de expansión de la capa filtrante-  
en función de la temperatura del agua y del tamaño de la arena. Ha  
sido extraída del libro Teoría y Diseño de Plantas de Tratamiento--  
de Agua Potable de Francisco Unda.

Tamaño de la arena en mm. para la cual las partículas de diámetro inferior constituyen el 30% en peso	Tasa de lavado en pulg/Mín.	
	0° C	21° C
0.40	12.3	20.2
0.50	18.5	29.2
0.60	25.3	39.0
0.70	32.7	49.3
0.80	41.3	60.3

Nosotros tenemos un 58.21% de la arena disponible como arena utilizable y un 14.15% como arena demasiado fina, según hemos visto al calcular la altura del filtro.

Por lo tanto el 30% de arena utilizable corresponde al  $58.21 \times 0.3 = 17.5\%$  de arena total disponible, y el tamaño de arena para la cual el 30% en peso de arena utilizable es mas pequeña, corresponde en la curva del análisis granulométrico al:

$$14.15 + 17.5 = 31.65\%$$

Lo que nos dá en la curva 0.62 mm.

De acuerdo a la tabla asumiremos una tasa de lavado de 39 pulg/mín = 99 cms/Mín.-

Cálculo de la expansión del lecho y altura del fondo de artesas de Lavado sobre el medio filtrante.-

$$\text{Velocidad de lavado} = V_S = 99 \text{ cms/seg} = 0.0165 \text{ m/seg.}$$

Aplicaremos la fórmula que ya se ha expuesto.

$$L_E = L (1 - e) \frac{X_1}{\sum_{i=1} (1 - e_E)^i}$$

Donde

$X_1$  = fracción en peso de las partículas que forman una ca  
pa con una porosidad  $e_E$

$i$  = N° de fracciones de peso

Para el cálculo de  $e_E$ , porosidad del manto expandido, también se vió:

$$e_E = \frac{V_S}{ut}^{0.22}$$

Donde  $ut$  = velocidad final de asentamiento libre de partículas

Cálculo de  $ut$ :

$$ut = \frac{4}{3} \frac{g}{C_D} \frac{P_s - p}{p} D_p^{1/2}$$

$P_s$  = peso específico de la arena = 2.65

$p$  = peso específico del agua = 1

Reemplazando:

$$u_t = 4.63 \frac{D_p^{1/2}}{C_D} \quad (1)$$

$D_p$  = Diámetro de la partícula en mts.

$C_D$  = Coeficiente de arrastre.

$C_D$  está en relación con el número de

$$C_D = \frac{b}{N_R^n}$$

Para  $N_R$  entre 1.9 y 500,  $b = 18.5$  y  $n = 0.6$

$$N_R = \frac{D_p \times P \times V}{u}$$

$u$  para  $21^\circ C = 1.05 \times 10^{-3}$  kg - masa/m.seg.

$$P = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$V = u_t$$

$$\text{Luego, } N_R = \frac{1000 D_p u_t}{1.05 \times 10^{-3}}$$

Sustituyendo en  $C_D$

$$C_D = \frac{18.5}{1000 D_p u_t / 1.05 \times 10^{-3}}^{0.6}$$

$$C_D = \frac{4.76 \times 10^{-3}}{D_p^{0.6} u_t^{0.6}} \quad (2)$$

Combinando las ecuaciones (1) y (2) obtenemos:

$$u_t = 428 D_p^{1.14}$$

Con las fórmulas disponibles podemos confeccionar el cuadro siguiente para nuestra arena seleccionada del medio filtrante.

N°.de Malla	Fracción en Peso de Part. Ret. x 10 <sup>2</sup>	Diámetro Geométrico medio x 10 <sup>4</sup> m.	Velocidad final de asentamiento u <sub>t</sub> x 10 <sup>2</sup> m/seg.	Porosidad del manto expandido	<u>1 - e<sub>E</sub></u>
20	37.8	10	16.7	0.600	0.945
30	34.6	7	10.7	0.662	1.030
40	27.6	4.9	7.3	0.722	<u>0.995</u>
			$\frac{x}{1 - e_E} =$		2.970

Luego, aplicando la fórmula del lecho expandido, sabiendo que el espesor L del filtro es 0.30 m. y que la porosidad de la arena sin expandir es 0.41.

$$L_E = 0.30 (1 - 0.41) 2.97$$

$$L_E = 0.525 \text{ mt.}$$

Lo que significa una expansión del

$$\frac{L_E - L}{L} \times 100 = \frac{0.525 - 0.30}{0.30} \times 100 = 75\%$$

Es necesario que el fondo de las artesisas de agua de lavado esté-- por encima del lecho expandido.

La expansión del lecho en centímetros en este caso es de:

$$0.525 - 0.300 = 0.225 \text{ mt.}$$

Por tanto el fondo de las artesas las colocaremos a 0.30 mt. por encima del lecho filtrante.

### Calculo de la altura de las artesas de lavado

Para el diseño de las artesas de lavado nos basaremos en una fórmula que nos dá la altura máxima que alcanza el agua de lavado en la artesa en función del caudal recolectado y del ancho asumido de la artesa.

Esta fórmula está expuesta en el libro Water Supply And Waste Water Disposal, de Fair y Geyer, y está deducida en base al principio de la cantidad de movimiento, según el cual la impulsión de las fuerzas que actúan sobre un cuerpo es igual a la variación de la cantidad de movimiento del mismo.

De esta forma suma las fuerzas actuantes sobre el agua y las iguala a la variación de la cantidad de movimiento de la misma, y resuelve la ecuación en función de la altura inicial del agua en la artesa, y encuentra:

$$h_0 = \left[ (2 h_c^3 / h_L) + (h_L - \frac{1}{3} iL)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} iL$$

Donde:

$h_0$  = Altura inicial del agua en la artesa ( máxima)

$h_L$  = Altura final del agua en la artesa (altura sumergida)

$h_c$  = Altura crítica del flujo en la artesa

$L$  = Largo de la artesa

$i$  = Pendiente del fondo de la artesa



Si  $i = 0$

$$h_o = \left[ 2 \cdot \frac{h_c^3}{h_L} + h_L^2 \right]^{1/2}$$

Si la descarga de la artesa es libre, la altura final  $h_L$  se hace sensiblemente igual a  $h_c$ , y

$$h_o = h_c \sqrt{3}$$

Cuando un flujo discurre con tirante crítico se tiene

$$h_c = \left[ \frac{Q^2}{gb^2} \right]^{1/3} \quad \text{siendo } b \text{ el ancho del canal, } Q \text{ el caudal y } g \text{ la aceleración de la gravedad.}$$

Sustituyendo en la anterior

$$h_o = \left[ \frac{Q^2}{gb^2} \right]^{1/3} \sqrt{3}$$

De acuerdo a nuestros filtros es conveniente diseñar 2 artesas de lavado por filtro, las que quedan separadas a 2.25 mts. una de otra, lo que permite que el agua no recorra mas de 1.20 m. para ingresar a la artesa, que es lo recomendado.

Por tanto  $Q$  será la mitad del caudal de lavado de un filtro

$$2Q = \text{Velocidad de lavado} \times \text{area de un filtro}$$

$$2Q = 0.016 \text{ m/seg.} \times 14.80 \text{ m}^2$$

$$2Q = 0.244 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 0.122 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Asumiremos como ancho de la artesa 0.40 m.

$$b = 0.40 \text{ mt.}$$

Luego sustituyendo los valores de

$$Q = 0.122 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 0.40 \text{ m.}$$

En la fórmula de  $h_0$

$$h_0 = \left[ \frac{0.122^2}{9.8 \times 0.40^2} \right]^{1/3} \sqrt{3}$$

$$h_0 = 0.37 \text{ m.}$$

Agregando 0.08 m. de borde libre recomendado tenemos una altura  $h$  de 0.45 m. en la artesa

### Arrastre de arena en los lavados

Para que se produzca arrastre de arena hacia el desagüe en el lavado del filtro, es necesario que la velocidad de lavado sea aproximadamente igual o mayor que la velocidad final de asentamiento libre de la partícula más fina del filtro.

En este caso para el cálculo de la velocidad en el lavado, se tendrá en cuenta la reducción del área de pasaje del agua debido a las artesas:

Si 0.10 mt. es el espesor de las paredes de las artesas

$$\text{Area reducida} = 14.80 - 2 \times 0.60 \times 3.30$$

$$= 10.85 \text{ m}^2$$

Velocidad del agua de lavado:

$$1.65 \text{ cm/seg.} \times \frac{14.80}{10.85} = 2.25 \text{ cms/seg.}$$

y, la velocidad de asentamiento libre de la arena más fina (0.4  $\mu\text{m}$ ), de acuerdo a la fórmula expuesta es 4.2 cms/seg.

Como se observa no se producirá arrastre de arena en los lavados del filtro.

#### Diseño de las Secciones del Sistema de Conductos de los Filtros

Este sistema está compuesto por los siguientes conductos:

- a) Tubería de entrada de agua sedimentada
- b) Tubería de entrada de agua de lavado
- c) Tubería de salida de agua filtrada
- d) Tubería de salida de agua de lavado
- e) Tubería de salida de agua de relavado.

Todas estas tuberías están bajo control de sus respectivas válvulas de compuerta.

Además existen 2 canales uno para desagüe del agua de lavado y otro recolector de agua filtrada.

El diseño de estos conductos está basado en la adopción de velocidades adecuadas y recomendadas por la experiencia.

- a) Entrada de agua sedimentada

Velocidad adoptada  $V = 0.50 \text{ m/seg.}$

Caudal normal = 0.017 m<sup>3</sup>/seg

Caudal de sobre carga = 0.025 m<sup>3</sup>/seg

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

$$A = \frac{0.025}{0.50} = 0.050 \text{ m}^2$$

$$\text{Luego, } 0.050 = 3.14 R^2$$

$$R = 0.126$$

Diámetro = 10 pulgadas

b) Entrada de agua de lavado

Velocidad adoptada  $V = 3.50$  m/seg

Caudal = 0.244 m<sup>3</sup>/seg

$$A = \frac{0.244}{3.50} = 0.0696 \text{ m}^2$$

$$\text{Luego, } 0.0696 = 3.14 R^2$$

$$R = 0.149$$

Diámetro = 12 pulgadas

c) Salida de agua filtrada

La tubería de entrada de agua de lavado se une con la tubería de salida de agua filtrada, de tal forma que sólo una es la que llega al filtro, siendo esta última de 12 pulgadas de diámetro. La de salida si puede ser de menor diámetro para tener una válvula más pequeña.

Velocidad adoptada = 0.80 m/seg

Caudal normal = 0.017 m<sup>3</sup>/seg

Caudal de sobrecarga = 0.025 m<sup>3</sup>/seg

$$A = \frac{0.025}{0.80} = 0.0315 \text{ m}^2$$

$$\text{Luego, } 0.0315 = 3.14 R^2$$

$$R = 0.10$$

Diámetro = 8 pulgadas

d) Salida de agua de lavado

Velocidad adoptada = 2.50 m/seg

Caudal = 0.244 m<sup>3</sup>/seg

$$A = \frac{0.244}{2.50} = 0.0975 \text{ m}^2$$

$$\text{Luego } 0.0975 = 3.14 R^2$$

$$R = 0.176 \text{ m}$$

Diámetro = 14 pulgadas

e) Salida de agua de relavado

Velocidad adoptada = 3.00 mt.

Caudal de sobrecarga = 0.025 m<sup>3</sup>/seg.

$$A = \frac{0.025}{3} = 0.0083 \text{ m}^2$$

$$\text{Luego } 0.0083 = 3.14 R^2$$

$$R = 0.05$$

**Diámetro = 4 pulgadas.**

Debemos chequear si los diámetros adoptados para estos conductos satisfacen para sus respectivos caudales, de acuerdo a las cargas-- que sobre ellos pueden actuar.

Exceptuamos en este caso la entrada de agua de lavado que funciona mediante un tanque elevado que se calculará después.

Usaremos la fórmula:

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

Para no extender demasiado sólo expondremos los valores de h hallados para cada caso en función del gasto y el área del conducto:

- |                             |            |
|-----------------------------|------------|
| a) Entrada agua sedimentada | = 0.03 mt. |
| c) Salida agua filtrada     | = 0.09 mt. |
| d) Salida agua de lavado    | = 0.90 mt. |
| e) Salida agua de relavado  | = 1.40 mt. |

Como se puede apreciar en los planos respectivos el diseño de los niveles de las estructuras permiten adoptar estas cargas y por consiguiente los diámetros adoptados están bien para los caudales respectivos.

#### Tanque de Agua para Lavado de Filtros

La velocidad del agua de lavado se ha fijado en 99 cms/mín. de acuerdo a las exigencias de la granulometría de nuestra arena como ya se ha visto.

El área de un filtro es:  $3.30 \times 4.50 = 14.80 \text{ m}^2$

Luego el caudal de lavado resulta

$$Q = VA$$

$$Q = 0.99 \times 14.80 = 14.65 \text{ m}^3/\text{mín.}$$

Como hemos fijado el tiempo de lavado de cada filtro en 5 minutos, el volumen necesario para lavar un filtro es de:

$$14.65 \times 5 = 73 \text{ m}^3$$

Se construirá un tanque de  $120 \text{ m}^3$  que alcanzará además de lavar un filtro para la aplicación de los reactivos al agua cruda y para consumo interno de los servicios del edificio.

Este tanque será abastecido desde la cisterna de agua filtrada mediante un equipo de bombeo que será doble, para salvar algún desperfecto. Como se ha previsto el tiempo de llenado de los  $73 \text{ m}^3$  en  $1\frac{1}{2}$  hora, la bomba deberá impulsar  $14 \text{ l/seg.}$ - El bombeo adicional para completar los  $120 \text{ m}^3$  se debe efectuar antes de iniciar la operación de lavado de los filtros.

### Cálculo del nivel del tanque de lavado

El tanque debe ubicarse a una altura de donde sea capaz de proporcionar el agua de lavado a la velocidad prevista.

Calcularemos por tanto el desnivel entre el fondo del tanque y el borde superior de las artesas de lavado en los filtros.

Este desnivel comprende las siguientes cargas.

Pérdida de carga en tubería

Longitud de tubería = 50 mts. (fierro fundido)

Diámetro = 12"

Q = 0.244 m<sup>3</sup>/seg.

En el nomograma de Hazen y Williams nos dá

S = 0.038

$h_f = 0.038 \times 50$

$h_f = 1.9$  mt.

Debemos hacer notar aquí que se halló al diámetro 12" como el más económico debido a que si bien la tubería de 10" es un poco más barata (50 soles más barata por metro aprox.) nos aumenta la altura del tanque en 2.60 mt.- En cambio la de 14" sólo nos baja 0.80 mt.

Pérdida de carga en la salida

$$h_f = \frac{1}{2} \frac{v^2}{2g}$$

$$= \frac{1}{2} \times \frac{3.50^2}{19.6}$$

$$h_f = 0.32 \text{ mts.}$$

Accesorios : 3 codos

$$h_f = K \frac{v^2}{2g} \quad K = 0.29$$



$$h_f = 3 \times 0.29 \times \frac{3.50^2}{19.6}$$

$$h_f = 0.54 \text{ mts.}$$

Pérdida de carga en la llegada

$$h_f = \frac{v^2}{2g}$$

$$h_f = \frac{3.50^2}{19.6} = 0.64 \text{ mts.}$$

Válvula de compuerta 1/2 abierta

$$h_f = K \frac{v^2}{2g} \quad K = 2$$

$$h_f = 2 \times \frac{3.50^2}{19.6}$$

$$h_f = 1.28 \text{ mt.}$$

Pérdida de carga en el Fondo Wheeler

De acuerdo con Balbour

$$h = 0.004 Q^2$$

Q = tasa de lavado en pulg./mín.

h = pérdida de carga en pies

Q = 39 pulg./min.

$$h = 0.004 \times 39^2 = 6.1 \text{ pies}$$

$$h = 1.86 \text{ mts.}$$

### Pérdida de carga en la grava

Según Dixon (Water Works and Sewerage abril, 1935)

$$h_f = 0.1 \times \frac{\text{Veloc. de lavado en pulg/mín.}}{\text{altura del lecho en pulg.}}$$

$$h_f = 0.1 \times \frac{39}{12} = 0.325 \text{ pies}$$

$$h_f = 0.10 \text{ m.}$$

### Pérdida de carga en la arena expandida

$$h_f = e (1 - E) \frac{P_s - P}{P}$$

$e$  = espesor del manto, 0.45 mt.

$E$  = porosidad de la arena, 0.41

$P_s$  = p.e. de la arena, 2.65

$P$  = p.e. del agua, 1

$$h_f = 0.45 (1 - 0.41) \frac{2.65 - 1}{1}$$

$$h_f = 0.44 \text{ mts.}$$

Sumando todas las pérdidas

1.90 † 0.32 † 0.54 † 0.64 † 1.28 † 1.86 † 0.10 †

0.44 = 7.08 mt.

Fijaremos el fondo del tanque 8.00 mts. por encima del borde de las artesas de lavado.

### Equipo de Control de los Filtros

Para el funcionamiento de los filtros rápidos se ha proyectado el siguiente equipo, con el que se asegura una operación eficiente de toda la batería filtrante. En primer lugar las válvulas que controlarán el flujo en los filtros:

- a) Válvula de control del afluente sedimentado.
- b) Válvula de control del efluente.
- c) Válvula de control del agua para lavado.
- d) Válvula de control del desagüe de lavado.
- e) Válvula de control del desagüe de relavado.

Estas válvulas son de compuerta, de hierro fundido y de accionamiento manual. Se han diseñado de accionamiento manual, teniendo en cuenta que la planta es pequeña y que no resulta dificultoso este tipo de manejo en estas condiciones. Las uniones serán de bridas y aseguradas con pernos y tuercas para que sea posible su remoción en caso de cambio o reparación. El vástago que se prolonga hasta la galería de maniobra tendrá guías apoyadas en la pared para su buen funcionamiento, rematando en apoyos troncocónicos con el volante de accionamiento.

1.90 † 0.32 † 0.54 † 0.64 † 1.28 † 1.86 † 0.10 †

0.44 = 7.08 mt.

**Fijaremos el fondo del tanque 8.00 mts. por encima del borde de las artesis de lavado.**

### Equipo de Control de los Filtros

Para el funcionamiento de los filtros rápidos se ha proyectado el siguiente equipo, con el que se asegura una operación eficiente de toda la batería filtrante. En primer lugar las válvulas que controlarán el flujo en los filtros:

- a) Válvula de control del afluente sedimentado.
- b) Válvula de control del efluente.
- c) Válvula de control del agua para lavado.
- d) Válvula de control del desagüe de lavado.
- e) Válvula de control del desagüe de relavado.

Estas válvulas son de compuerta, de hierro fundido y de accionamiento manual. Se han diseñado de accionamiento manual, teniendo en cuenta que la planta es pequeña y que no resulta dificultoso este tipo de manejo en estas condiciones. Las uniones serán de bridas y aseguradas con pernos y tuercas para que sea posible su remoción en caso de cambio o reparación. El vástago que se prolonga hasta la galería de maniobra tendrá guías apoyadas en la pared para su buen funcionamiento, rematando en apoyos tronco-cónicos con el volante de accionamiento.

Como se puede apreciar en los planos se ha tratado de ubicarlos funcionalmente, dando árta libre para circulación fácil y vista a los filtros desde su posición.

La tubería de entrada del afluente sedimentado y en la que se encuentra su respectiva válvula deberá ser asegurada con tirantes desde el techo de la galería de tubos, en vista de que atraviesa esta galería a 2.00 m. del piso.

Otros equipos:

a) Controlador de gasto.- Este dispositivo es necesario en el filtro debido a que el lecho ofrece una resistencia al paso del agua -- que va incrementándose con el tiempo, haciéndose necesario un lavado de la arena cuando esta resistencia llega a un límite. Esta variación de la resistencia tiende a hacer variable también el caudal de pasaje del agua, por lo que es necesario un controlador que uniformice-- artificialmente la resistencia y por tanto el caudal.

Un caudal variable de filtración como el que se produciría sin controlador de gasto lleva el peligro de dejar descubierto el lecho filtrante, y por tanto mala repartición en toda el área, flujo desigual en el lecho, formación de canales y mala filtración.

Existen variedad de marcas registradas de controladores de gasto. En este caso se ha escogido uno de patente francesa y realiza el control del flujo mediante un sifón que a su vez es controlado por el nivel del agua en el filtro a través de un flotador.

La elección de este tipo de controlador de gasto se debió a que efectúa también un control sobre el nivel del agua en el filtro.

Cuando se produce el atascamiento progresivo del filtro, el nivel en éste tiende a subir y la caja flotadora patentada actúa sobre el sifón haciendo ingresar menos aire y reduciendo la pérdida de carga en él con lo que se consigue que la suma de pérdidas de carga del filtro y del sifón se mantengan constantes y también el gasto.

Existe la ventaja de que cuando el caudal en un filtro se ve recargado por estar fuera de servicio otro, el aumento de nivel que se produce en el filtro en servicio actúa sobre la caja flotadora que regula a su vez el sifón permitiendo el mayor gasto y sin peligro de desborde. Así mismo no hay peligro de que la arena se descubra por cuanto al bajar el nivel demasiado la caja flotadora desceba el sifón y no pase el flujo.

b) Controlador de pérdida de carga.- Este instrumento nos permite determinar el grado de atascamiento del filtro y por tanto el momento de su lavado.

En este caso el controlador de gasto escogido permite la determinación de este atascamiento mediante un control del vacío parcial existente en el sifón.

Un mayor vacío parcial significa un mayor atascamiento en el filtro y viceversa.

c) Controlador de la expansión de arena.- Este instrumento nos permite medir la expansión que experimenta la arena en el momento del lavado. Se recomienda en este caso que el dispositivo sea sencillo por lo que se ha escogido el tipo del "bastón luminoso" que consiste precisamente en un bastón que en su extremo curvo tiene un punto lumino-

so alimentado por pilas y que se introduce hasta la superficie de la arena antes del lavado y que luego se va subiendo a medida que la arena se va expandiendo, de manera que se distinga el punto luminoso. En el otro extremo se mide la expansión.

d) Caudalímetros.- Se ha dispuesto la medición del caudal de ingreso a cada filtro mediante un venturi que será del tipo indicador solamente, ya que uno registrador y totalizador se colocará con el equipo de bombeo al reservorio elevado de la ciudad.

#### Diseño de la Dosificación de Coagulantes

Incluye este diseño clase y cantidad de coagulante así como la recomendación del tipo de dosador.

Como ya se vió anteriormente el coagulante a emplearse es el sulfato de alúmina, y además se ha previsto la adición de cal como medio para eliminar el  $CO_2$  que según el análisis del agua a veces se presenta.

Además el estudio de la operación y eficiencia de la planta de tratamiento de agua potable de Chiclayo, que como se observó tiene una fuente de abastecimiento del mismo origen que la de Ferrelafe, preparado por el Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería--Sanitaria, dice al respecto:

"Durante la realización de los estudios sobre la operación de la planta, hemos realizado suficiente número de pruebas de jarro, lo que nos permite poder asegurar de que efectivamente la adición de cal es de bastante utilidad en el proceso de tratamiento de las aguas de--

Chiclayo, cuando la alcalinidad está por debajo de las 100 ppm-- En la planta de Chiclayo se tiene tabulado el dosaje de sulfato de alúmina para determinadas turbideces; de acuerdo a las pruebas de laboratorio, ese dosaje podría rebajarse a más de la mitad si es que se adicionara sulfato de alúmina, conjuntamente con cal. La relación entre sulfato de alúmina y cal, se comprobó que era de más o menos de dos a una en la mayoría de las pruebas realizadas. Siendo la cal un producto mucho mas barato que el sulfato de alúmina, podemos concluir de que no solamente para conseguir la formación de mejor floc es conveniente el uso de cal, sino también que a la larga viene a resultar mas económico en cuanto a uso de coagulantes se refiere".

Se ha efectuado con la muestra ya mencionada del canal Taymi una prueba del jarro, pero sólo con la adición de sulfato de alúmina.

La muestra tenía una turbidez de 300 ppm; alcalinidad de 160 ppm como  $\text{Ca CO}_3$  y una dureza de 150 ppm como  $\text{Ca CO}_3$ .

Se practicó la prueba en seis jarros, aplicándose una agitación-rápida para la mezcla durante 1 minuto, una agitación lenta para el acondicionamiento del floc de 10 minutos de duración, y 15 minutos-- de reposo para el asentamiento.

En el siguiente cuadro se aprecia los resultados de esta prueba



Jarro	Dosaje de Sulfato de Aluminio	Formación del floc
N° 1	9.5 ppm	No se formó
N° 2	19 "	Muy pequeños
N° 3	28.5 "	Regular
N° 4	38 "	Regular
N° 5	47.5 "	Bueno
N° 6	57 "	Muy grandes

Como se observa los dos últimos jarros tuvieron una buena seuimentación de flocs, pero se recomienda que el dosaje óptimo de sulfato de aluminio sea el menor que produzca un buen floc. Por tanto en este caso el dosaje óptimo sería de 47.5 ppm.

Debe tomarse en cuenta que no se ha podido hacer mas pruebas para una determinación mas precisa del dosaje de coagulantes, por falta de diversos medios, pero estos deben hacerse para poder adquirir el equipo adecuado.

Como se pudo apreciar en los análisis del agua del río Chancay, la turbidez de este río alcanza hasta 8,000 ppm. en épocas de avenidas, por lo que basado en esto y en las experiencias de la planta--de agua potable de Chiclayo es recomendable pensar en un dosaje máximo de 100 ó 150 ppm.

Así mismo en la aplicación de cal debe pensarse en dosajes de 50 a 75 ppm, porque como se ha explicado la proporción de 1 a 2 de la cal con respecto al sulfato de alumina es la mas indicada.

En cuanto se refiere al tipo de dosador se recomienda los dosadores en seco. Teniendo en cuenta el volumen de producción de la planta, 86400 m<sup>3</sup> y la existencia de energía eléctrica suficiente en Ferrnafe y también porque la cantidad del coagulante sulfato de alúmina expresada en kilos por día:

$$8,640 \text{ m}^3 \times 0.150 \text{ kg} = 1300 \text{ kg/día}$$

Nos llevaría a tener un tanque de 22 m<sup>3</sup> o dos de 11 m<sup>3</sup> cada uno, caso de usar dosadores de solución, con la consiguiente dificultad de disolver el reactivo, fuera de los tanques adicionales para disolver la cal. Nos llevaría pues considerables volúmenes adicionales y posibles fallas de precisión en las medidas.

Dentro de los dosadores en seco es recomendable en este caso los volumétricos por ser más sencillos y de una precisión aceptable que llega a un 95%.

### Diseño del equipo de desinfección

El último tratamiento que se dará al agua en la planta es el de desinfección mediante cloro, para asegurar una entrega libre de microorganismos patógenos y mantener cloro residual libre a fin de garantizar el agua hasta el punto de consumo.

Se ha escogido el cloro como desinfectante por ser el más eficiente y de más fácil acceso y manejo.

En primer lugar hallaremos la capacidad requerida del equipo.

Se estima que la variación del dosaje para una buena cloración en este caso debe estar entre 1 ppm y 5 ppm, debiendo ajustarse a las

determinaciones de cloro residual en distintos puntos de consumo.

0.2 ppm. de cloro residual libre es lo recomendado.

El flujo a ser tratado es de 100 lts/seg. osea de 8,640 m<sup>3</sup> por día.

Mínima capacidad requerida del equipo:

8,640 grs = 19 libras diarias

Máxima capacidad requerida del equipo:

8,640 x 5 grs = 95 libras diarias.

Se ha escogido como la mejor solución un clorador de dosificación directa de gas con aplicación mediante difusor.

Este equipo más económico y sencillo se ha seleccionado en base a las siguientes consideraciones:

a) La ausencia de clima frío impide la obturación del difusor por la formación de hidrato de cloro.

b) La pequeña cantidad de cloro requerida ya que la máxima capacidad de un clorador de aplicación directa a un canal (que este es el caso) es de 300 lbs/día y se tiene para la planta sólo 95 lbs/día.

La capacidad máxima de un clorador de aplicación en solución es

de 8,000 lbs/día. El dosaje mínimo que se tiene de 19 lbs/día es fácilmente proporcionado por estos cloradores ya que trabajan desde 4 lbs/día.

c) La limitación de distancia entre el clorador y el punto de aplicación no es problema ya que está indicada como máxima unos 7.5 mts. y se tiene en este caso sólo 1.50 mt.

d) No es necesaria la flexibilidad que proporcionan otros equipos ya que sólo se aplicará cloro en un sólo punto.

Se ha seleccionado un control manual para el clorador escogido ya que el flujo a tratar es constante, siendo tratado a una proporción fija.

### Especificaciones de Equipos, Materiales y Construcción

El concreto es uno de los elementos que debe recibir la mayor atención durante la construcción de la planta.

La impermeabilidad es la primera cualidad que debe tener el concreto ya que gran parte de éste quede sujeto al contacto con el agua. No debe pensarse en obtener un concreto satisfactorio sin que se usen los mejores materiales y sin que se lleve a cabo una vigilancia constante durante todas las fases de la construcción.

En cuanto a especificaciones de los materiales deberá seguirse lo recomendado por instituciones acreditados para ello como la A.S.T.M.

Existen detalles importantes para estos casos que no deben dejarse de lado. Se hace indispensable dar conveniente recubrimiento a la

armadura para protegerla de la corrosión y separar los fierros suficientemente de modo de permitir que el concreto los envuelva completamente.

El agregado debe ser de graduación suficientemente pequeña para pasar entre las barras de acero, a fin de que se evite, por su amontonamiento en las armaduras la formación de vacíos o "cangrejeras" en el concreto. En los edificios comunes en los que hay ausencia--de contacto permanente con el agua, todos esos factores pueden ser pasados por alto sin que esto se perciba, sin embargo en el caso de concreto expuesto a humedad cualquier descuido de estas precauciones se torna evidente. Es importante incluir el vibrado en la operación de vaciado del concreto para lograr mejor distribución del agregado grueso y evitar vacíos.

En vista de que es imposible hacer un vaciado monolítico de todas las estructuras es necesario que se proyecten juntas de construcción en las secciones donde tenga que suspenderse el vaciado. Si esto no fuera hecho es bien posible que se produzcan filtraciones ya que no es posible obtener una ligazón perfecta entre las superficies de concreto antiguo y reciente.

En cuanto al acabado de las superficies en contacto con agua este debe efectuarse con un mortero impermeabilizado a base de aditivos de marca que se encuentran fácilmente en el mercado, los que indican su manera y proporción de uso.

Deberá así mismo obtener muestras de cada vaciado de concreto para efectuarse pruebas de resistencia y después de construídas las--

estructuras realizar las pruebas de estancamiento.

Es importante llevar un estricto control de niveles para asegurar un eficiente funcionamiento hidráulico de las unidades de tratamiento.

En cuanto al edificio central de administración y control se puede decir en forma general que deben tenerse en cuenta las cargas concentradas a causa de equipos como son los dosadores de reactivos, cámara de llegada etc.

Así mismo los ambientes destinados a estos reactivos deberán tener acabados fácilmente lavables tanto de muros como de pisos; también en el laboratorio de control hay que proveer estas cualidades.

En la sala de desinfección, se usarán las conexiones de material anticorrosivo como el plástico y se harán ventilaciones bajas para las posibles fugas del gas cloro.

Respecto de los equipos, estos se han ido especificando como se ha visto a medida que se diseñaban las unidades.

-----  
-----  
-----  
-----  
-----  
-----  
-----  
-----  
-----