



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN

ABASTECIMIENTO DE AGUAS PARA USOS
MUNICIPALES E INDUSTRIALES Y
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

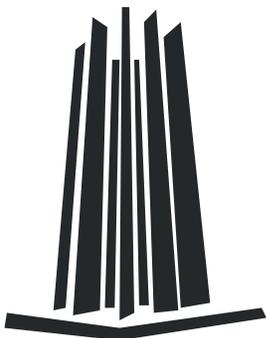
I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

CLAUDIA CELENE FLORES ZAMUDIO

FRANCISCO JAVIER VALVERDE CANO

ASESOR: ING. VALENTE TORRES ORTIZ





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA.

EN ESPECIAL DEDICO ESTE LOGRO A MI FAMILIA (MIS PADRES Y MIS HERMANOS), YA QUE SIN SU AYUDA Y APOYO NUNCA LO HUBIERA LOGRADO.

A MIS DOS AMORES (OMAR Y FERNANDO), LAS DOS RAZONES DE MI VIDA, GRACIAS POR ESTAR SIEMPRE CONMIGO.

A MIS AMIGOS, POR QUE DE ELLOS APRENDI A COMPARTIR Y A CONFIAR.

***CLAUDIA C.**

GRACIAS A DIOS Y A MIS PADRES POR TODO EL APOYO Y COMPRENSIÒN EN LA VIDA, POR TODO EL CARIÑO QUE LE HAN DADO A MIS LOGROS; ASÌ COMO EN LA REALIZACIÒN DE ESTA TESIS.

A MIS HERMANOS, A TODAS Y A CADA UNA DE LAS PERSONAS QUE ESTAN Y ESTUVIERON CONMIGO COMPARTIENDO CONFIANZA, AMISTAD Y APOYO, INFINITAS GRACIAS.

***FRANCISCO J.**

*****INDICE*****

INTRODUCCIÓN.....	1
I. DEMANDAS DE AGUA.....	4
I.1. USOS DEL AGUA.....	5
I.1.1. USO AGRICOLA.....	6
I.1.2. USO PARA ABASTECIMIENTO PUBLICO.....	7
I.1.3. USO EN INDUSTRIA AUTOABASTECIDA.....	7
I.1.4. USO EN TERMOELÉCTRICAS.....	7
I.1.5. USO EN HIDROELÉCTRICA.....	8
I.2. FACTORES QUE AFECTAN LA UTILIZACIÓN DEL AGUA.....	8
I.3. ESTIMACIONES SOBRE LA UTILIZACIÓN DEL AGUA.....	9
I.4. FLUCTUACIONES EN EL USO.....	12
II. SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DEL AGUA.....	15
II.1. TIPOS DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DEL AGUA.....	15

II.2. DEMANDAS DE PRESIÓN EN LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA.....	16
II.3. DEPÓSITOS DE DISTRIBUCIÓN.....	16
II.4. DISEÑO DEL SISTEMA DE TUBERIAS.....	19
II.5. CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA.....	21
II.6. BOMBEO NECESARIO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	23
II.7. CONEXIONES TRANSVERSALES.....	23
III. PURIFICACIÓN DEL AGUA.....	26
III.1. CARACTERISTICAS FISICAS DEL AGUA.....	26
III.2. CARACTERISTICAS QUIMICAS DEL AGUA.....	26
III.3. CARACTERISTICAS MICROSCÓPICAS Y BACTERIANAS DEL AGUA.....	28
III.4. MÉTODO DE PURIFICACIÓN DEL AGUA.....	29
III.4.1. SEDIMENTACIÓN SIMPLE.....	30
III.4.2. SEDIMENTACIÓN CON COAGULACIÓN.....	34
III.4.3. FILTRACIÓN.....	37
III.4.4. DESINFECCIÓN.....	39
III.4.5. ELIMINACIÓN DE SABORES Y OLORES.....	41
III.4.6. ABLANDAMIENTO DEL AGUA.....	41

III.4.7. DESALINIZACIÓN.....	43
III.4.8. DESTILACIÓN.....	44
III.4.9. CONGELACIÓN.....	44
III.4.10. DESMINERALIZACIÓN.....	44
III.4.11. ELECTRODIÁLISIS.....	44
III.5. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE TRATAMIENTO PARA EL AGUA.....	45
III.6. SANEAMIENTO DE LOS DEPÓSITOS O TANQUES.....	47
III.7. SISTEMAS DE OBRAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.....	48
III.8. PLANEACIÓN DE UN SISTEMA MUNICIPAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.....	49
III.9. CONTROL DE CALIDAD DE AGUA Y OTROS USOS.....	49
IV. CANTIDAD DE AGUAS NEGRAS.....	51
IV.1. CANTIDAD DE AGUAS NEGRAS DOMÉSTICAS E INDUSTRIALES.....	51
IV.2. INFILTRACIÓN.....	51
IV.3. VARIACIÓN DE ESCURRIMIENTO DE AGUAS NEGRAS DOMÉSTICAS E INDUSTRIALES.....	52

.V. ALCANTARILLADO.....	53
V.1. TUBERÍAS PARA ALCANTARILLADO.....	53
V.2. ESCURRIMIENTO DE LOS ALCANTARILLADOS.....	54
V.3. ACCESORIOS Y ADITAMIENTOS DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO.....	54
V.4. BOMBEO DE LAS AGUAS NEGRAS.....	57
VI.5. DISEÑO DE UN SISTEMA SANITARIO DE ALCANTARILLADO.....	58
V.6. DISEÑO DE UN SISTEMA COMBINADO DE ALCANTARILLADO.....	59
V.6.1. CONSTRUCCIÓN DE LOS ALCANTARILLADOS.....	59
V.7. MANTENIMIENTO DE LOS ALCANTARILLADOS.....	60
VI. TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.....	62
VI.1. INVERSIONES Y MERCADOS EN TRATAMIENTO DE AGUA.....	62
VI.1.1. MERCADO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS.....	62
VI.1.2. MERCADO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN INDUSTRIAL.....	64
VI.2. EL CICLO DE LA DESCOMPOSICIÓN.....	66
VI.3. CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS NEGRAS.....	67

VI.4. AUTOPURIFICACIÓN DE LAS CORRIENTES.....	70
VI.5. ELIMINACIÓN DE LAS AGUAS NEGRAS.....	74
VI.6. MÉTODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS.....	77
VI.7. COLADO DE LAS AGUAS NEGRAS.....	77
VI.8. TRITURADORES.....	78
VI.9. ELIMINACIÓN DE GRASAS.....	79
VI.10. SEDIMENTACIÓN DE AGUAS NEGRAS.....	79
VI.11. FILTRACIÓN DE AGUAS NEGRAS.....	81
VI.11.1. FILTROS INTERMITENTES DE ARENA.....	84
VI.12. DEPÓSITOS DE OXIDACIÓN.....	85
VI.13. PROCESO DE LODOS ACTIVADOS.....	85
VI.13.1. DIGESTIÓN DE LODOS.....	88
VI.13.2. ELIMINACIÓN DE LODOS.....	90
VI.14. TANQUES IMHOFF Y SÉPTICOS.....	92
VI.15. CLORINACIÓN DE AGUAS NEGRAS.....	94
VI.16. TRATAMIENTO DE DESOERDICIOS INDUSTRIALES.....	95
VII. CONCLUSIONES.....	96
BIBLIOGRAFIA.....	98

INTRODUCCION.

Llamamos agua potable, al agua que podemos consumir o beber sin que exista peligro para nuestra salud. Por lo que, el agua no debe contener sustancias o microorganismos que puedan provocar enfermedades y perjudiquen nuestra salud.

Por lo anterior, antes de que el agua llegue a nuestras casas, es necesario que sea tratada en una planta potabilizadora. En estos lugares, el agua se limpia y trata hasta que esta en condiciones adecuadas para el consumo humano.

El objetivo del presente trabajo es el de analizar la situación del abastecimiento de agua y su tratamiento en nuestro país, utilizando los resultados obtenidos por las instituciones especializadas.

Para el desarrollo del tema es necesario conocer los siguientes datos:

- a. se calcula que en la tierra hay aproximadamente 1,400 millones de kilómetros cúbicos de agua dulce, es decir, 42 millones de kilómetros cúbicos.
- b. De toda el agua dulce, el 80/ está formado por los polos y zonas heladas de la tierra, el 19/ es agua subterránea y el 0.7/ forma parte de la atmósfera.
- c. El agua dulce disponible, en ríos y lagos, es el 0.3/ del total.

Los datos anteriores nos indican que la cantidad de agua dulce disponible, para toda la humanidad es escasa, por lo que es necesario conservarla y evitar su contaminación y mal uso.

Con respecto a nuestro país, éste recibe del orden de 1.51 billones de metros cúbicos de agua en forma de precipitación. De esta agua, el 72.5/ se evapotranspira y regresa a la atmósfera, el 25.6/ escurre por los ríos o arroyos, y el 1.9/ restante se infiltra al subsuelo y recarga los acuíferos. De tal forma que anualmente el país cuenta con 465 mil millones de metros cúbicos de agua dulce renovable.

La Ciudad se abastece hoy en día de agua potable en un 68% de pozos de extracción (subsuelo), un 23% de agua proveniente del Sistema Cutzamala y un 9% del Sistema Lerma.

En el Registro Publico de Derechos de Agua se tienen clasificados los usos del agua en 12 rubros, mismos que por claridad se han agrupado en 5 grandes grupos; cuatro que corresponden a usos consuntivos, el agrícola, el abastecimiento público, la industria autoabastecida y las termoeléctricas, y el hidroeléctrico

Amplios sistemas de distribución son necesarios para entregar el agua al consumidor individual en la cantidad necesitada y con una presión satisfactoria. Este sistema de distribución es con frecuencia la inversión principal de un sistema de abastecimiento de agua municipal.

. El agua, para poder ser bebida con seguridad, no debe contener bacterias productoras de enfermedades (patógenas) y, además, no debe contener sabores y olores inconvenientes y tampoco debe tener color, turbidez y sustancias químicas. Para hacer el agua segura y atractiva al consumidor, se utilizan varios métodos. El método seleccionado depende principalmente del carácter del agua no tratada.

En las zonas con una gran concentración de población, los desperdicios líquidos (aguas negras o cloacales) que deben eliminarse con el objeto de mantener condiciones higiénicas de vida, incluyen las aguas negras domésticas o sanitarias de los inodoros a excusados, fregaderos y otras instalaciones de plomería; desperdicios industriales de las plantas manufactureras; y en muchas comunidades, escurrimiento pluvial de tormenta o chubasco de las calles y de otras superficies.

En la comunidad moderna, el agua negra es sacada en conductos subterráneos llamados cloacas, albañales y atarjeas. El proceso de recoger el agua negra y entregarlo en un punto de eliminación es llamado alcantarillado y el sistema de conductos, estructuras y dispositivos para conseguir esto se conoce como sistema de alcantarillado.

Antes de que un sistema de alcantarillado pueda diseñarse, debe hacerse alguna estimación de los escurrimientos probables de aguas negras. Los drenes pluviales de tormenta se diseñan para recoger únicamente al escurrimiento de tormenta. Una atarjea combinada conduce aguas negras domésticas industriales y aguas pluviales, y debe diseñarse para alojar su gasto máximo; la cual es la más común en nuestro país. Una atarjea sanitaria únicamente conduce aguas negras domésticas y desperdicios industriales.

Cuando las aguas negras en su estado natural o crudas se descargan a una masa o cuerpo de agua, los sólidos que contienen pueden ser acarreados sobre la playa cerca del punto de eliminación, en donde se descomponen y producen olores molestos. Complementariamente, las aguas negras contaminarán el agua en donde penetran con las bacterias patógenas que contienen. Entonces, aun cuando las aguas negras sanitarias aproximadamente en un 99.9% sean agua, con frecuencia necesitan de tratamiento, sí se va a evitar cualquier molestia. El grado necesario de tratamiento, depende de las características y del contenido de materia orgánica o concentración de las aguas negras y de las instalaciones para la eliminación.

El problema de las descargas de aguas residuales es paradójicamente, también una oportunidad, ya que significa un enorme mercado que de ser cubierto no sólo permite soluciones ambientales sino también, generar importantes fuentes de empleo, ingreso y actividad económica.

Hay dos métodos generales para la eliminación de las aguas negras:

1. Dilución o eliminación en agua.

2. Riego o eliminación en el terreno.

La eliminación por dilución es el más común de los dos métodos. Requiere de una cantidad suficiente de agua de dilución para mantener una cantidad adecuada de oxígeno disuelto abajo de la salida.

Para la eliminación por riego, se necesita un suelo abierto arenoso. Una parte de los sólidos en suspensión en las aguas negras crudas debe quitarse antes de su eliminación en el terreno, para evitar que el suelo se tape. Por lo general, se depende del drenaje natural, aunque éste puede aumentarse con la construcción de drenes subterráneos de tuberías de barro.

I. DEMANDAS DE AGUA.

La utilización del agua varía de ciudad en ciudad dependiendo del tamaño de la población, de condiciones climáticas, del grado de industrialización y de otros factores. En una ciudad determinada, la utilización varía de estación a estación y de hora en hora. La planeación de un sistema de abastecimiento de agua requiere que el uso probable de agua y sus variaciones se estimen tan precisamente como sea posible.

La demanda en una ciudad moderna como México, es tan grande que un sistema comunal capaz de abastecer una cantidad suficiente de agua potable constituye una necesidad y con el crecimiento de la población en los últimos años ha provocado una demanda de agua imposible de cubrir con los recursos locales, ocasionando la necesidad de importar agua de cuencas vecinas (Lerma y Balsas). La Ciudad se abastece hoy en día de agua potable en un 68% de pozos de extracción (subsuelo), un 23% de agua proveniente del Sistema Cutzamala y un 9% del Sistema Lerma.

En 1951 se inicio el ingreso de agua potable del Sistema Lerma. En 1974 el inicio del Plan de Acción Inmediato (PAI) que se abastecía de agua de la parte Norte de la cuenca de México (Edo. De México e Hidalgo) con sistemas de pozos y acueductos (agua subterránea).

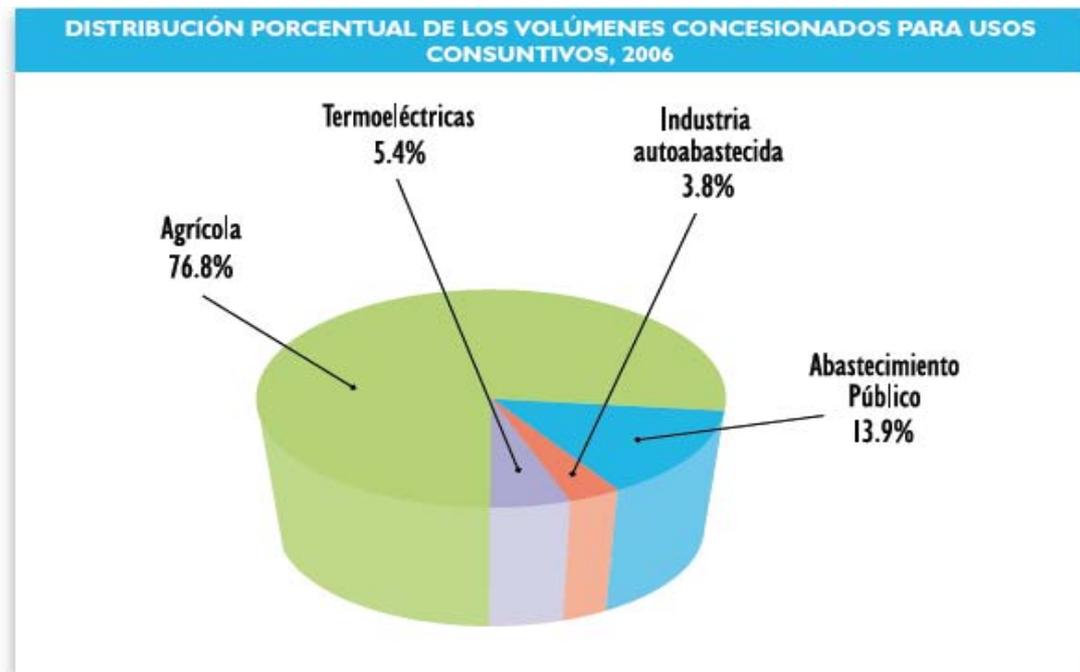
En 1982 se inició el abastecimiento de agua del Plan Cutzamala para el que se tuvo que generar infraestructura para desviar agua de sistema hidroeléctrico Miguel Alemán para abastecer de agua potable a la ciudad. Hoy en día se proyecta ampliar la capacidad del Plan Cutzamala con el proyecto Teamalzcaltepec para poder cubrir las necesidades de abastecimiento de agua potable en México no solamente es necesario inversiones millonarias, también un costo social muy alto.

Al desviar aguas para el consumo de la ciudad se desprovee de este recurso a campesinos y comunidades locales ocasionando denuncias, levantamientos y resistencias campesinas.

I.1 USOS DEL AGUA.

En el Registro Público de Derechos de Agua (Repda), se cuenta con los volúmenes concesionados (o asignados) a los usuarios de aguas nacionales. En dicho registro se tienen clasificados los usos del agua en 12 rubros, mismos que por claridad se han agrupado en 5 grandes grupos; cuatro que corresponden a usos consuntivos, el agrícola, el abastecimiento público, la industria autoabastecida y las termoeléctricas, y el hidroeléctrico, que se contabiliza aparte por corresponder a un uso no-consuntivo.

Como se observa en la gráfica 1, el mayor volumen concesionado para usos consuntivos del agua es el que corresponde a las actividades agrícolas, debido a que México es uno de los países con mayor infraestructura de riego en el mundo.



El 63% del agua utilizada en el país proviene de fuentes superficiales (ríos, arroyos y lagos), mientras que el 37% restante proviene de fuentes subterráneas (acuíferos).

Gráfica 1. Distribución porcentual de volúmenes concesionados para usos consuntivos, 2006.

Tabla 1. USOS CONSECUTIVOS, SEGÚN ORIGEN DEL TIPO DE FUENTE DE EXTRACCION, 2006			
USO	ORIGEN		
	SUPERFICIAL	SUBTERRANEO	VOLUMEN TOTAL
Agrícola ^a	39.7	19.7	59.4
Abastecimiento público ^b	3.9	6.8	10.7
Industria autoabastecida ^c (sin termoeléctricas)	1.6	1.4	3.0
Termoeléctricas	3.8	0.5	4.2
Total	49.0	28.3	77.3

NOTA: 1 Km. ³ = 1 000 Hm. ³ = mil millones de m³. Los datos corresponden a volúmenes concesionados al 31 de diciembre de 2006.

^a Incluye los rubros agrícola, pecuario, acuacultura, múltiples y otros de la clasificación del Repda, además de los volúmenes de agua que se encuentran pendientes de inscripción (2.05 Km. ³).

^b Incluye los rubros público urbano y doméstico de la clasificación del Repda.

^c Incluye los rubros industrial, agroindustrial, servicios y comercio de la clasificación del Repda.

FUENTE: Conagua. Subdirección General de Administración del Agua.

I.1.1. USO AGRICOLA.

El principal uso del agua en México es el agrícola, el cual se refiere principalmente al agua utilizada para el riego de cultivos. La superficie dedicada a las labores agrícolas en México varía entre los 20 y 25 millones de hectáreas, con una superficie cosechada de entre 18 a 22 millones de hectáreas por año. El valor de la producción directa equivale al 6.5% del PIB nacional. Por otra parte, la población ocupada en este rubro oscila entre los 4 y 5 millones de personas y se estima que dependen directamente de la actividad entre 20 y 25 millones de mexicanos, en su mayoría población rural.

Es de destacar que la superficie de riego del país ha aumentado considerablemente de 750 mil hectáreas en 1926 a 6.4 millones de hectáreas actualmente, lo que coloca al país en el sexto lugar mundial en términos de superficie con infraestructura de riego. El 54% de la superficie bajo riego corresponde a 85 Distritos de Riego y el 46% restante a más de 39 mil Unidades de Riego.

La productividad en las áreas de riego es 3.7 veces mayor que la de temporal, por lo que esas actividades representan más de la mitad de la producción agrícola nacional.

I.1.2. USO PARA ABASTECIMIENTO PÚBLICO.

El uso para abastecimiento público incluye la totalidad del agua entregada a través de las redes de agua potable, las cuales abastecen a los usuarios domésticos (domicilios), así como a las diversas industrias y servicios conectados a dichas redes. De acuerdo con los Censos de Captación, Tratamiento y Suministro de Agua realizados por el INEGI a los organismos operadores del país, se determinó que en el 2003 el 82% del agua suministrada por las redes de agua potable fue para uso doméstico y el 18% restante para industrias y servicios. Por otro lado, comparando los datos de 1998 con los de 2003 de los Censos, se observa que en estos cinco años el volumen de agua empleada por los organismos operadores se incrementó en 22%. Otro dato relevante es que en el año 2003 el porcentaje de agua facturada respecto al total de agua empleada por los organismos operadores fue del 49%, lo que indica que el restante 51% del volumen se perdió en fugas, fue objeto de tomas clandestinas o bien correspondió a deficiencias en el padrón de usuarios.

I.1.3. USO EN INDUSTRIA AUTOABASTECIDA.

En este rubro, se incluye la industria que toma su agua directamente de los ríos, arroyos, lagos o acuíferos del país.

Los principales giros industriales son los que corresponden a la industria química y la producción de azúcar, petróleo, celulosa y papel.

I.1.4. USO EN TERMOELÉCTRICAS.

En el año 2006, las centrales termoeléctricas generaron 191.78 TWh, lo que representó el 86.8% del total de energía eléctrica producida en el país. En las plantas correspondientes existe una capacidad instalada de 47 857 MW, es decir el 78.5% del total del país.

El agua incluida en este rubro se refiere a la utilizada en centrales de vapor, duales, carboeléctricas, de ciclo combinado, de turbogás y de combustión interna.

Cabe aclarar que el 74% del agua concesionada a termoeléctricas en el país corresponde a la planta carboeléctrica de Petacalco, ubicada en las costas de Guerrero, muy cerca de la desembocadura del río Balsas.

Tabla 2. GENERACION DE ENERGIA TERMOELÉCTRICA Y CAPACIDAD INSTALADA, SERIE ANUAL DE 1999 A 2006.

PARAMETRO	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006
Generación de energía termoeléctrica (TWh)	147.07	157.39	167.11	174.60	181.95	181.24	188.78	191.78
Generación total de energía eléctrica (TWh)	179.07	190.00	194.92	198.88	200.94	205.39	215.63	221.00
Capacidad termoeléctrica (MW)	25 449	25 995	28 312	30 971	34 348	35 423	35 306	37 572
Capacidad total instalada (MW)	34 839	35 385	37 691	40 350	43 727	45 687	45 576	47 857

NOTA: 1 TWh = 1000 GWh

FUENTE: Comisión Federal de Electricidad. Informe anual 2005. México, 2006.

Comisión Federal de Electricidad. www.cfe.gob.mx/es/LaEmpresa/igeneracionelectricidad, junio 2007.

I.1.5. USO EN HIDROELÉCTRICA.

En el año 2006, las plantas hidroeléctricas emplearon un volumen de agua de 140.3 km³, lo que permitió generar 29.22 TWh de energía eléctrica, o el 13.2% de la generación total del país. La capacidad instalada en las centrales hidroeléctricas es de 10 285 MW, que corresponde al 21.5% de la total instalada en el país.

I.2. FACTORES QUE AFECTAN LA UTILIZACIÓN DEL AGUA.

Entre los muchos factores que influyen las extracciones de agua están:

- ✓ **Clima:** se utiliza más agua en climas calientes y secos que, en los climas húmedos, para el baño, riego de prados, acondicionamiento de aire, etc. En climas extremadamente fríos, el agua puede desperdiciarse en la llave para evitar la congelación en las tuberías.
- ✓ **Características de la población:** el uso del agua está influido por el status o nivel económico de los consumidores. El uso per cápita de agua en los barrios pobres será mucho menor que aquél en los distritos

residenciales. En distritos sin redes de alcantarillado, el consumo puede ser tan bajo como los 10 gcpd (galones per. cápita por día).

- ✓ **Industrias y Comercio:** las plantas manufactureras requieren con frecuencia grandes cantidades de agua. La cantidad efectiva depende de la extensión de las manufacturas y de los tipos de industria.

Algunas industrias desarrollan su abastecimiento de agua propio y colocan muy poca o ninguna demanda sobre el sistema municipal. La zonificación de la ciudad afecta a la localización de las industrias y puede ayudar a estimar las demandas industriales futuras. Los distritos comerciales incluyen edificios para oficinas, almacenes y tiendas. La demanda percapita en esas zonas no es alta, promediando aproximadamente 10 gpd por empleado de tiempo completo. Aproximadamente, el 80 % del agua industrial es para enfriamiento y no necesita tener una alta calidad. El agua utilizada para ciertos procesos y para alimentación de calderas debe de ser de buena calidad. En algunos casos, el agua industrial debe tener un contenido más bajo de sales disueltas del que puede permitirse al agua para beber. La localización de la industria, con frecuencia, está muy influida por la disponibilidad del abastecimiento de agua. Sin embargo, cuando otros factores dictan la localización de planta, las demandas de agua pueden reducirse muy por de bajo del promedio para la industria.

- ✓ **Cuotas de agua y medición:** Si los costos de agua son altos, la gente puede ser más conservadora en la utilización del agua y con frecuencia las industrias desarrollarán su propio abastecimiento para tener agua más barata. Los consumidores que tienen medidores tienen más probabilidad de reparar las fugas y utilizar el agua con discreción, la instalación de medidores ha reducido la utilización del agua hasta un 40 %.
- ✓ **Tamaño de la ciudad:** El uso percapita tiende a ser mayor en las grandes ciudades que en los pueblos pequeños.

I.3. ESTIMACIONES SOBRE LA UTILIZACIÓN DEL AGUA.

La primera etapa del diseño de un sistema de abastecimiento, es la determinación de la cantidad de agua que se necesitara con las providencias que se estimen convenientes en relación con la demanda promedio percapita, ordinariamente se toma un promedio de cerca de 130 gpcd; pero esta cifra puede alterarse en forma considerable por condiciones locales. El siguiente paso es realizar una estimación de la población futura de la ciudad para determinar el uso total promedio, los aspectos económicos del problema determinan que tan lejos en el futuro debe proyectarse la estimación de la población.

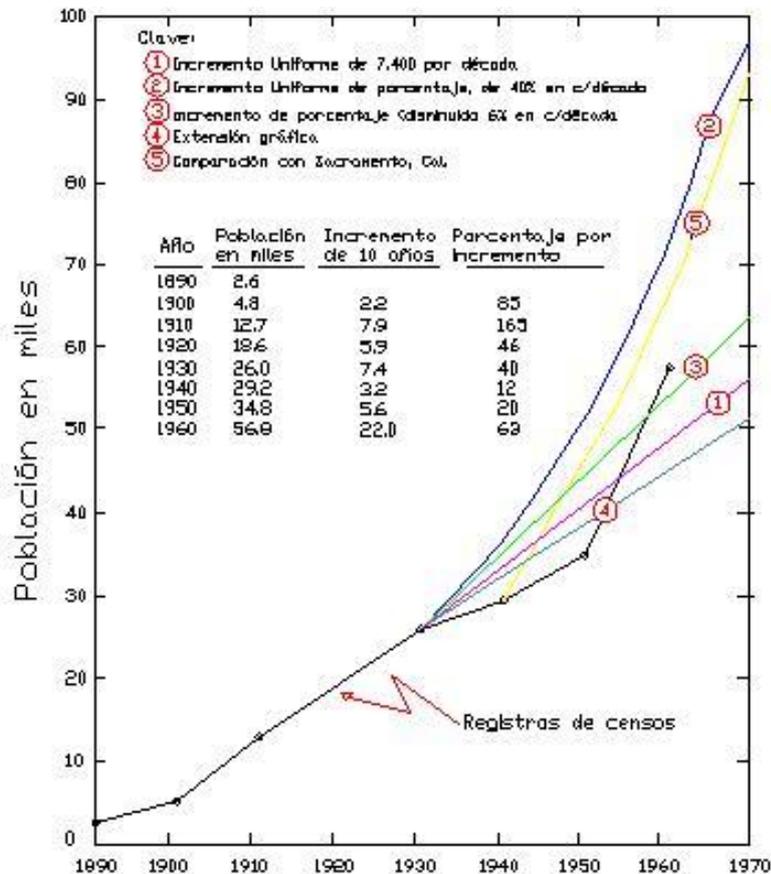
La mayoría de los análisis sobre estimación de población sugieren cinco "métodos" para extrapolar la curva última de población de una ciudad con la consideración de:

1. Tasa uniforme de crecimiento.
2. Porcentaje uniforme del crecimiento.
3. Tasa decreciente del crecimiento.
4. Extensión gráfica.
5. Comparación con el crecimiento de otras ciudades.

La prolongación o extensión gráfica, ajustada con buen criterio, es quizás un método tan bueno como cualquier otro.

El punto básico por contestarse es: ¿A la larga, es más barato diseñar y construir el sistema para satisfacer la demanda probable en cierta fecha futura, o construir ahora para un corto tiempo y planear el hacer adiciones conforme evolucionen las demandas futuras? Con frecuencia, la respuesta constituye una transacción o término medio. Algunas partes de la obra proyectada pueden construirse más económicamente en su tamaño final de inmediato, mientras que otras partes se dejan para expansión futura. Por ejemplo, si para la fuente de captación del agua van a utilizarse pozos, el periodo de diseño puede ser muy corto, ya que pueden perforarse otros pozos cuando sean necesarios. En la situación contraria, si va a construirse una presa, el periodo de diseño puede ser bastante largo. Después debe localizarse una fuente de captación del agua segura y, finalmente, debe dotarse al abastecimiento de un sistema de distribución. Por lo general, el agua en su fuente de captación no está adecuada para su consumo como bebida y ordinariamente se incluye instalaciones para purificación del agua como una parte integral del sistema.

El pronóstico sobre la mediana de 1938 hecho por el U. S. Census Bureau previó una población en los Estados Unidos de 154 millones en 1980. Este punto se alcanzó en 1951. Tan tarde como 1950, la estimación oficial de la mediana sobre la población probable máxima de los Estados Unidos fue de 165 millones. Davis estimó en 1952 que la población se produjo principalmente por los casamientos más prematuros y por el mayor número de hijos por familia. Nadie pudo prever esta tendencia ni nadie puede predecir cuando se invertirá. La guerra, los cambios en las técnicas industriales, los nuevos descubrimientos científicos y muchos factores, pueden causar cambios bruscos en las tendencias de la población de las naciones o ciudades y ninguno de los métodos de pronóstico sobre la población, puede anticipar estos cambios.



Gráfica 2. "EXTENSION O PROLONGACION DE LA CURVA DE POBLACION PARA BAKERSFIELD CALIFORNIA", POR DIVERSOS METODOS.

El ingeniero que necesite hacer la estimación de la población para una ciudad, entre otras cosas, debe considerar cualquier limitación física del crecimiento de la misma, las zonas incorporadas circundantes o las barreras geográficas pueden limitar el crecimiento, a aquel que puede ocurrir por el uso de terrenos no explotados dentro de los límites de la ciudad o para apartamentos multifamiliares, en lugar de habitaciones residenciales simples. Los pueblos cercanos a las grandes ciudades, con frecuencia pueden esperar un rápido influjo futuro de habitantes que se establezcan en ellos, pero trabajen en las ciudades, siempre que las dificultades de transporte no interfieran el proceso. Las instalaciones o los recursos que favorecen el desarrollo industrial presagian un continuado crecimiento. La preferencia de los ciudadanos de una localidad, reflejada en las ordenanzas de zonificación, sugiere las tendencias posibles del crecimiento. Las zonas dedicadas a residencias unifamiliares alcanzarán sus límites de población más pronto que las zonas que permiten el desarrollo de departamentos. El ingeniero debe reunir todos los factores pertinentes, junto con las opiniones de los residentes locales que han atestiguado el crecimiento de la zona. La comparación con ciudades similares pueden ser útil, pero el desarrollo de una sola industria o una nueva transportación fácilmente puede cambiar casi de la noche a la mañana.

La población final de una zona geográfica puede predecirse con base en el desarrollo previsto que se marque en el plan maestro elaborado para la comunidad. Dichas estimaciones, por supuesto, se alteran con cualquier cambio en el arreglo adoptado para zonificación, las densidades típicas de población para diversos tipos de desarrollo se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3. DENSIDADES TÍPICAS DE POBLACIÓN.

	PERSONAS POR ACRE
ZONAS RESIDENCIALES	
Casas unifamiliares	5-10
Casas multifamiliares	30-100
Departamentos	100-1000
Zonas comerciales	15-30
Zonas industriales	5-15

I.4. FLUCTUACIONES EN EL USO.

El uso de agua en una comunidad varía casi continuamente. A mediados del invierno, el uso diario promedio es aproximadamente en general 20% mas bajo que el promedio diario anual, mientras que en el verano puede estar del 20 al 30% arriba del promedio diario. Las industrias de tipo estacional como las plantas enlatadoras pueden causar amplias variaciones de la demanda de agua durante el año. Para muchas comunidades el uso máximo diario será aproximadamente igual al 180% del uso promedio diario durante el año.

En cualquier día hay mucha menos utilización en la noche que durante las horas del día, (ver figura 1). Al principiar la mañana, el uso diario está en un mínimo del 25 al 40% del uso horario promedio para el día. Cerca del medio día la demanda usualmente llega a un máximo cercano de 150 a 200% de la demanda promedio horaria para el día. En las comunidades residenciales, en el verano puede haber máximos de media mañana y de fin de la tarde producidos por el riego a los prados. El uso horario máximo para una ciudad, cuyo uso promedio anual es de 130 gpcd, puede aproximadamente ser:

$$130 \times 1.80 \times 2.00 = 470 \text{ gpcd}$$

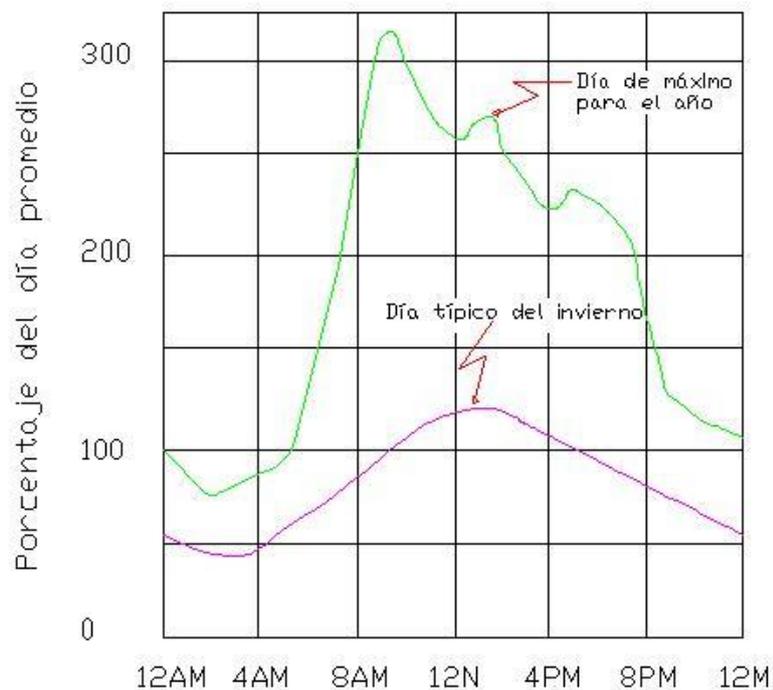


FIGURA 1. VARIACION HORARIA DEL CONSUMO DE AGUA, EN PALO ALTO CALIFORNIA.

Un uso final del agua que debe ser tomado en cuenta para combate de incendios. El volumen anual de agua utilizada para el combate de incendios es pequeño, pero al ocurrir éstos, el gasto de utilización puede ser bastante alto. El National Board of fire Underwriters recomienda la tolerancia, o valores para el gasto contra incendios necesario, que se marca en la tabla 4. Las cantidades dadas por esta tabla representan a las necesarias en los distritos de negocios de una comunidad. Los gastos necesarios en zonas residenciales varían de 500 a 3000 gpm dependiendo de la densidad de población. Si este gasto no puede mantenerse en el tiempo necesario, la póliza del seguro contra incendio para una comunidad, puede ajustarse hacia un valor superior. El gasto necesitado para combate de incendios se añade al uso promedio para el día máximo con el fin de determinar lo que se prevé será el gasto de utilización durante un incendio.

Tabla 4. CAPACIDAD O GASTO DEL ESCURRIMIENTO CONTRA INCENDIOS, RECOMENDADA POR EL NATIONAL BOARD OF FIRE UNDERWRITERS*.

POBLACION	GASTO, gpm	DURACION, hr.
1 000	1 000	4
2 000	1 500	6
3 000	1 750	7
4 000	2 000	8
5 000	2 250	9
6 000	2 500	10
1 0000	3 000	10
2 0000	4 350	10
4 0000	6 000	10
6 0000	7 000	10
8 0000	8 000	10
10 0000	9 000	10
15 0000	11 000	10
20 0000	12 000	10

*"Standard Schedule for Grading Cities and Towns of the United States with Reference to Their Fire Defenses and Physical Conditions", National board of Fire Underwriters, New York, 1956.

II. SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA.

Amplios sistemas de distribución son necesarios para entregar el agua al consumidor individual en la cantidad necesitada y con una presión satisfactoria. Este sistema de distribución es con frecuencia la inversión principal de un sistema de abastecimiento de agua municipal.

II.1. TIPOS DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DEL AGUA.

Si las condiciones topográficas son ideales se utiliza la distribución por gravedad. Esto exige un tanque o depósito localizado en una altura suficiente arriba de la ciudad para que el agua pueda llegar a cualquier parte del sistema de distribución con la presión adecuada sin necesidad de bombeo. Si el bombeo es necesario, el agua puede bombearse directamente a líneas cerradas de distribución o puede bombearse a depósitos de distribución que sirven para igualar los gastos de bombeo en el día y para tomar en cuenta el uso máximo.

Un sistema de distribución arbórea no es satisfactorio por que el agua puede estancarse en los extremos del sistema. Además, si se necesita hacer reparaciones a una gran zona o distrito, debe quitársele el agua. Finalmente, con una demanda pesada o durante un incendio las pérdidas de carga pueden ser excesivas, a no ser que las tuberías sean bastante grandes. Estas dificultades se reducen al mínimo con un arreglo en parrilla a circunvalación (ver figura 2).

Bombas o tanque de almacenamiento.

Clase:

- Líneas maestras de abastecimiento.
- - - - Líneas maestras auxiliares.
- Distribuidor secundario.

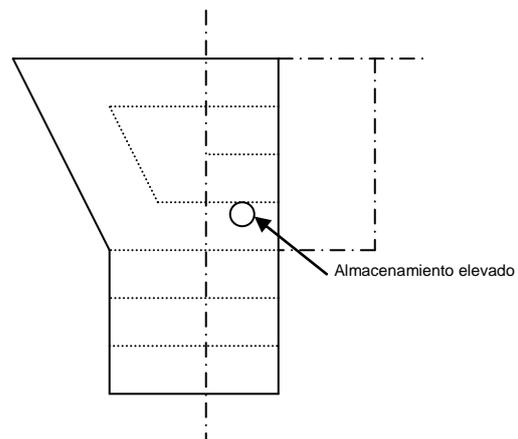


FIGURA 2. UN SISTEMA TIPICO DE DISTRIBUCION DE AGUA.

Un sistema de tubería maestra simple, es aquél en el cual hay una línea maestra simple de servicio en una calle. En un sistema de tubería maestra doble hay una línea maestra en cada lado de la calle. Una línea alimenta los hidrantes para incendio y para el servicio doméstico, en su lado de la calle mientras que la otra (más pequeña) únicamente sirve demandas domésticas en el otro lado. La ventaja principal del sistema de dos tuberías, es que se pueden hacer las reparaciones sin interferir con el tráfico y sin dañar el pavimento.

II.2. DEMANDAS DE PRESIÓN EN LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA.

Al diseñar sistemas de distribución de agua deben tomarse en cuenta las demandas de presión para uso ordinario y para combate de incendio. En distritos residenciales se recomienda para combates de incendios, presiones en el hidrante de 60 lb/plg². En los distritos comerciales una presión mínima de 75 lb/plg² es tolerable, pero deben darse presiones más altas en distritos con edificios altos. La American Association recomienda una presión estática normal de 60 a 75 lb/plg² en todo el sistema. Muchas ciudades utilizan en los departamentos de combate de incendio, bombas de motor para generar la presión necesaria y, de esa forma, la presión normal de operación puede ser menor que los valores arriba citados. El mantenimiento de presión alta en las líneas maestras significa mayores costos de bombeo y, generalmente, también mayores fugas. Algunas ciudades grandes han instalado sistemas duales en las áreas de negocios, con un sistema para uso ordinario de baja presión y un sistema de alta presión (150 a 300 lb/plg²) para combate de incendios únicamente. Otras ciudades utilizan bombas auxiliares para elevar la presión en todo el sistema cuando ocurre un incendio.

Para las necesidades domésticas son satisfactorias presiones en la llave, de 5 lb/plg². Tomando en consideración una pérdida máxima de presión de 5 lb/plg² en el medidor, cerca de 20 lb/plg² en la tubería alimentadora de la casa y la instalación de plomería, y con la tubería maestra colocada aproximadamente a 5 pies bajo el nivel de piso, una presión total de cerca de 35 lb/plg² en la tubería maestra es para zonas residenciales con casas de uno y dos pisos. Dejando cerca de 5 lb/plg² para los pisos adicionales, una presión de 75 lb/plg² debe ser satisfactoria para edificios de 10 pisos de altura. Muchas ciudades exigen a los propietarios del edificio altos la instalación de bombas elevadoras de presión, con el objeto de evitar la necesidad de tener presiones muy altas en las líneas maestras.

II.3. DEPÓSITOS DE DISTRIBUCIÓN.

Los depósitos o tanques de distribución se utilizan para tener un almacenamiento que haga frente a las fluctuaciones de la utilización, para tener un almacenamiento dedicado al combate de incendios y para estabilizar las presiones en el sistema de distribución. El depósito debe localizarse lo más

cercano posible al centro de utilización. El nivel del agua en el depósito debe ser suficientemente alto para permitir el escurrimiento por gravedad hacia el sistema que sirve, y dar también presiones satisfactorias. En las ciudades grandes pueden localizarse en puntos estratégicos varios depósitos de distribución.

Por lo general, el agua se bombea hacia un depósito de distribución cuando la demanda es baja, y se saca o se extrae por gravedad durante los periodos de demanda alta. La capacidad necesaria de un depósito de distribución es establecida por las características de utilización del distrito al cual sirve.

El almacenamiento elevado puede ser ventajosamente empleado para estabilización de la presión la figura 3-a, marca la línea de gradiente hidráulico en el tiempo de uso grande en un sistema con tanque elevado mal localizado. La presión será bastante baja en el extremo más alejado del sistema. Si el tanque elevado estuviera situado en el distrito de alto consumo, como se indica en la figura 3-b, se produciría un mejoramiento en las condiciones de la presión. Las líneas de gradiente hidráulico resultantes, indican que se mantienen presiones adecuadas en todo el tiempo y en todo el sistema.

Para estar acorde con las condiciones topográficas y estructurales que se encuentren, se construye varios tipos de depósitos de distribución. Si hay cerca de la población lomeríos con elevación adecuada, generalmente la mejor selección es la de un depósito superficial construido en excavación o del tipo de corte y relleno. Los depósitos pequeños pueden ser simples excavaciones revestidas con gunita, asfalto o una membrana asfáltica. Los depósitos más grandes necesitan un revestimiento de concreto con sus muros laterales diseñados como muros de retención para resistir las cargas externas del suelo cuando el depósito esté vacío.

Los depósitos superficiales pueden estar o no cubiertos. Si se cubre un depósito, se evitará su contaminación por parte de animales, aves, personas y cerrando el paso a la luz solar, se evita también el crecimiento de algas. Los techos de los tanques pueden ser de madera, concreto o acero. Las losas precoladas de concreto ligero se utilizan ampliamente. Como mínimo en un caso, el techo de un tanque ha formado parte en la calle de una ciudad. Un depósito abierto para distribución debe tener a su alrededor una cerca alta para mantener alejados a los transgresores.

Si la topografía no permite tener una carga suficiente con un depósito superficial para tener la altura necesaria, puede utilizarse un tubo vertical o un tanque elevado (figura 4). Para la construcción de los tubos verticales o torres de tuberías se utilizan, el acero, el concreto reforzado y la madera. Una torre metálica de acero (figura 5-a) se hace de placas delgadas de acero unidas con remaches a soldadura. En las tuberías verticales de concreto, se utilizan mucho para reducir grietas, las formas preesforzadas. El prefabricado se consigue generalmente envolviendo al tanque con un alambre continuo que se cubre después con mortero, como las grandes variaciones en la presión son inconvenientes en un sistema de distribución, la fluctuación del nivel de agua en una torre, esta generalmente limitada a 30 pies o menos. Las torres de más

de 50 pies de altura no son generalmente económicas, por que su parte inferior únicamente sirve para soportar la parte superior útil. Hay muchos tipos diferentes de tanques elevados.

La figura 5-b muestra un tanque elevado que tiene fondo hemisférico, paredes cilíndricas y techo cónico. Este tipo es utilizable en tamaños estándar que varían de 5,000 a 200,000 gal. De capacidad. Para una amplitud de la carga de 30 pies, la capacidad máxima de un tanque de ese tipo es aproximadamente de 60,000 gal. El tanque de la figura 5-c tiene su parte superior hemielipsoidal así como el fondo con paredes cilíndricas intermedias. Este tipo de tanque se construye en tamaños que varían de 25,000 a 1, 500,000 gal y para amplitud de la carga de 30 pies, como el de la figura 5-d, tienen traveses radiales apoyadas por columnas para torre. El fondo de esos tanques puede consistir en una serie de conos radiales o pueden ser la combinación de un segmento de esfera y un toro. Los tanques más grandes con fondo cónico radial tienen capacidades hasta de 3 millones de galones, dentro de la amplitud de la carga de 30 pies.

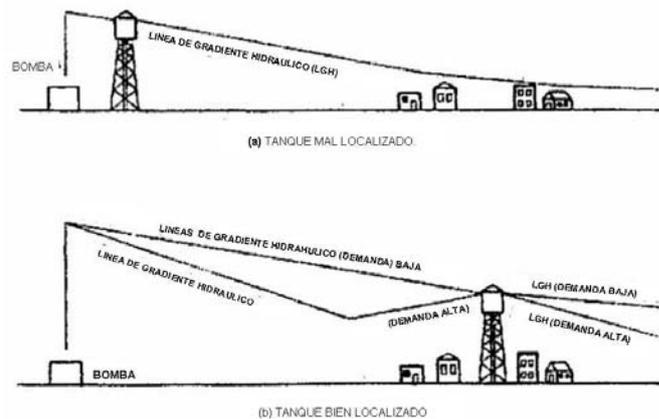


FIGURA 3. LOCALIZACION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO ELEVADOS.

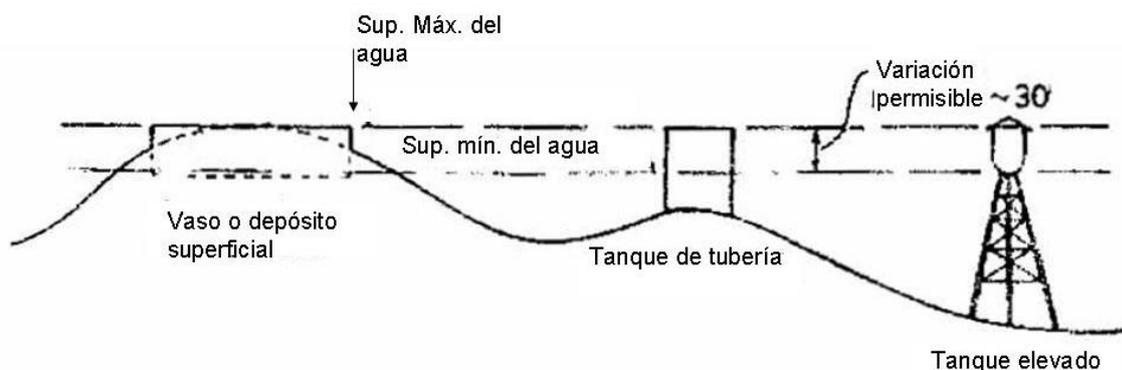
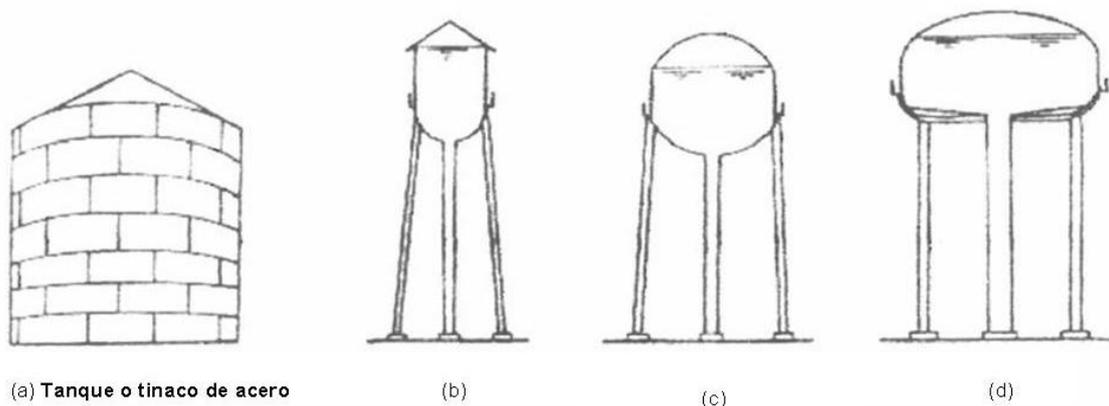


FIGURA 4. TIPOS DE ALMACENAMIENTOS ELEVADOS PARA DISTRIBUCION DE AGUA.



Tanques elevados

FIG. 5. (a) Tinaco, (b) Tanque de fondo hemisférico, (c) Tanque semielipsoidal, (d) Tanque radial cónico.

La selección del tipo, el número y la localización de los tanques de distribución constituyen un problema económico en el cual deben reducirse los costos anuales de tanques, de tuberías y del bombeo. Los depósitos superficiales pueden ser más grandes y, por lo tanto, un número menor de ellos podría proporcionar almacenamiento adecuado. Sin embargo, si los sitios superficiales adecuados no están localizados en forma favorable en el área de distribución, pueden ser necesarias tuberías maestras alimentadoras de mayor longitud, y además, para mantener a las presiones en niveles adecuadas, pueden necesitarse líneas maestras más grandes.

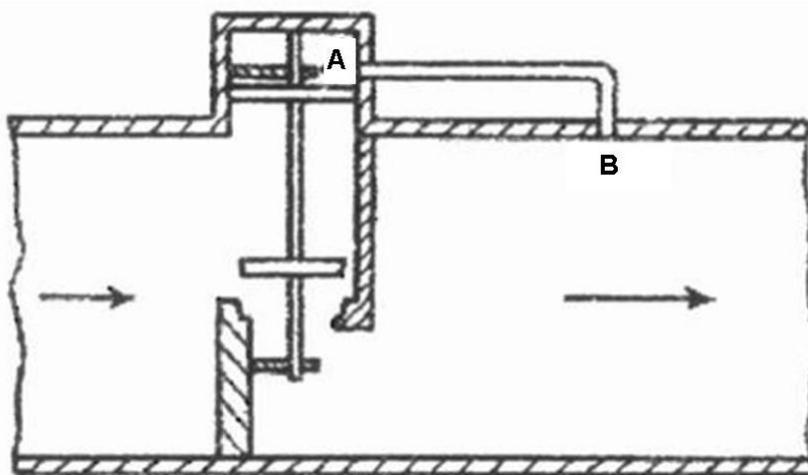
II.4. DISEÑO DEL SISTEMA DE TUBERIAS.

El diseño de un sistema de tubería exige un plano detallado de la ciudad mostrando las curvas del nivel (o todas las elevaciones de control) y la localización de todas las calles y lotes actuales y futuros. Después de estudiar la topografía y seleccionar la localización de los tanques de distribución, la ciudad puede dividirse en distritos y cada uno de ellos servirse por un sistema separado de distribución. El uso máximo probable (considerando demandas por incendio y crecimiento futuro) para cada subárea de la ciudad, debe calcularse. Se considera que del tanque de distribución salen líneas maestras alimentadoras hacia un esqueleto del sistema (figura 2). Estas líneas maestras alimentadoras deben de ser suficientemente grandes para entregar las demandas probables con la presión adecuada. Para determinar el gasto y la pérdida de carga en cada tubería de la red, se utiliza el método de Ardo Cross. El efecto del escurrimiento en las líneas maestras auxiliares se desprecia al principio, pero posteriormente puede considerarse. El gasto en la red principal de alimentación se analiza para la utilización en combate de incendios localizados en diversas áreas del distrito o para comprobar lo adecuado del sistema con varias formas de extracción. Para seleccionar las tuberías maestras de alimentación deben considerarse en las demandas futuras posibles de capacidad. Puede llegar a demostrarse que es mucho más

adecuado anticipar demandas futuras, que sustituir una línea maestra por una mayor en alguna fecha futura.

Después de que se selecciona la red de líneas maestras de alimentación, se añaden al sistema las líneas maestras de distribución. Los cálculos hidráulicos únicamente pueden ser aproximados, por que no pueden considerarse todos los factores que afectan el escurrimiento. Las líneas maestras de distribución que sirven a los hidrantes para incendios deben tener como mínimo un diámetro de 6 plg. En áreas residenciales y de 8 a 10 plg. en los distritos de alto valor. Las líneas maestras de calle que sirven únicamente necesidades domésticas, son normalmente tuberías de 2 o 4 plg.

El arreglo o disposición de las válvulas en un sistema de distribución, es una parte importante en el diseño. Las válvulas de alivio de aire deben ponerse en las partes más altas y las válvulas de drenaje en los puntos bajos. Otros numerosos tipos de válvulas son necesarios, pero, los más comunes son las válvulas de compuerta que deben estar con una separación no mayor de $\frac{1}{4}$ de milla. Un espaciamiento más cerrado es preferible con el objeto de reducir al mínimo el área que se corta del agua durante las reparaciones. Las válvulas de compuerta de más de doce pulgadas se colocan generalmente en pozos de visita para permitir su inspección, y para evitar asentamientos, llevan apoyos de concreto. Las válvulas pequeñas son accesibles desde la calle por medio de cajas o registros de válvulas de hierro colado, en las que se puede insertar una llave especial. Las válvulas pueden quedar inoperables por la corrosión o la acumulación del sedimento y deben inspeccionarse como mínimo una vez al año. Las localizaciones estándar para válvulas de compuerta (como la esquina noreste de un cruce) permiten encontrarlas rápidamente en las emergencias. Las válvulas de altura, o altitud para evitar el derrame de los tanques elevados, son generalmente diseñadas para operarse automáticamente. Las válvulas de regulación de presión (figura 6) pueden utilizarse para dividir el sistema de distribución en varias zonas de presión.



Nota: Una mayor presión en la cámara A cerrará la válvula

FIGURA 6. DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA VÁLVULA DE REGULACIÓN DE PRESIÓN.

Los hidrantes para incendio no deben tener separaciones mayores de 500 pies para evitar una pérdida excesiva, de carga en las mangueras. Estos hidrantes, por lo general, están mucho más juntos, en los distritos de alto valor. Los hidrantes preferiblemente se colocan en los cruces para que puedan utilizarse desde la esquina en todas direcciones. Hay varios tipos de hidrantes para incendio y dentro de cada tipo muchos diseños. Los hidrantes de lavado se localizan en fosas debajo de la superficie del piso y no son recomendados para regiones donde caen fuertes nevadas. Los hidrantes de pared salen o se proyectan desde los muros de un edificio y son usados ampliamente en los distritos comerciales. Los hidrantes de poste que salen cerca de tres pies arriba del piso cerca de la línea de la banquetta, son localizados más fácilmente. Este tipo de hidrantes generalmente se coloca sobre un bloque de concreto para eliminar el asentamiento y se amarran para resistir las fuerzas laterales del escurrimiento del agua. Los hidrantes llevan una o más salidas para mangueras de 2 1/2 pulgadas y una toma para bomba de incendios de 4 plg. Si van a utilizarse esas bombas. El cuerpo del hidrante, generalmente es de hierro colado. En los climas fríos, la válvula se coloca abajo del nivel de piso para que el cuerpo del hidrante sólo tenga agua cuando se use. Cuando la válvula del hidrante se cierre, se abre automáticamente una válvula de drenaje para permitir el escape del agua después de usarse y evitar daños por congelación. Este tipo de hidrante puede diseñarse en forma que la válvula no pueda abrirse si el hidrante es roto por un carro. En los climas calientes, el cuerpo del hidrante puede tener agua en todo momento y se pone una válvula individual para cada salida.

II.5. CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO DE LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA.

Los requisitos básicos de las tuberías para los sistemas de distribución de agua, son resistencia adecuada y resistencia máxima a la corrosión. Para los tamaños pequeños de los tubos son competitivos el hierro colado, el acero recubierto de cemento y el asbesto-cemento, y para tamaños grandes compiten el acero y el concreto reforzado. Los plásticos, comparativamente, son recién llegados al campo de las tuberías de distribución. En los climas fríos, las tuberías deben estar suficientemente abajo del suelo para evitar congelaciones en invierno. En climas calientes, las tuberías necesitan estar enterradas únicamente lo suficiente para evitarles daño por las cargas del tráfico. Las conexiones para servicio a tuberías de hierro colado o de asbesto-cemento, se hacen taladrando la línea maestra de distribución, con una máquina especial que hace un agujero roscado de 1/2 a 2 pulgadas de diámetro. Después se instala una llave de una vuelta con una tubería flexible en "S" para conectarla con la tubería de servicio. La tubería flexible evita daños si hay asentamientos desiguales entre la tubería maestra y la de servicio. La tubería de servicio que va de la tubería maestra al consumidor, son generalmente de cobre o de hierro galvanizado. Para habitaciones unifamiliares en las tuberías de servicio son comunes los diámetros de 3/4 a 1 1/4 plg, pero para casas de apartamentos o establecimientos comerciales pueden necesitarse tamaños más grandes.

Cuando una tubería nueva se llena por primera vez, se abren todos los hidrantes y válvulas para que el aire pueda escapar libremente; este llenado se hace lentamente y para los sistemas grandes puede necesitar varios días.

Cuando no se saca el aire, del sistema en forma adecuada, pueden desarrollarse presiones excesivas. Cuando una corriente constante e interrumpida sale de un hidrante se cierra y el procedimiento se continúa, hasta que todas las válvulas y los hidrantes se cierran y el sistema está lleno de agua.

Las fugas de los sistemas de distribución varían con el cuidado que se ponga en su construcción, con la edad y condición del sistema. Los contratos para construcción usual especifican una fuga permisible con un amplitud de 50 a 250 gpd por pulgada de diámetro del tubo y por cada milla de longitud de tubería. La prueba por fugas se hace cerrando un tramo de tubería entre válvulas y cerrando también todas las conexiones para servicio. Se introduce el agua por una entrada especial y se mantiene una presión normal de trabajo durante un mínimo de 12 hrs., mientras se miden las fugas. En un sistema en operación la pérdida total se estima por la diferencia que hay entre la entrada medida al sistema y las entregas medidas de los consumidores. Hay varios métodos posibles para localizar una fuga específica. Los detectores de fugas patentados emplean audífonos para captar el sonido del agua que escapa y también el disturbio de un campo eléctrico causado por terrenos saturados cerca de la fuga. Dispositivos similares pueden también usarse para localizar a la tubería misma si se desconoce la localización exacta. Si se instalan manómetros de presión en un tramo determinado de tubería sin tomas, un cambio de la pendiente del gradiente hidráulico indicará una fuga. Algunas veces, la misma agua que esté saliendo a la vegetación desusadamente lozana, pueden indicar la localización de una fuga. Si la fuga se debe a una junta defectuosa, únicamente puede ser necesario volver a empacar y calafatear la junta. Al construir un sistema de distribución, es conveniente anotar la localización de todas las tuberías, válvulas y accesorios en planos, pues esta información es muy útil en el caso en que se necesite hacer reparaciones en una fecha futura.

Mientras se maneja y coloca una tubería, hay muchas oportunidades para la contaminación y, por lo tanto, es necesario desinfectar un sistema nuevo, o uno ya construido después de hacerle reparaciones o adiciones. La desinfección generalmente se hace poniendo cloro, hipoclorito de calcio o cal clarinada en cantidades suficientes para dar un residuo inmediato de cloro de 50 mg/lit. La sustancia química se introduce lentamente y se deja en el sistema un mínimo de 12 hrs., y preferiblemente, 24 antes de limpiar a la tubería. El lavado de la tubería puede hacerse abriendo varios hidrantes para incendio.

La eficiencia hidráulica de las tuberías disminuye con el tiempo por tuberculación, incrustación o depósito del sedimento. El lavado desalojará parte de las materias extrañas, pero para limpiar con efectividad una tubería se debe pasar por ella un raspa-tubos. El raspa-tubos puede forzarse hacia adentro de la tubería por presión de agua o jalándolo con un cable. La limpieza, aunque costosa, puede pagarse con la mayor eficiencia hidráulica y con las mayores

presiones en el sistema. Los efectos de la limpieza únicamente pueden durar un corto tiempo, y en muchos casos, se revisten las tuberías con mortero de cemento después de limpiarlas para obtener resultados más permanentes.

II.6. BOMBEO NECESARIO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

Algunas municipalidades pueden depender completamente de la gravedad para llevar el agua desde su fuente de captación hasta el consumidor, pero muchas comunidades, sin embargo, pueden hacer algún bombeo. Si el agua no se obtiene de un acuífero artesiano, se necesitan bombas para extraer el agua de los pozos, y en muchas comunidades, se tiene una topografía tal que exige que el agua se eleve a los tanques de distribución y elevados. Para aumentar la presión disponible, en muchos sistemas municipales de distribución también se necesita instalar en las líneas maestras, bombas reforzadoras o aumentadoras.

Las bombas centrífugas están mejor adaptadas que las de desplazamiento para su empleo en los sistemas de distribución de agua. Como la eficiencia varía con la carga frecuentemente se instalan dos o tres bombas en paralelo, de manera que el número de bombas en operación pueda variarse de acuerdo con el gasto que pase por la estación de bombeo. Cada bomba debe tener una válvula de retención o chocadora en su descarga para evitar el contra flujo cuando se pare la bomba.

Los motores eléctricos son probablemente la mejor fuente de energía para el bombeo, son compactos y se adaptan bien al control automático u operación remota. Programando el trabajo de bombeo en horas fuera de los máximos, el costo de la energía puede mantenerse en un mínimo. Los motores diesel y las tuberías de vapor se utilizan en instalaciones donde el costo de la energía eléctrica es demasiado alto. Como protección contra la falla de la fuente principal de energía, es necesaria alguna fuente de energía auxiliar. Por su bajo costo inicial, los motores de gasolina y los grupos de motor y generador son utilizados frecuentemente como auxiliares para las plantas que emplean electricidad como fuente de energía.

II.7. CONEXIONES TRANSVERSALES.

Una conexión transversal o cruzada se presenta cuando el abastecimiento de agua potable se une a alguna fuente de contaminación. Por ejemplo, si una comunidad tiene un sistema dual de distribución de agua, uno para combate de incendios, y el otro para consumo doméstico, los dos pueden estar interconectados para que en caso de incendio, el agua para uso doméstico pueda emplearse para complementar al otro sistema. Ese tipo de arreglo es peligroso por que el agua contaminada del abastecimiento para incendios puede penetrar al sistema de agua potable, aun cuando normalmente los dos

sistemas estén separados por válvulas cerradas. El sistema que se prefiere para interconectar sistemas iguales es el de interrupción al aire (figura 7), aunque algunas veces se utilizan dobles válvulas de retención o chocadoras.

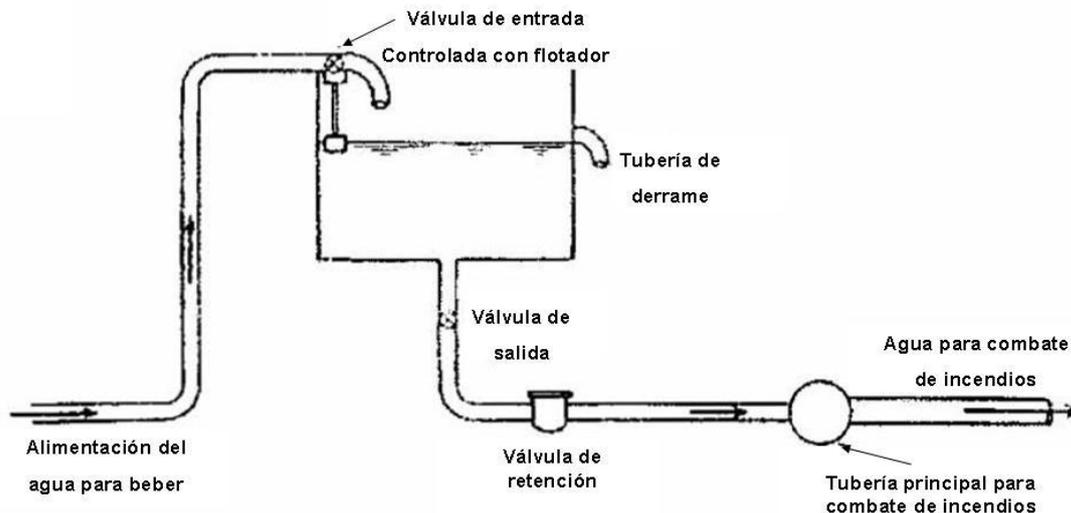


FIGURA 7. INTERRUPTOR AL AIRE EN UN SISTEMA DUAL.

Puede haber conexiones transversales o cruzadas en residencia privadas, casas de apartamentos y edificios comerciales, especialmente con los accesorios de plomería de estilo antiguo. Si la entrada del agua de un accesorio de plomería está abajo del dren de derrame o anillo, una presión reducida en el sistema del agua puede causar un sifoneo de retroceso. Esta situación se ilustra en la figura 8 en donde una reducción en la presión del sistema (la cual podría ser causada por abrir la válvula A) puede resultar en un flujo de retorno o retroceso hacia la tubería alimentadora desde el lavadero y el fluxómetro. Las conexiones cruzadas de este tipo pueden eliminarse prohibiendo el uso de entradas de agua debajo de los drenes y exigiendo el uso de interruptores de vacío (válvulas de entrada de aire) en las líneas que llevan a los toilets o inodoros de fluxómetro. Otras fuentes de conexiones cruzadas en los alrededores de las habitaciones están constituidas por las tinas de baño, estanques para peces, albercas de natación con entradas debajo de los drenes y aspersores para riego de prados que quedan sumergidos cuando se les utiliza.

Los drenes de un sistema de agua potable hacia un tubo de atarjea del alcantarillado deben siempre diseñarse para que las aguas negras no penetren al abastecimiento de agua potable. La tubería para albañales y atarjeas de una red de alcantarillado no deben de colocarse arriba o cerca de una tubería de agua por el daño de infiltración hacia la tubería del agua y, por la misma razón, el agua para beber nunca debe conducirse en tuberías de barro o de concreto que no trabajen a presión.

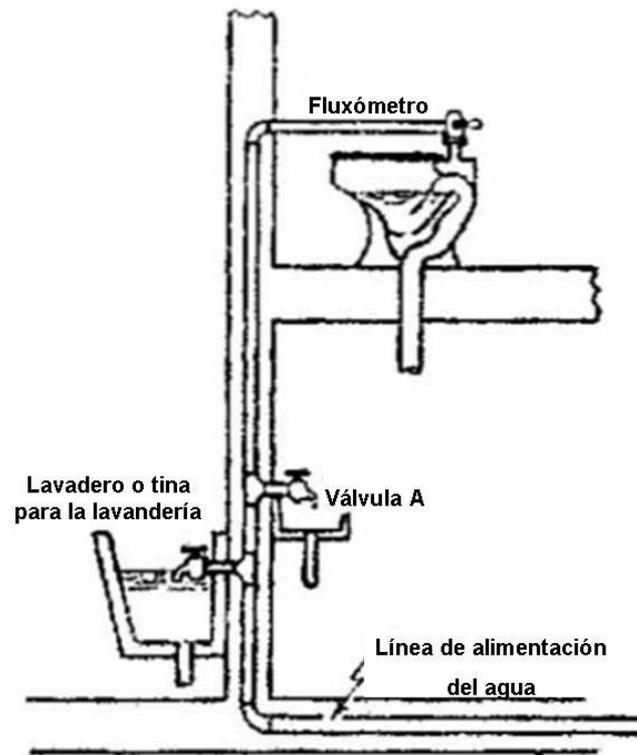


FIGURA 8. POSIBLE CONEXIÓN CRUZADA.

III. PURIFICACIÓN DEL AGUA.

El agua segura para beber es esencial a la salud y el bienestar de una comunidad y muchos sistemas de agua potable deben tener ciertos medios para la purificación del agua. El agua, para poder ser bebida con seguridad, no debe contener bacterias productoras de enfermedades (patógenas) y, además, no debe contener sabores y olores inconvenientes y tampoco debe tener color, turbidez y sustancias químicas.

III.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL AGUA.

Si el agua contiene una cantidad considerable de arena en suspensión o materia orgánica, será turbia (con una apariencia lodosa). La turbidez depende de la finura de las partículas y de su concentración. Se determina en el laboratorio con un turbidímetro que mide la interferencia al paso de los rayos de luz por la muestra de agua. La norma de comparación es el turbidímetro "Jackson" en el cual la profundidad o altura del agua necesaria para hacer que la imagen de la flama de una bujía estándar desaparezca, es una medida de la turbidez.

El agua que tiene materia orgánica puede tener considerable coloración debido a los tintes orgánicos en solución. El color se determina por la comparación visual con tubos Nessler, que son tubos de vidrio con soluciones de diferente intensidad de color estándar. Los sabores y olores del agua son causados por la descomposición de la materia orgánica y de las sustancias químicas volátiles. Los sabores y olores se miden diluyendo la muestra que el olor o el sabor es apenas perceptible al sentido humano.

La conductancia específica de una muestra de agua se determina midiendo su resistencia eléctrica entre dos electrodos y comparándola con la resistencia de una solución estándar de kci a 25°C. La conductancia específica proporciona una buena indicación del contenido de sales disueltas en el agua. Para muchas clases de agua el contenido de sales disueltas, en mg/lit es de 0.65 x conductancia específica en micromhos a 25°C. El valor exacto de este coeficiente depende del tipo de sales que el agua tenga.

III.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DEL AGUA.

En los análisis químicos del agua los sólidos totales se determinan por la evaporación de una muestra y el peso del residuo seco. Los sólidos en suspensión se encuentran filtrando una muestra del agua. La diferencia entre los sólidos totales y sólidos en suspensión, representan a los sólidos disueltos. El ph indica la acidez neta o alcalinidad del agua y se define como el logaritmo del inverso de las concentraciones de iones hidrógeno en gramos por litro. Un ph de 7 (10^{-7} g de H⁺ por litro) representa una solución neutra que no es ácida ni alcalina. El ph del agua puede conocerse con un potenciómetro que mide el

potencial eléctrico ejercido por los iones H^+ o con los tintes indicadores de color tales como el anaranjado de metilo o la neutralizan entre sí. Un agua natural con un ph de 7 tendrá iones de ácido y de álcali que se neutralizarán entre sí. Para indicar la cantidad de estos iones que esté presente son necesarias pruebas químicas. La alcalinidad es más comúnmente producida por bicarbonatos, carbonatos e hidróxidos. La alcalinidad total se expresa en términos del carbonato de calcio equivalente en miligramos por segundo. La acidez total se expresa en términos de la cantidad de carbonato de calcio necesaria para neutralizar el agua. Los métodos estándar para las pruebas de acidez alcalina y para el contenido de diversas sustancias químicas en el agua pueden encontrarse en la literatura especializada.

Los compuestos disueltos en el agua pueden ser benéficos o perjudiciales. Si la sal común (NaCl) se presenta en concentraciones de más de 200 mg/lit, el agua no podrá beberse. La sal EPSON ($MgSO_4$) tiene un efecto de laxante y, por lo tanto, es dañina en alta concentración. El yodo en la forma de yoduros en una concentración de 0.005 mg/lit es benéfico para la salud porque protege contra las paperas (tiroides agrandada). El sulfuro de hidrógeno (H_2S) da un sabor indeseable y mal olor al agua. Las sales de plomo y de bario son tóxicas y sólo muy bajas concentraciones pueden tolerarse en el cuerpo humano. Una concentración de fluoruros de aproximadamente 1.0 mg/lit parece producir un menor número de caries en los dientes de los niños, pero una concentración superior a 1.5 mg/lit causa el manchado del esmalte. La evidencia parece indicar que los efectos benéficos del fluoruro, únicamente se obtienen en los primeros años de la niñez. Actualmente muchas comunidades agregan fluoruros al agua para llevar su concentración hasta 0.8 ó 1.0 mg/lit.

Las aguas duras contienen sales de calcio y de magnesio que reaccionan con el jabón para formar una espuma. La dureza temporal se hierve, el bióxido de carbono se expulsa y el carbono insoluble se precipita. Esta reacción es la fuente de producción de las incrustaciones de las calderas. La dureza permanente es causada por los carbonatos, sulfatos, cloruros y nitratos de calcio y de magnesio y no se quita al hervir el agua. La dureza se expresa en miligramos por litro en granos por galón llamada (gr/gal) de carbonato de calcio equivalente. Para calentadores y aparatos de lavandería, la dureza debe ser menor de 50 mg/lit para tener una operación satisfactoria. Las aguas del subsuelo, muy frecuentemente, tienen una dureza superior a los 300 mg/lit.

Las aguas superficiales son usualmente más blandas por que no tienen las mismas oportunidades de estar en contacto con minerales. Un método simple para determinar la dureza del agua, consiste en agregar jabón líquido de calidad estándar a una muestra de agua hasta que se forme espuma. La cantidad de jabón necesaria para producir espuma marca el grado de dureza del agua. Para uso en el laboratorio, hay pruebas más precisas.

El hierro y el manganeso en concentraciones mayores de 0.3 mg/lit son inconvenientes, por que causan la decoloración de la ropa que se lava con esa agua y, además, se formarán incrustaciones en las tuberías por depósito del hidróxido férrico y del óxido de manganeso.

Ejemplo ilustrativo.

El análisis de una muestra de agua, indica la presencia de cationes con las siguientes concentraciones:

Na⁺ 20 mg/l

Mg⁺⁺ 60 mg/l

Ca⁺⁺ 45 mg/l

Calcular la dureza (como un equivalente de CaCO₃) los pesos combinantes son:

Ca 20, Mg 12, CaCO₃ 50

Por tanto:

Dureza = $45 \times 50/20 + 60 \times 50/12 = 362.5$ mg/l

III.3. CARACTERÍSTICAS MICROSCÓPICAS Y BACTERIANAS DEL AGUA.

Las bacterias varían de tamaño desde 1 a 4 micras, aproximadamente y no pueden verse a simple vista. Las bacterias productoras de enfermedades se llaman bacterias patógenas, las bacterias no patógenas son inocuas. Las bacterias aerobias, necesitan oxígeno para vivir mientras que las bacterias anaerobias viven sin oxígeno. Las bacterias facultativas son aquellas que pueden vivir con o sin oxígeno. Las bacterias Escherichia Coli (colibacilos o coniformes) son aquellos que viven en los intestinos de los animales de sangre caliente y son bacterias inocuas que se excretan con las materias fecales, pero su presencia indica a la posibilidad de que estén también presentes bacterias patógenas. el agua que haya sido contaminada con aguas negras contendrán E. Coli.

La presencia de E. Coli en el agua se detecta mezclando la muestra con caldo de lactosa e incubando durante 48 hrs. A 37° (temperatura del cuerpo). Si se desprende bióxido de carbono, la muestra puede tener E. Coli, esta prueba es conocida como prueba "presuntiva". Como los organismos del grupo E. Coli viven más tiempo en el agua que los patógenos, se presume que un agua es segura se es negativa a la prueba E. Coli. El agua que no pasa la prueba presuntiva no es necesariamente peligrosa y se le sujeta a una prueba complementaria, la prueba de confirmación que elimina a las bacterias extrañas que pudieran haber afectado la prueba presuntiva. Si una muestra de agua no pasa la prueba de confirmación, se le considera peligrosa o insegura.

Para las pruebas por E. Coli, la muestra estándar consiste de cinco cantidades representativas de 10 ml o 100 ml. El número de muestras que deben tomarse

por mes, como la específica de U. S. Public Health Service, depende del número de habitantes servidos por el sistema de agua. Se estipula que no más del 10 % de las porciones de 100 ml examinadas por mes, deben mostrar la presencia de E. Coli para que el agua se considere como segura para beber. Las muestras se obtienen generalmente en varios puntos diferentes del sistema de distribución. Las bacterias se reproducen por división celular y, por tanto, una muestra de agua que vaya a examinarse sobre su contenido bacteriano debe ser probada pronto después de que se recoja.

Un desarrollo reciente en las pruebas sobre bacterias coniformes, es el uso de un filtro de membrana. En este procedimiento, la muestra de agua se filtra a través de una membrana estéril en la cual quedarán detenidas las bacterias. La membrana es puesta después en contacto con nutrientes que sólo permitirán el crecimiento de colonias de coliformes y, después de un periodo de incubación de 20 hrs. pueden contarse las colonias. Este procedimiento es simple y puede llevarse a cabo en campo; además, no toma tanto tiempo como la prueba presuntiva y la prueba de confirmación.

Se ha mostrado, que la concentración de ácido úrico varia con la densidad de los coliformes y, por tanto, esa concentración también pueden usarse como un índice del grado de contaminación.

Además de las bacterias, el agua puede contener otros tipos de organismos microscópicos indeseables. Las algas son plantas unicelulares que dan sabor y olor al agua. Las algas verdes que pueden verse crecer en corrientes de agua clara y estanques, únicamente crecen con la presencia de la luz solar. Los crecimientos excesivos de algas pueden controlarse por aplicaciones de sulfato de cobre o de cloro. Los hongos son plantas que crecen sin luz solar y que en ocasiones plagarán a las tuberías de agua, produciendo sabores y olores desagradables y hasta causar taponamientos. Un tipo de protozooario (animales unicelulares), Endamoeba Histolityca, es la causante de las desintería amibiana. La Crenothix es un género de bacterias que posee las características de organismos más grandes y vive en aguas que contienen hierro en solución. El crecimiento de este organismo produce depósitos de orín en las tuberías y en ocasiones es bastante dificultoso. Si los depósitos de enmohecimiento se aflojan o se desprenden, los accesorios e instalaciones de plomería y lavandería quedarán manchados.

III.4. MÉTODO DE PURIFICACIÓN DEL AGUA.

Para hacer el agua segura y atractiva al consumidor, se utilizan varios métodos. El método seleccionado depende principalmente del carácter del agua no tratada. Una gran porción de las partículas en suspensión pueden eliminarse si se pasan a través de un tanque de sedimentación en donde las partículas más grandes se depositarán con la acción de la gravedad. A este proceso se le conoce como sedimentación simple. La efectividad del proceso de sedimentación puede aumentarse mezclando sustancia químicas con el agua para formar un precipitado floculento que arrastra a la partículas en

suspensión hacia abajo cuando se precipita. A este proceso algunas veces se le conoce como sedimentación química.

Algunas de las partículas más finas en el agua pueden permanecer en suspensión después de la sedimentación y una gran porción de ellas pueden eliminarse por filtración. La filtración casi siempre va precedida por la sedimentación, con objeto de que los filtros no se tapen muy rápidamente. El agua altamente turbia debe clarificarse por sedimentación química y filtración. Si el agua está solo ligeramente turbia, la sedimentación sola puede ser suficiente para producir el grado exigido de clarificación. Como las bacterias patógenas pueden pasar tanto por el tanque de sedimentación como por el filtro, la desinfección (el aniquilamiento de bacterias dañinas) generalmente se consigue por cloración.

El agua que haya sido tratada por sedimentación, filtración y desinfección será segura, pero no necesariamente atractiva. Los sabores y olores desagradables en el agua pueden tener que eliminarse por la aireación o por otros medios. La dureza del agua puede quitarse por un proceso conocido como ablandamiento del agua. Si el agua debe o no ablandarse, depende de su dureza y del uso que se intente darle.

El agua puede ser sometida a otros tratamientos como: la fluorización, que es la condición de fluoruros solubles para control de las caries dental; el encalado del agua para controlar la acidez y reducir la acción corrosiva; la recarbonatación, que es la adición de CO_2 (dióxido de carbono), para evitar el depósito de incrustaciones de CaCO_3 . La desmineralización, la desalinización, la desferrización y la desmanganización, se refieren a los diversos procesos que se utilizan para eliminar sales de agua.

III.4.1. SEDIMENTACION SIMPLE.

El ritmo con que se deposita una partícula en el agua, depende de la viscosidad y densidad del agua, así como del tamaño, forma y gravedad específica de la partícula. En una temperatura alta, el agua es menos viscosa y una partícula dada se depositará más rápidamente que con temperaturas más bajas. Las partículas inorgánicas en suspensión encontradas en el agua tienen una gravedad que varía de 2.65 para partículas de arena separadas, hasta cerca de 1.03 para partículas floculadas de lodo. La gravedad específica de la materia orgánica en suspensión, varía desde 1.0 hasta aproximadamente 1.4. Los floculos químicos tienen una amplitud similar de valores de gravedad específica, dependiendo de la cantidad de agua encerrada en el floculo.

Las curvas de la grafica 3 muestran las velocidades de depósito de partículas esféricas separadas en el agua en reposo a una temperatura de 68 °F. Las velocidades de depósito en un tanque de sedimentación, serán considerablemente menores que las indicadas en la grafica 3 por la falta de esfericidad de las partículas o por el desplazamiento del fluido hacia arriba, producido por el depósito de las otras partículas.

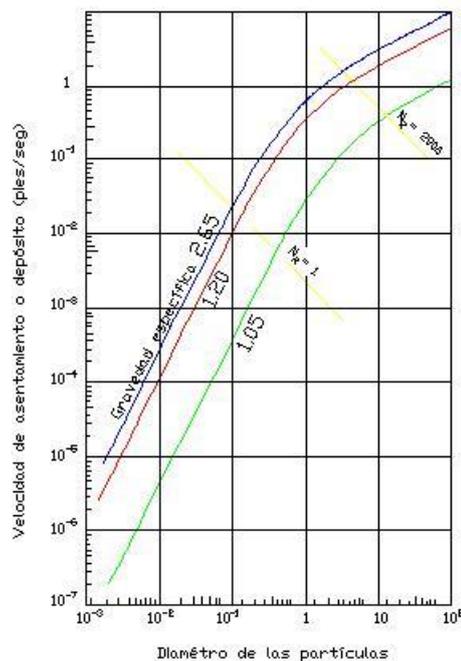
La purificación del agua por sedimentación trata de proporcionar condiciones tales, de manera que el material en suspensión en el agua pueda depositarse. Los tanques de almacenamiento sirven como tanques rudimentarios de sedimentación, pero debido a las corrientes de densidad, a las alteraciones causadas por el viento y otros factores, dichos tanques no pueden siempre considerarse seguros para proporcionar una clarificación adecuada. Los tanques de sedimentación construidos para el propósito específico de eliminar del agua al material en suspensión, generalmente son de concreto reforzado y pueden en planta ser rectangulares o circulares (figura 9). El período de retención es el tiempo promedio necesitado por el agua para escurrir a través del tanque. Con el objeto de obtener un porcentaje bastante alto de eliminación de los materiales suspensión, es conveniente que el tanque se diseñe en forma adecuada, lo cual se ilustra en la figura 10.

Conforme el agua entra al tanque (figura 10) con una velocidad uniforme V , se considera que el sedimento se distribuye uniformemente. El recorrido de una partícula aislada, está dado por la suma vectorial de su velocidad de depósito v_s y por V . Si se considera que todas las partículas cuyos recorridos están arriba de $a-b$ pasarán a través del tanque, por principios geométricos se tiene:

$$V/v_s = L/H$$

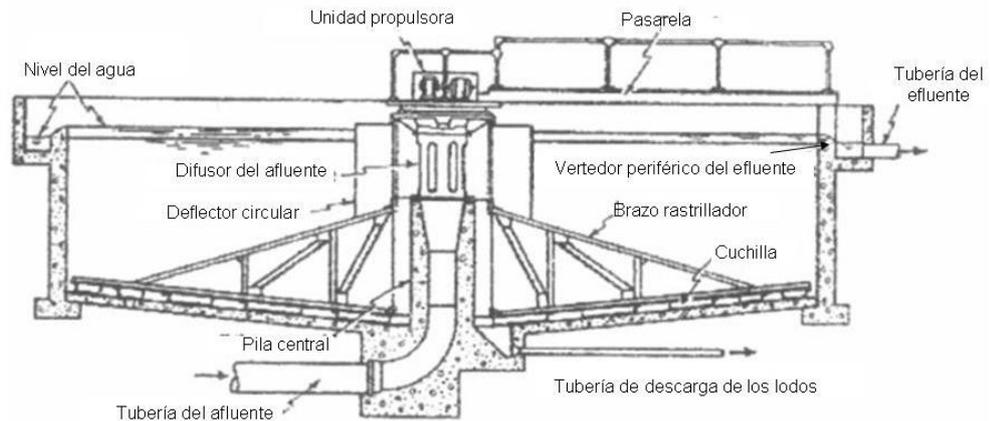
Pero $V = Q/BH$ en la cual B es la anchura del tanque, por tanto:

Si se toma en cuenta el criterio considerado para eliminación, se indica que todas las partículas con $v_s > Q/BL$ serán eliminadas. La cantidad Q/BL , que es la descarga o gasto por área en planta, se conoce como el gasto de derrame. Los valores típicos de gasto de derrame para tanques de sedimentación, varían de 500 a 1 000 gpd/ft^2 .

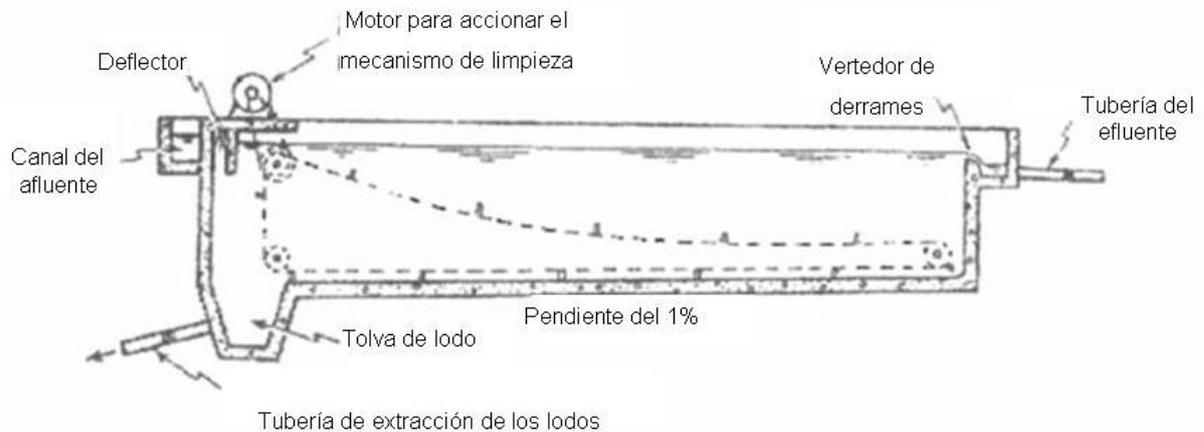


GRAFICA 3. VELOCIDADES DE DEPÓSITO DE PARTICULAS ESFÉRICAS EN AGUA EN REPOSO A 68° F.

El porcentaje de partículas que será eliminado depende de la clasificación de sus tamaños y de sus velocidades de depósito. De acuerdo con la teoría presentada, todas las partículas que entran al nivel h con $v_s \geq (h/H) Q/BL$ serán eliminadas. Por tanto, si la distribución de las partículas a la entrada es uniforme, la relación h/H de todas las partículas con $v_s \geq (h/H) Q/BL$ será eliminada en el tanque. Entonces, con un gasto dado, al aumentar el área en planta del tanque, se reducirá el gasto de derrame y se aumentará la eficiencia. Teóricamente, la profundidad no tiene ningún efecto en la eficiencia de la eliminación.



(b)



(a)

FIGURA 9. DOS TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACION: RECTANGULAR Y CIRCULAR.

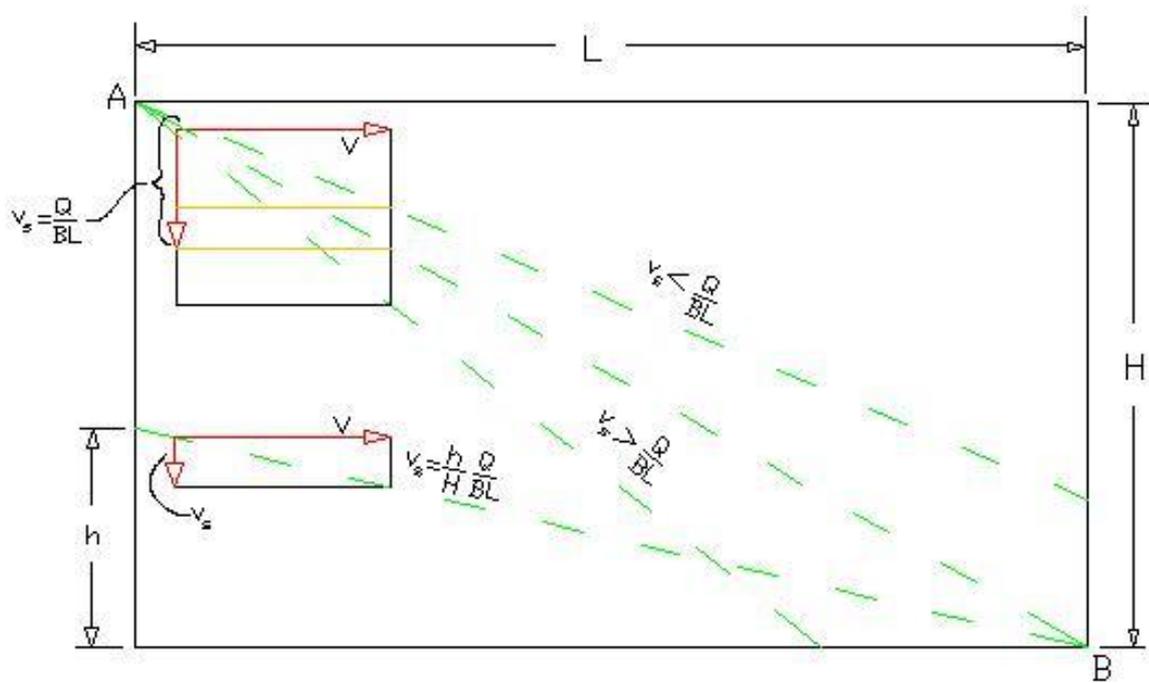


FIGURA 10. DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UN TANQUE DE SEDIMENTACION RECTANGULAR.

El escurrimiento debe estar distribuido uniformemente a través de la sección transversal del tanque y si las corrientes permiten que una porción importante del agua pase sin quedar detenida el tiempo previsto, se dice que el escurrimiento sufre un "corto circuito". Los tabiques o muros deflectores adecuadamente localizados cerca de la entrada del tanque, distribuirán uniformemente el escurrimiento y reducirán o eliminarán espacio muerto en el tanque (figura 11). Los tanques de sedimentación usualmente están descubiertos, pero en climas extremos pueden ser cubiertos para evitar dificultades por el hielo o por el viento. Un tanque de sedimentación bien diseñado eliminará del 50 al 80% de los sólidos en suspensión contenidos en el agua.

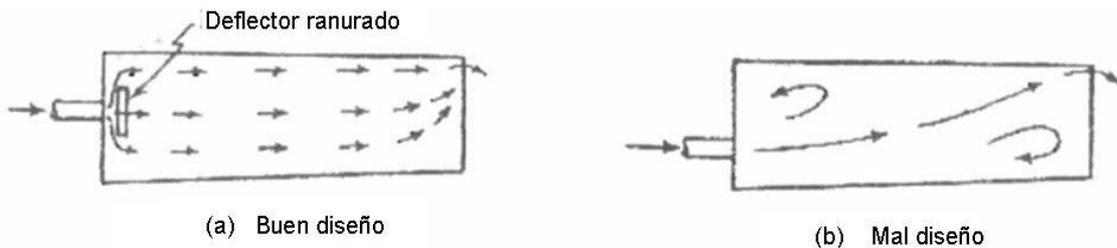


FIGURA 11. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ESCURRIMIENTO EN UN TANQUE DE SEDIMENTACIÓN RECTANGULAR.

Muchos tanques de sedimentación, han sido diseñados para operar intermitentemente, es decir, cuando es necesario, se cierran y el sedimento que se acumula con el tanque se quita y se lava con manguera. Los tanques que se operan continuamente son más comunes y llevan algún tipo de mecanismo automático de limpieza que usualmente es una escropa de movimiento lento, la cual empuja los sedimentos a una tolva de la que pueden extraerse de tiempo en tiempo, por gravedad o por bombeo y descargarse en una tubería de alcantarillado o en una corriente superficial.

Períodos de retención que varían de 1 a 10 hrs. se han usado ampliamente. Los tanques de sedimentación, generalmente tienen una profundidad de 10 a 15 pies, aunque algunos llegan a tener 6 pies y otros alcanzan profundidades de 20 pies. Con un diseño adecuado, los tanques poco profundos tienen un buen funcionamiento. Para los tanques rectangulares es común una anchura de 30 pies.

Ejemplo ilustrativo.

Un millón de galones de agua por día pasan por un tanque de sedimentación de 20 ft de anchura, 50 ft de longitud y 10 ft de profundidad. A) calcular el tiempo de retención para estos tanques. B) ¿Cuál es la velocidad promedio del escurrimiento que pasa por el tanque?. C) si el contenido de sólidos en suspensión promedia en el agua 40 ppm, ¿Qué peso de sólidos secos se depositará cada 24 hrs, considerando un 75 % de eliminación en el tanque? D) calcular el gasto de derrame.

a) tiempo de retención= volumen de tanque / gasto por unidad de tiempo

$$= (20 \times 50 \times 10 / 1 \times 10^6) \times 7.48 \times 24 = 1.8 \text{ hrs.}$$

b) velocidad= (Q/A)= (1 x 10⁶ / 20 x 10) (1 / 7.48 x 3600 x 24)= 0.0077 pies/seg.

c) (40 / 10⁶) x 10⁶ x 8.33 x 0.75= 250 lb. / día.

d) gasto de derrame= Q / BL= (10⁶ / 50 x 20)= 1000 gpd / pies².

III.4.2. SEDIMENTACION CON COAGULACIÓN.

Si el contenido de sólidos en suspensión del agua es mayor de 50 mg / lt, se emplean con frecuencia sustancias químicas conocidas para efectuar una remoción más completa de esos materiales. Las sustancias químicas conocidas con el nombre de coagulantes reaccionan para formar un precipitado floculento. El coagulante más común es el alumbre o sulfato aluminico $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O$ el cual reacciona con, la alcalinidad del agua para formar un flóculo de hidróxido de aluminio. Si el agua no contiene la necesaria alcalinidad,

puede ser entonces conveniente agregar cal (CaO) o sosa comercial (Na₂CO₃) para obtener una floculación adecuada.

Algunas veces, la sílice activada agregada al agua proporciona núcleos para la formación de flóculos o coágulos. En este proceso, las suspensiones coloidales sumamente divididas se convierten por aglomeración en sólidos precipitables. Las partículas individuales de los flóculos chocan uno con otra y entonces se forman así los flóculos de mayor tamaño. En el agua en reposo, los flóculos crecen con mucha lentitud. La floculación se apresura por agitación suave del agua al aumentar la intensidad de los choques. Una agitación violenta redundaría en detrimento de los flóculos que se desintegrarían por las altas fuerzas cortantes que se producen.

La dosificación usual de alumbre será de 0.5 a 1.5 gr. /gal. (Aproximadamente de 70 a 210 lb. por millón de galones). La cantidad de sustancias químicas auxiliares que se utilicen, depende del carácter del agua. El sulfato ferroso (FeSO₄) y el cloruro férrico (FeCl₃) se utilizan también como coagulantes y se precipitan como hidróxido férrico; los dos requieren del uso de cal o de sosa como auxiliares y la adición de una pequeña cantidad de cloro puede ser benéfica. La cantidad de una sustancia química que se emplee se determina por ensayos colocando muestras del agua no tratada en una serie de tarros y agregando diferentes cantidades de la sustancia química en cada uno. Después de mezclar vigorosamente la sustancia, se observan el carácter de los flóculos y su precipitabilidad y se selecciona entonces la dosificación óptima. Como la calidad del agua puede cambiar, es conveniente hacer con cierta frecuencia las pruebas. En algunas plantas de tratamiento, esto puede hacerse varias veces al día, y en otras, en donde el agua es menos variable, únicamente se hacen pruebas con intervalos de varios días.

Las sustancias químicas pueden agregarse al agua por una máquina alimentadora de soluciones, o por máquinas de alimentación en seco. La máquina de alimentación en seco es generalmente preferida porque es menos costosa y no es tan incómoda como la del tipo de alimentación en solución. Las sustancias químicas para una mezcla apropiada deben estar ampliamente esparcidas en el agua, y ésto generalmente se consigue por medios mecánicos con paletas de rápida rotación dentro de cámaras mezcladoras que tienen tiempos de retención de 30 a 60 seg. El fenómeno del salto hidráulico es también un medio efectivo de mezcla, pero su ocurrencia dentro de una amplia escala de valores del gasto puede no ser factible.

El mezclado instantáneo debe continuarse por un periodo de agitación suave con duración de 20 a 30 min., para permitir la floculación. Los floculadores (Fig. 12) que consisten de paletas grandes con rotación lenta instaladas en tanques relativamente profundos, son los que se adaptan mejor para plantas de gran capacidad. Una cámara con deflectores (Fig. 13), por la cual la velocidad del escurrimiento es de aproximadamente 1 pie / seg. Proporcionará también un medio adecuado para la floculación.

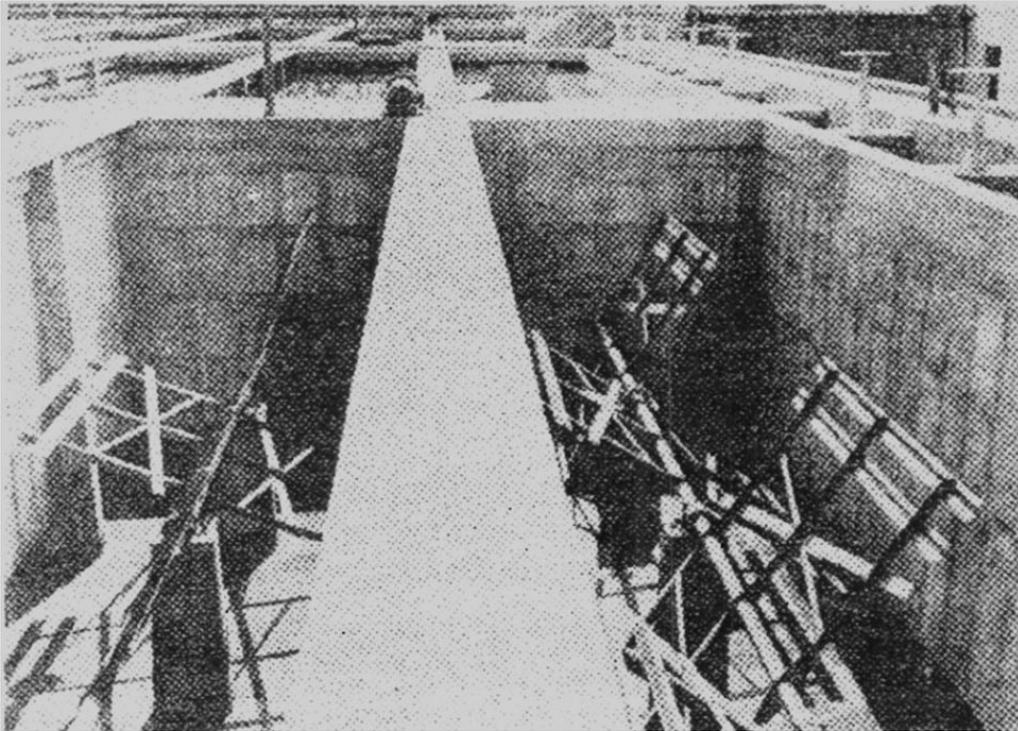


FIGURA 12. FLOCULADORES EN LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA.

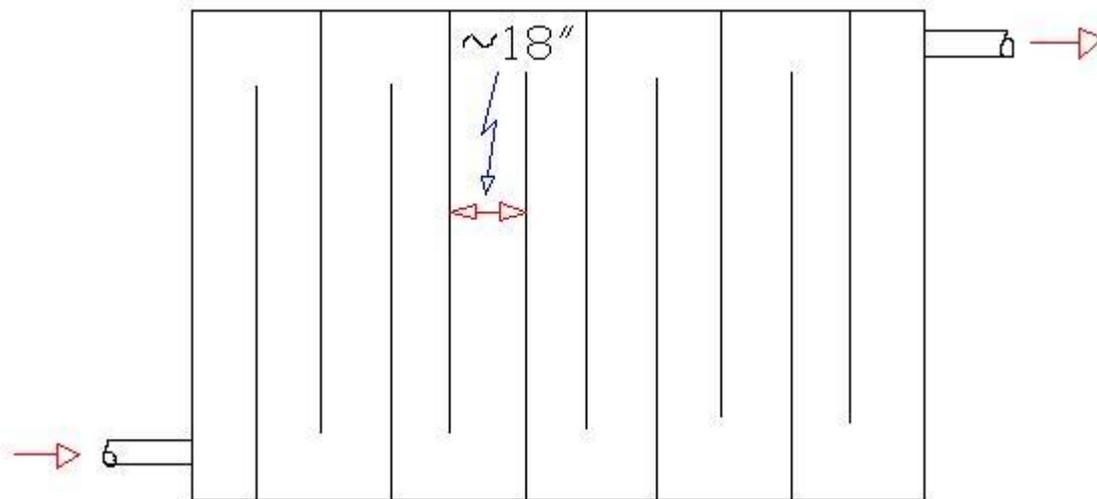


FIGURA 13. PLANTA DE UNA CÁMARA MEZCLADORA CON DESVIADORES.

Cuando se controla cuidadosamente, la sedimentación con coagulación eliminará aproximadamente al 90 % de los sólidos de suspensión. Varios fabricantes han fabricado unidades compactas con planta generalmente circular que, por medio de la sedimentación con coagulación, producirán la clarificación del agua. Estas unidades se adaptan bien, en particular para las pequeñas instalaciones. Al emplear diversas unidades en paralelo puede tenerse una operación flexible de los tanques de sedimentación y con un arreglo así pueden operarse uno o más tanques dependiendo del valor del gasto, y es posible entonces cerrar un tanque para reparaciones o limpieza si esto es necesario.

III.4.3. FILTRACIÓN.

El filtro usual consta de una capa de arena o carbón triturado arriba de un lecho de grava. En la Figura 14 se muestra el filtro rápido de arena en el cual, cuando el agua pasa por él, las partículas en suspensión y el material floculante se ponen en contacto con los granos de arena y se adhieren a ellos. Esto reduce el tamaño de los espacios para el tránsito del agua y se produce una acción de cedazo. Las bacterias se eliminan en forma efectiva por medio de filtración y, con el tiempo, más y más cantidad de materiales quedan retenidos en el lecho de arena, los poros se tapan y la pérdida de carga hidráulica o través de ese lecho se vuelve excesiva. El filtro entonces se enjuaga o lava con una corriente de agua limpia para quitar así al material retenido. Durante ese lavado el lecho de arena se expande aproximadamente un 50% y se saca el material que ha sido filtrado por una acción cortante y es arrastrado por los conductos de desagüe de las aguas de lavado. Con frecuencia, se emplean chorros de agua dirigidos a la superficie, durante los lavados, para apartar el material filtrado de los granos de arena.

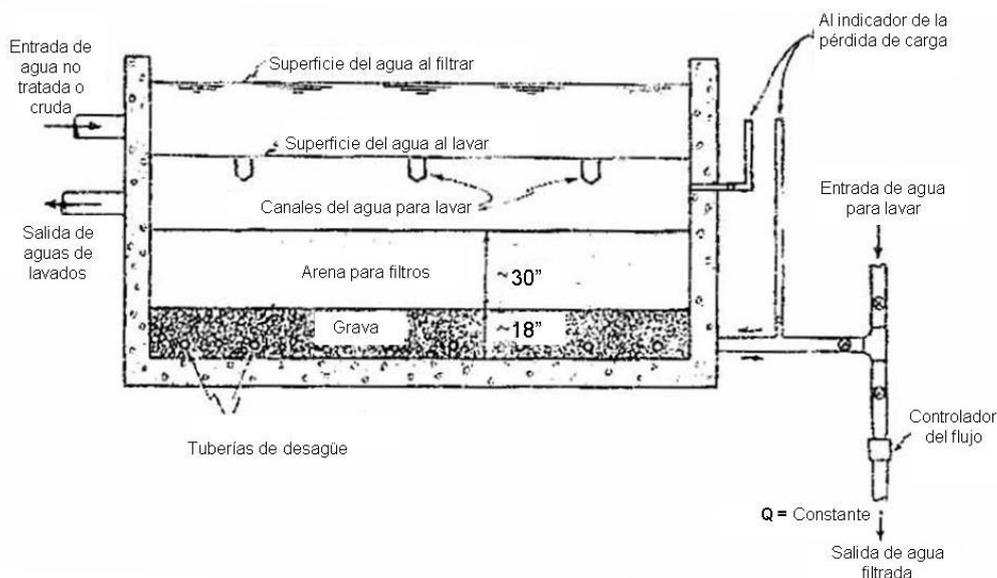


FIGURA 14. SECCIONES TRANSVERSALES DE FILTROS DE ARENA.

El ritmo de ascenso del agua del lavado no debe ser mayor que la velocidad de depósito de la partícula mínima por retenerse en el filtro y generalmente es de 12 a 36 plg / min., y el periodo de lavado por lo general es de 3 a 5 plg / min., la cantidad de agua necesitada para lavar un filtro rápido de arena varía del 1 al 5% de la cantidad total filtrada. El filtro debe lavarse cada 1 a 3 días, dependiendo de la calidad del agua y de la velocidad con que aquél se esté tapando. El agua de lavados generalmente se descarga a una tubería de alcantarillado o a una corriente, aunque algunas veces se descarga hacia un depósito para su recuperación posterior.

En los filtros rápidos de arena se emplean varios tipos de drenes y para este propósito se usan ampliamente las tuberías perforadas. Una instalación típica puede constar de una tubería distribuidora de 16 plg de diámetro que corra en toda la longitud del filtro o lo largo del centro de fondo. Saliendo de la tubería distribuidora en ambas direcciones y en ángulos rectos, estarían laterales de 4 pulgadas con agujeros de $\frac{1}{2}$ plg acoda 6 plg. Los agujeros se colocan cerca del fondo de la tubería para evitar que se tapen. También se utilizan bloques de filtro, emparrillados o rejillas metálicas y fondos de filtro patentados especialmente. Un fondo de filtro diseñado en forma adecuada proporcionará una distribución uniforme al agua de lavado y esto evitará que se formen bolas de lodo en el filtro y hará la filtración más efectiva. Con el fin de conseguir una distribución más uniforme del agua de los lavados, las unidades de filtro no deben ser muy grandes. Una unidad gemela de 4 mgd con una área aproximada de 2 000 pies² es típica de las unidades de filtro más grandes.

Por experiencia se ha encontrado, que una capa de arena de 24 a 30 plg con un tamaño de grano uniforme (0.35 a 0.45 mm. de diámetro) da los mejores resultados. La arena descansa en una capa de 12 a 18 plg de grava graduada. El ritmo usual de aplicación del agua es de cerca de 2 gpd /pie². La línea de descarga del filtro lleva un regulador del gasto, el cual es un dispositivo de estrangulación que mantiene un valor uniforme del gasto que pasa por el filtro. Esto es una cosa importante, porque un gasto alto en particular, inmediatamente después de enjuagar, permitiría que parte del material en suspensión se lavaré hacia abajo a través del filtro de arena.

El filtro debe ir provisto de un indicador de la pérdida de carga. Inmediatamente después de enjuagar, la pérdida de carga a través de un filtro de arena operado con el ritmo usual será aproximadamente de 2 pies y aumentará gradualmente. Cuando la pérdida de carga se aproxime a los 8 pies, el filtro debe lavarse porque, de otra manera, pueden ocurrir dificultades con el aire unido al material. La unión del aire es producida por presiones negativas excesivas, en el lecho de arena y esto permite a los gases ser liberados del agua y alojarse en el lecho y en el sistema de drenes de desagüe, reduciéndose así la capacidad del filtro.

Es una buena práctica en una planta de filtración, proporcionar un tanque regulador o depósito de agua clarificada con una capacidad aproximada de 30 a 40% de la producción diaria, para que uno o más filtros puedan aislarse de la línea durante varias horas para fines de mantenimiento.

Para pequeñas instalaciones como la de las plantas industriales y de albercas de natación, se emplean filtros de presión que son tanques cerrados que contienen un lecho filtrante por el cual pasa el agua a presión. Los filtros de tierra diatomácea son de reciente desarrollo y en ellos se forma una capa de tierra diatomácea sobre un medio de apoyo. Dichos filtros, aunque no son adaptables para aguas muy turbias, pueden hacerse portátiles y, por tanto son adaptables para usos de emergencia. El filtro rápido de arena quitará aproximadamente el 90% de la turbidez y las bacterias del agua.

III.4.4. DESINFECCIÓN.

Muchas bacterias patógenas no viven por mucho tiempo en el agua. El cincuenta por ciento de las bacterias patógenas en el agua morirá a los dos días, y el 90% muere en una semana. Por consiguiente, el almacenamiento en tanques o depósitos es razonablemente efectivo para combatir y controlar las bacterias. Sin embargo, unas cuantas bacterias patógenas pueden vivir durante dos o más años y, por tanto, es conveniente la desinfección. El cloro tiene un efecto inmediato y desastroso en muchas formas de vida orgánica inferior y es un desinfectante ideal. El cloro líquido se consigue en recipientes a presión y se aplica al agua con un clorinador. Los pequeños clorinadores ponen directamente al gas en el agua y los de gran capacidad usualmente disuelven el gas en el agua y alimentan a la solución. El clorinador debe mantenerse en una temperatura mínima de 70 °F para evitar la condensación del gas de cloro en las líneas alimentadoras. Hay disponibles para la aplicación de cloro, reguladores automáticos y manuales.

Las plantas pequeñas pueden trabajar con más economía usando como desinfectante el hipoclorito de calcio (polvo de blanquear) que es una sustancia que reacciona con el agua y libera al cloro. La cantidad de cloro necesaria depende de la cantidad de materia orgánica en el agua. En general, la mayoría de las aguas se desinfectan satisfactoriamente si el residuo de cloro (cloro libre) es de aproximadamente 0.2 mg / lt después de 10 min., de que el cloro se aplique. Un residuo mayor de cloro puede producir sabores y uno muy pequeño no es de confianza. El cloro es más efectivo si el pH del agua es bajo. Cuando el abastecimiento de agua contiene fenoles, el agregar cloro produce sabores desagradables, por la formación de compuestos con clorafenol. Los sabores pueden eliminarse poniendo amoníaco y se combinan para formar cloraminas que son desinfectantes relativamente estables, las cuales no reaccionan rápidamente, pero cuya acción se continúa durante largo tiempo y, por tanto, sus cualidades desinfectantes pueden extenderse a una distancia considerable en el sistema de distribución.

La clorinación se practica en una variedad de formas que dependen de la calidad del agua no tratada y de otras condiciones. El método usual es el de la posclorinación que es la aplicación de cloro después de tratar el agua. Sin embargo la preclorinación o sea la aplicación de cloro antes del tratamiento, mejora la coagulación, reduce la carga sobre los filtros y evita el crecimiento de algas. Con frecuencia se emplean juntas la preclorinación y la posclorinación. La aplicación de cloro para dejar un residuo muy grande se llama súper-clorinación y se emplea con frecuencia para eliminar sabores y olores. La súper-clorinación debe estar seguida por la declorinación, que generalmente se consigue con el tratamiento con bióxido de azufre o por pasar el agua por un filtro de carbón granulado activado.

Para encontrar cloro residual, se agrega una solución de 1 ml., de ortolidina a 100 ml de la muestra y si se produce un color amarillo, la muestra contiene un residuo de cloro. Mientras más acentuado sea el color amarillo, mayor será lo cantidad del residuo. Una determinación cuantitativa del cloro residual puede hacerse por la comparación de colores estándar, pero esta prueba no será satisfactoria para aguas alcalinas o que contengan una alta concentración de hierro o manganeso. El cloro forma frecuentemente cloraminas naturales con compuestos de nitrógeno en el agua. Esto da una reacción positiva en la prueba con ortolidina aun cuando no esté presente el cloro residual. La adición de más cloro romperá estas cloraminas y mostrará el residuo verdadero de cloro en el punto B (Fig. 15). Este punto se conoce como el punto de quiebra y la aplicación de cloro en cantidades ligeramente mayores a la del punto de quiebra (conocido como punto de quiebra de clorinación) es conveniente para obtener un residuo verdadero de cloro en el agua, pero esto no siempre es posible porque algunas aguas no exhiben un punto de quiebra definido.

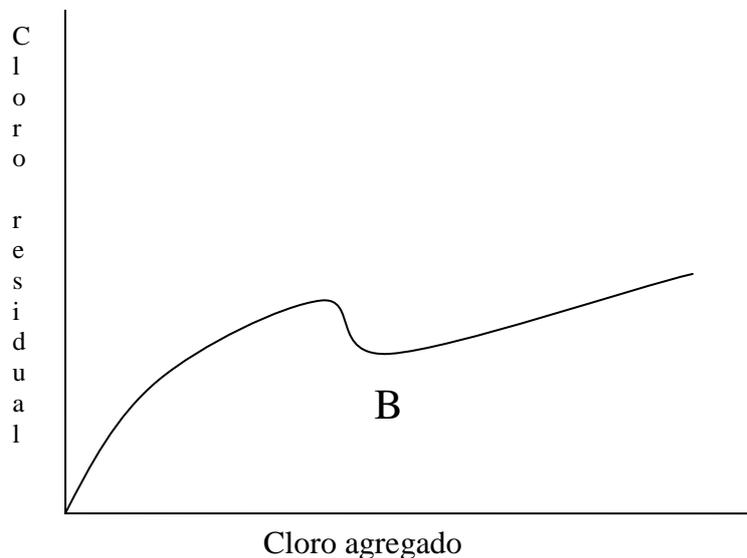


FIGURA 15. VARIACIÓN DEL CLORO RESIDUAL CON EL CLORO PROPORCIONADO A UNAS AGUAS TÍPICAS.

III.4.5. ELIMINACIÓN DE SABORES Y OLORES.

Los sabores y olores en el agua, son causados por:

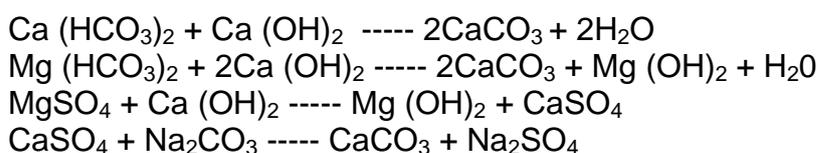
- 1) gases disueltos como el sulfuro de hidrógeno.
- 2) materia orgánica como las algas.
- 3) materia orgánica en descomposición.
- 4) desperdicios industriales.
- 5) cloro, ya sea como residuo, o en combinación con fenol o materia orgánica en descomposición.

La aireación, que generalmente se consigue rociando agua con boquillas especiales o dejándola que escurra en cascada, fragmenta el líquido en gotas y permite el escape de los gases disueltos. El carbón activado puede usarse con efectividad para eliminar sabores y olores. Se fabrica por calentamiento de los desperdicios de fábricas de papel o de aserrín en una retorta cerrada y se oxida con aire o vapor para quitarle los hidrocarburos. El producto resultante es muy poroso y posee propiedades de adsorción extremadamente buenas. El carbón activado es algunas veces usado como filtro, aunque con más frecuencia se aplica directamente al agua no tratada, antes de la coagulación en el tanque de mezclado. Una dosificación entre 5 y 30 lb. por millón de galones es usualmente adecuada. Para oxidar al material productor del sabor se han usado también con efectividad cloro, ozono y permanganato de potasio.

III.4.6. ABLANDAMIENTO DEL AGUA.

La eliminación de la dureza del agua no es esencialmente para hacerla segura en su utilización y la ventaja estriba principalmente en la disminución del consumo de jabón y en el menor costo del mantenimiento de los accesorios de plomería. La conveniencia de reducir la dureza de un abastecimiento de agua, depende de la relación entre el costo del tratamiento y el ahorro y satisfacción que tengan los consumidores. Los dos métodos básicos utilizados para quitar la dureza son el proceso cal-sosa y el método de la zeolita.

En el proceso cal-sosa, la cal $[Ca(OH)_2]$ y la sosa (Na_2CO_3) Se añaden al agua Y reaccionan con las sales de calcio y magnesio para formar precipitados insolubles. $CaCO_3$, y $Mg(OH)_2$ que pueden eliminarse del agua por sedimentación. Las reacciones químicas típicas son:



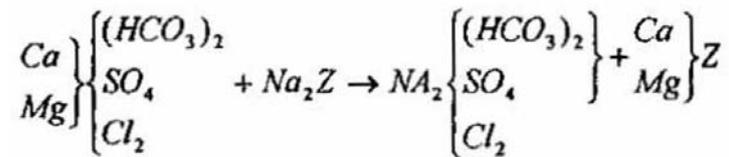
La cal sirve para reducir la dureza del carbonato y transforma las sales de magnesio y sales de calcio, y la sosa actúa sobre la dureza no atribuible a los carbonatos de las sales de calcio. Las sales de sodio que se forman son solubles, pero no son objetables en las cantidades en que ordinariamente se producen por el proceso de ablandamiento.

La mayor parte del CaCO_3 y del $\text{Mg}(\text{OH})_2$ que se forman se depositará en un tanque de sedimentación, pero alguna parte quedará como partículas finalmente divididas que pueden posteriormente depositarse en la arena del filtro o en las tuberías del sistema de distribución. Para evitar esto, el agua debe recarbonatarse mediante el paso de gas bióxido de carbono conforme salga el agua del tanque de sedimentación. En este proceso, los carbonatos se combinan con el CO_2 para reformar a los bicarbonatos solubles. Aun cuando el agua recupera algo de su dureza con este proceso, la recarbonatación es conveniente.

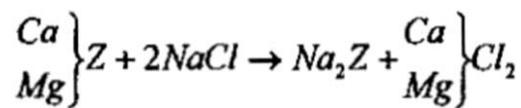
La cantidad necesaria de cal y de sosa para el ablandamiento, depende de la calidad química del agua y del grado de eliminación de la dureza que se quiera conseguir. Muchas aguas duras contienen bajas concentraciones de sulfatos, cloruros y nitratos y, por tanto, la cal es frecuentemente la única sustancia química utilizada. El aparato usado en el proceso cal-sosa es similar al que se usa para la coagulación química. Después de la sedimentación y de la recarbonatación, el agua generalmente se pasa por un filtro de arena. Con frecuencia se agrega alumbre a la cal y a la sosa para combinar la coagulación química y el ablandamiento del agua en un solo proceso. Se han diseñado unidades especiales que combinan la mezcla, floculación y clarificación, en una sola estructura. El arreglo usual de estas unidades comprende una cámara interior para mezclado con una cámara exterior para clarificación. Estas unidades son relativamente baratas y dan buenos resultados si se les opera adecuadamente. El proceso cal-sosa tiene tres desventajas distintivas. Se forma una gran cantidad de lodo; si se quieren obtener buenos resultados es esencial una cuidadosa operación y, si el agua no es adecuadamente recarbonatada, se producirá la incrustación de las tuberías.

Una unidad de ablandamiento de zeolita se parece a un filtro de arena en el cual el medio filtrante es la zeolita en sustitución de la arena. La zeolita esencialmente es un silicato de aluminio y sodio, natural o sintético. Al pasar el agua dura por el lecho o capa de zeolita hay un intercambio de cationes y el calcio y el magnesio en el agua son intercambiados por el sodio en la zeolita. Las sales de sodio formadas no producen dureza. Cuando todo el sodio en la zeolita ha sido sustituido por calcio y magnesio, se regenera con una solución de cloruro de sodio. El agua que pasa por el lecho durante el ciclo de regeneración debe desaguarse porque contiene una alta concentración de cloruros. Las reacciones de intercambios son las siguientes:

ABLANDAMIENTO:



REGENERACIÓN:



Las unidades de zeolita pueden ser filtros por gravedad o a presión. El gasto usual de agua no tratada por la capa de zeolita es aproximadamente de 6 gal/pie²/min. El proceso de zeolita produce agua de dureza nula y como usualmente no se necesita agua tan blanda, sólo una porción del agua que pasa por la planta de tratamiento se ablanda y mezcla con el agua no ablandada para obtener la calidad de agua deseada.

III.4.7. DESALINIZACIÓN.

Desde 1955 ha habido un interés, en aumento creciente, en la evolución y desarrollo de procesos que conviertan el agua salina en agua dulce. Este interés ha sido estimulado por la aceptación unánime de que en muchas zonas pronto serán inadecuados los abastecimientos de agua fresca. En los Estados Unidos la Office of Saline Water del Departamento del Interior ha promovido un programa continuo de investigaciones sobre desalinización desde 1952 y en 1961 había en construcción en varios sitios cinco plantas piloto. Cada una de estas plantas utiliza un proceso diferente.

El agua del mar tiene un contenido aproximado de sales disueltas de 35 000 mg/lit. Hay varias grandes plantas de desalinización que están eliminando sales del agua del mar y la mayor está en Aruba en el Mar Caribe. Muchos abastecimientos con aguas del subsuelo son salobres (sales disueltas de 1 000 a 3 000 mg/lit) y son demasiado saladas para su consumo. Las sales pueden quitarse de esas aguas pero el costo es grande. Hay muchos procesos para quitar sales del agua y algunos de ellos se analizan en los párrafos siguientes.

III.4.8. DESTILACIÓN.

La destilación del agua del mar se ha practicado por muchos años. La investigación reciente ha sido dirigida hacia el desarrollo de evaporadores mejorados que tendrían el mínimo de dificultades por la formación de incrustaciones. Varios tipos de sistemas de compresión de vapor y de sistemas instantáneos de efecto múltiple han mostrado posibilidades, pero hasta 1962 el costo mínimo de la desalinización por destilación era mayor de \$300.00 por acre-pie. Las plantas de destilación con alambiques solares han sido utilizadas con éxito en zonas que tienen una alta proporción de luz solar todo el año. Con un alambique solar, son nulos los costos de energía pero es alto el costo de la inversión por unidad de producción.

III.4.9. CONGELACIÓN.

En el proceso de congelación la temperatura del agua del mar se baja gradualmente hasta que se forman cristales de hielo que no tienen sal y pueden ser separados de la salmuera. Hasta el año de 1962 con el proceso de congelación se había conseguido un costo aproximado de \$600 por acre-pie de agua, pero es probable que este costo se reduzca conforme se hagan mejoras al proceso.

III.4.10. DESMINERALIZACIÓN.

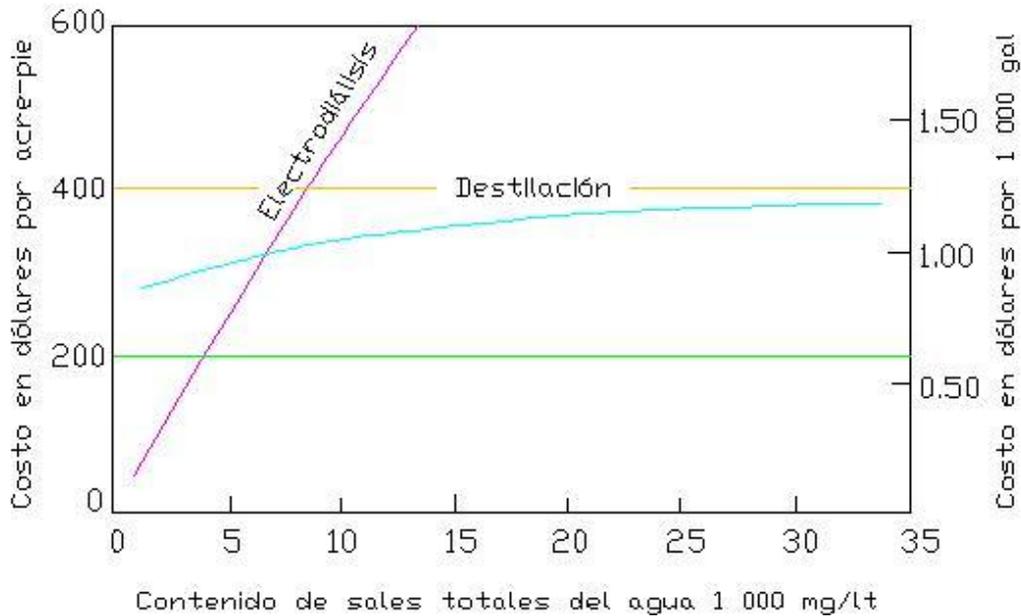
Las sales pueden quitarse del agua mediante el uso de intercambiadores de iones. El proceso es similar al ablandamiento con zeolita excepto que el sodio se quita por intercambios de hidrógeno y cationes. El proceso es prohibitivamente caro para usarse con agua del mar, pero se adopta bien para su uso con aguas que tienen un contenido de sal de menos de 1 000 mg/lit.

III.4.11. ELECTRODIÁLISIS.

Con este método, los iones se quitan por un proceso electroquímico en donde se difunden bajo la acción de un potencial eléctrico a través de membranas que son selectivamente permeables a diferentes tipos de iones. El costo de la eliminación de la sal por electrodiálisis es proporcional aproximadamente a la cantidad de sal en el agua. Por su costo extremadamente alto, el método de electrodiálisis no es adaptable para su uso con el agua del mar.

La grafica 4 muestra aproximadamente el costo de la desalinización como una función del contenido de sal en el año de 1962. En una investigación reciente se anunció que en los Estados Unidos y en Canadá hay más de 1 000 organizaciones que dan servicio de agua potable y que tienen el agua no tratada con sales disueltas totales colocadas en la categoría de 1,000 a 3,000

mg/lit. Es probable que la primera aplicación generalizada de la desalinización se lleve a cabo con aguas salobres. El agua del mar cuando se convierte en agua dulce tiene generalmente que ser llevada por bombeo a distancias considerables para distribuirla en los sitios de utilización, aumentando en esta forma el costo de dicha clase de agua.



GRAFICA 4. COSTO APROXIMADO DE LA DESALINIZACIÓN EN 1962.

III.5. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE TRATAMIENTO PARA EL AGUA.

El Tipo de tratamiento necesario depende de las características físicas, químicas y biológicas del agua. Por ejemplo, el agua de los pozos profundos generalmente está libre de bacterias patógenas y no es necesaria la purificación, pero el agua de muchos pozos es dura y el ablandamiento junto con la eliminación del hierro y el manganeso pueden ser convenientes. El agua de pozo más turbia, en general no necesita sino de la simple sedimentación para su clarificación y si hay posibilidades de que sufra contaminación, también es aconsejable la clorinación.

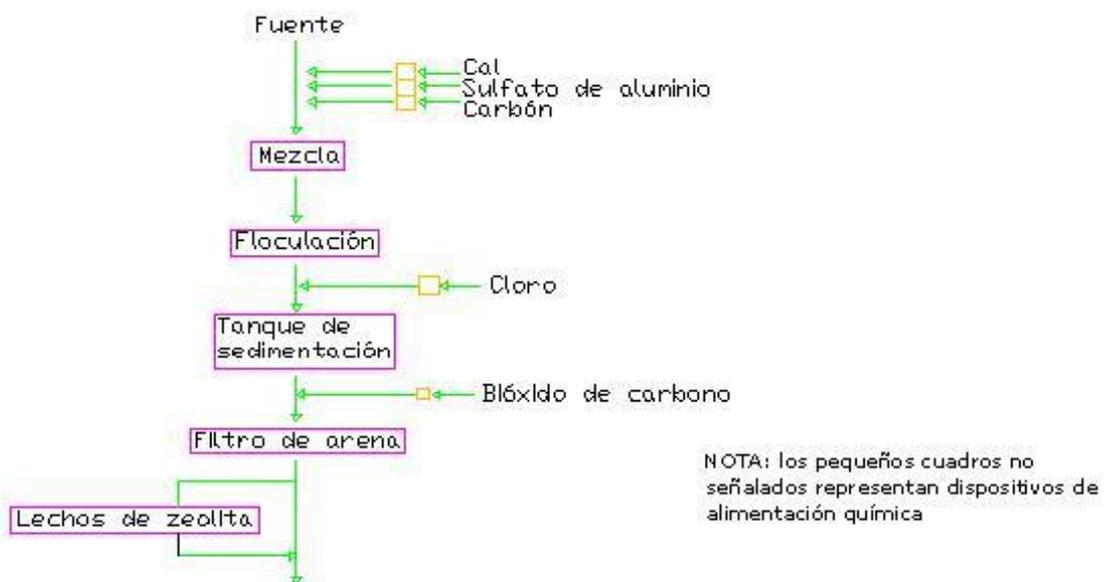
La turbidez relativamente alta de las aguas de los ríos generalmente requerirá de instalaciones para la sedimentación química y la filtración. La turbidez del agua de río varía considerablemente a través del año y puede ser bastante alta en época de avenidas pero baja en otras épocas. Algunas plantas que tratan aguas de río pueden tener instalaciones para agregar coagulantes, pero sólo las utilizan durante las avenidas. El almacenamiento en depósitos o vasos reducirá la necesidad para la sedimentación. Muchas ciudades también han tomado medidas para reducir la erosión en las cuencas tributarias a su fuente alimentadora de agua con el fin de reducir las necesidades para la clarificación.

La mayor parte de las aguas superficiales están sujetas a sufrir contaminación y generalmente es esencial la desinfección.

Los diagramas sobre los pasos del escurrimiento del agua correspondientes a varias plantas típicas de tratamiento, se muestran en la Figura 16. La planta del Metropolitan Water District de Southern California da un tratamiento muy completo al agua dura tomada del Río Colorado. El costo de tratamiento del agua depende del tiempo del mismo y de la capacidad de la planta. Estudios recientes señalan que el costo del tratamiento completo aproximadamente es el que se indica en la Tabla 5.

TABLA 5. COSTO APROXIMADO DE LA PURIFICACIÓN DEL AGUA (TRATAMIENTO COMPLETO).

CAPACIDAD DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO, EN mgd.	COSTO TOTAL DEL TRATAMIENTO POR MILLON DE GALONES.	COSTO TOTAL DEL TRATAMIENTO POR ACRE-PIE.
2	\$100-\$140	\$35-\$50
5	75-100	25-35
50	30-45	10-15



(c) Agua que requiere tratamiento completo

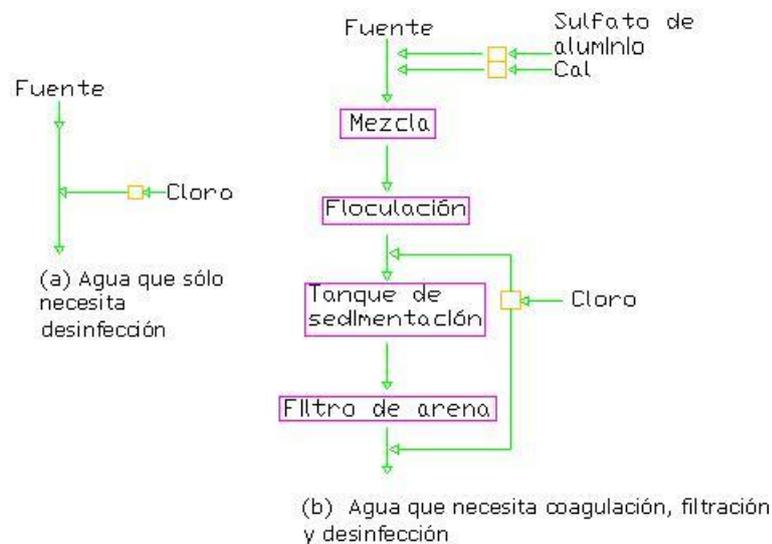


FIGURA 16. DIAGRAMA DE FLUJO PARA ALGUNAS PLANTAS TÍPICAS DE TRATAMIENTO.

III.6. SANEAMIENTO DE LOS DEPÓSITOS O TANQUES.

Para reducir la contaminación de su abastecimiento de agua, algunas ciudades han cercado con éxito la totalidad de la cuenca tributaria y restringido completamente la entrada de personas. Este extremo sólo es posible en pequeñas cuencas y la sola compra de los terrenos antes del desarrollo exageradamente cara. Una solución mucho más común, es la de cerrar el área del vaso a la utilización de personas, prohibiéndose los baños, paseos en lanchas y botes, la pesca, días de campo, y otras actividades similares. Con este procedimiento se evita el paso al vaso y que el agua del fondo suba a la superficie en lo que se llama el descenso de vuelco.

En los vasos de almacenamiento para agua potable este proceso puede originar agua que tenga un olor y sabor a rancio al ser extraída por las tomas. El enfriamiento continuado en la superficie produce el enfriamiento de toda la masa por convección térmica hasta que se alcanza una temperatura de 39.2°F. En este punto el agua tiene su densidad máxima y cualquier enfriamiento complementario produce la disminución de la densidad del agua de la superficie, que permanece en dicho nivel y que puede congelarse si se enfría suficientemente.

Si la temperatura del agua en la porción inferior del vaso baja a menos de 39.2 °F en el invierno, puede ocurrir un vuelco de primavera cuando el agua de la

superficie calentada por la temperatura en ascenso llega a su densidad máxima y baja hacia el fondo para ser sustituida por el agua más fría pero menos densa de abajo. Después del vuelco de primavera, el calentamiento continuado produce el calentamiento del agua de la superficie y el desarrollo del tipo de perfil de temperatura descrito al principio de este ciclo.

Las características de temperatura de un lago, son importantes por su efecto sobre la calidad del agua producida por el vuelco de las aguas del lago. La localización de las tomas para sistemas de abastecimiento de agua, debe, en consecuencia, hacerse teniendo en cuenta la probable estratificación térmica.

III.7. SISTEMAS DE OBRAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

La mayor parte de los sistemas privados son pequeños por la dificultad de financiar con fondos privados a los grandes proyectos. Las obras de propiedad privada reúnen fondos mediante la venta de acciones y bonos. Si las obras privadas son para servir a una ciudad incorporada, debe obtenerse una franquicia o contrato entre la ciudad y la compañía que da el servicio. Los sistemas de agua potable gozan de las ventajas del monopolio y están sujetos a regulación gubernamental a través de comisiones de servicios públicos, consejos o agrupaciones sobre contaminación de aguas y otros organismos.

El diseño de un sistema completo de obras de abastecimiento es la excepción y no la regla. Generalmente, el trabajo consiste en la ampliación o mejoramiento de las instalaciones y facilidades existentes, en lugar del diseño de un proyecto completamente nuevo. En las etapas preliminares de un proyecto en estudio, el ingeniero debe preparar un reporte descriptivo del mismo proyecto y presentar una estimación de su costo. En el caso de un sistema público, este reporte se presentará al cuerpo u organismo de gobierno de la comunidad, para su estudio y debida consideración, y si el proyecto propuesto es aceptable, puede convocarse a una elección para recabar la autorización de una emisión de bonos, que es el método más común de financiamiento de sistemas públicos de obras para agua potable.

Los bonos están garantizados por los impuestos que cobra la municipalidad, por las propiedades físicas de las obras o por los ingresos que se deriven de la venta del agua. Los impuestos directos, los gravámenes especiales y los empréstitos federales, se utilizan también como medios de financiamiento de los sistemas públicos de agua potable.

Al planear un proyecto, el ingeniero debe conseguir asesoría legal relativa a los derechos sobre las probables fuentes de captación del agua antes de recomendar cualquiera de ellas para su uso. El derecho de dominio eminente para expropiar propiedades privadas para usos públicos, puede ejercitarse para facilitar el desarrollo de un proyecto de obras para agua potable. Un sistema de abastecimiento de agua potable es legalmente responsable de proporcionar a

sus consumidores agua que sea segura para beber, pero sin embargo, no necesita proporcionarse agua químicamente pura.

III.8. PLANEACIÓN DE UN SISTEMA MUNICIPAL DE ABASTECIMIENTO DE AGUA.

En general, debe hacerse lo siguiente al planear un sistema municipal de abastecimiento de aguas:

1. Estimar la población futura de la comunidad y estudiar condiciones locales, para determinar la cantidad de agua que debe proporcionarse.
2. Localizar una fuente segura de agua de calidad adecuada.
3. Tomar medidas para tener el almacenamiento que se necesite para el agua y diseñar las obras necesarias para entregar a la comunidad el agua desde su captación.
4. Determinar las características físicas, químicas y biológicas del agua.
5. Diseñar cualquier instalación necesaria para tratamiento del agua.
6. Diseñar el sistema de distribución, incluyendo vasos de distribución, estaciones de bombeo, almacenamientos elevados, arreglo y tamaño de las tuberías maestras y localización de los hidrantes para incendios.
7. Preparar el establecimiento de una organización que se encargue del mantenimiento y operación del sistema de abastecimiento, del sistema de distribución y de las instalaciones para tratamiento.
- 8.

III.9. CONTROL DE CALIDAD DE AGUA Y OTROS USOS.

Eliminación de aguas negras y control de la calidad del agua.

En las zonas con una gran concentración de población, los desperdicios líquidos (aguas negras o cloacales) que deben eliminarse con el objeto de mantener condiciones higiénicas de vida, incluyen las aguas negras domésticas o sanitarias de los inodoros a excusados, fregaderos y otras instalaciones de plomería; desperdicios industriales de las plantas manufactureras; y en muchas comunidades, escurrimiento pluvial de tormenta o chubasco de las calles y de otras superficies.

Las aguas negras consisten casi enteramente en agua con una pequeña cantidad de sólidos en solución o en suspensión. Generalmente el agua negra contiene bacterias de enfermedades y otros productos nocivos y repulsivos. Los desperdicios industriales con frecuencia son descargados a temperaturas elevadas, y esto es inconveniente por las alteraciones biológicas que puede producir.

En la comunidad moderna, el agua negra es sacada en conductos subterráneos llamados cloacas, albañales y atarjeas. El proceso de recoger el agua negra y entregarlo en un punto de eliminación es llamado alcantarillado y el sistema de conductos, estructuras y dispositivos para conseguir esto se conoce como sistema de alcantarillado. En algunos sitios, el agua negra puede

descargarse directamente a una masa o cuerpo de agua sin daño a la salud pública y sin creación de condiciones molestas. Sin embargo, con frecuencia las aguas negras necesitan tratamiento antes de su eliminación. Un sistema adecuado de alcantarillado y una planta de tratamiento de aguas negras cuando ésta es necesaria, tienen máxima importancia para la salud y el bienestar de una comunidad.

IV. CANTIDAD DE AGUAS NEGRAS.

Antes de que un sistema de alcantarillado pueda diseñarse, debe hacerse alguna estimación de los escurrimientos probables de aguas negras. Los drenes pluviales de tormenta se diseñan para recoger únicamente al escurrimiento de tormenta. Una atarjea combinada conduce aguas negras domésticas industriales y aguas pluviales, y debe diseñarse para alojar su gasto máximo. Una atarjea sanitaria únicamente conduce aguas negras domésticas y desperdicios industriales.

IV.1. CANTIDAD DE AGUAS NEGRAS DOMÉSTICAS E INDUSTRIALES.

La cantidad de las aguas negras domésticas e industriales que una zona contribuye será, generalmente, cerca de una tercera parte menor que la cantidad de agua utilizada en la zona, es decir, aproximadamente del 60 al 75% del agua abastecida reaparecerá como agua negra, y la parte restante será utilizada en los procesos industriales para riego de prados, etc. Por tanto, si se conoce el empleo del agua en una comunidad, puede estimarse la cantidad probable del agua negra sanitaria. Las estimaciones del diseño, deben tomar en cuenta el probable crecimiento de la zona en el futuro.

Las estimaciones del abastecimiento de agua deben incluir toda el agua originaria de fuentes privadas. Con frecuencia, las industrias extraen agua de sus propios pozos, pero usan las atarjeas públicas para la eliminación de desperdicios y, en este caso, las aguas negras industriales y domésticas combinadas, pueden exceder en volumen al agua abastecida por el sistema público. En la misma forma, algunas industrias que extraen agua del abastecimiento público pueden no descargar sus desperdicios o las redes públicas de alcantarillado produciendo una baja relación entre el agua negra y el agua consumida. Para hacer una estimación precisa del escurrimiento de aguas negras, es necesario efectuar un cuidadoso estudio de las condiciones locales.

IV.2. INFILTRACIÓN.

Siempre hay alguna penetración del agua del subsuelo por las juntas de las tuberías de los alcantarillados. La cantidad de esta infiltración depende, en su mayor, parte del nivel del agua del subsuelo y del cuidado ejercitado al construir las juntas de la tubería. Si el nivel del subsuelo está bien abajo del alcantarillado, la infiltración sólo ocurrirá después de la lluvia cuando el agua se mueva hacia abajo a través del suelo. Si el nivel freático está elevado, pueden ocurrir ritmos de infiltración desde 300 hasta 1 500 gpd/acre de área drenada o servida por una red. Otra cifra utilizada frecuentemente es de 500 a 2 000 gpd por pulgada de diámetro por milla de tubería de atarjea.

IV.3. VARIACIÓN DEL ESCURRIMIENTO DE AGUAS NEGRAS DOMÉSTICAS E INDUSTRIALES.

El gasto del escurrimiento de las aguas negras domésticas y de los desperdicios industriales varía a lo largo del día y del año. El máximo diario de una pequeña zona residencial generalmente ocurrirá a media mañana y, aproximadamente, es del 225% del escurrimiento diario promedio. Los desperdicios industriales y comerciales se entregarán con más uniformidad en el transcurso del día y con un valor máximo aproximado de 150% del valor promedio. Debido al almacenamiento y retraso de tiempo en la tubería, los gastos máximos expresados como por ciento de los promedios, disminuyen a medida que aumenta el tamaño del área tributaria. El gasto máximo en el extremo de salida de un sistema urbano de alcantarillado usualmente será de cerca del 150% del gasto promedio. El gasto mínimo en ese mismo sistema, raramente queda abajo de un 40% del gasto promedio. Las variaciones porcentuales del gasto de aguas negras cambiarán con el tamaño de la ciudad, cantidad de los desperdicios industriales y con el clima; las cifras antes citadas, únicamente son aproximaciones. La mejor fuente de datos para un caso particular, son las mediciones o aforos directos en el sistema o en sistemas similares de la misma región.

V. ALCANTARILLADO.

Los sistemas separados de alcantarillado son más comunes que los combinados, ya que las cunetas y los cursos naturales de agua pueden con frecuencia aprovecharse para el drenaje de las aguas pluviales. La selección entre un sistema de alcantarillado separado o combinado está influida por la topografía, la economía y las condiciones locales. Los alcantarillados separados se utilizan, si la topografía permite la eliminación del agua pluvial por medio de cursos de aguas superficiales. Los alcantarillados combinados podrían favorecerse en donde el agua pluvial debe llevarse por debajo del suelo hasta el mismo punto de eliminación del escurrimiento sanitario. Con frecuencia, en el desarrollo de una ciudad, las redes sanitarias se construyen primero debido a su urgencia y porque en el momento, el financiamiento de sistema adicional de aguas pluviales es impracticable y entonces, en una fecha posterior, puede construirse un sistema separado de drenes pluviales. En ciudades grandes puede ser económico tener alcantarillados separados en algunos distritos, y alcantarillados combinados en otros.

V.1. TUBERÍAS PARA ALCANTARILLADO.

Los materiales más comunes para los alcantarillados son el barro, el concreto y el asbesto-cemento. El concreto (y hasta el asbesto-cemento) es susceptible a la corrosión por ácido sulfúrico del sulfuro de hidrógeno generado en el agua negra o por algunos productos industriales. La corrosión sulfurosa de las tuberías de concreto es un serio problema en la zona en donde el agua negra es muy concentrada o tiene un gran contenido de materia orgánica, no tiene oxígeno y está muy caliente. Dichas condiciones apresuran la actividad bacteriana que produce la formación de sulfuro de hidrógeno. En donde prevalecen estas condiciones, generalmente es conveniente usar tubería de barro para los diámetros menores de 39 plg y tubería de concreto con revestimiento de plástico colocado en el sitio o lugar para los diámetros mayores.

Las tuberías sanitarias más pequeñas de alcantarillado llamadas albañales, son las conexiones a las casas y, generalmente, son de barro o de hierro colado, de diámetros de 3 o 4 plg. Los albañales se instalan por costumbre desde la residencia hasta el lindero de la propiedad en la calle, y en donde se conectan al sistema principal de alcantarillado o atarjeas. En las regiones de aguas abajo de un sistema, los tamaños de las tuberías para las atarjeas se aumentan para alojar el escurrimiento.

En las ciudades grandes son bastante comunes los colectores de concreto colados in situ o en el lugar (Figura 17), con diámetros de 10 pies o más. Los grandes colectores de alcantarillado se conocen como “interceptores”, y la sección final de un colector que lleva a la planta de tratamiento o punto de eliminación comúnmente se refiere o denomina colector emisario.

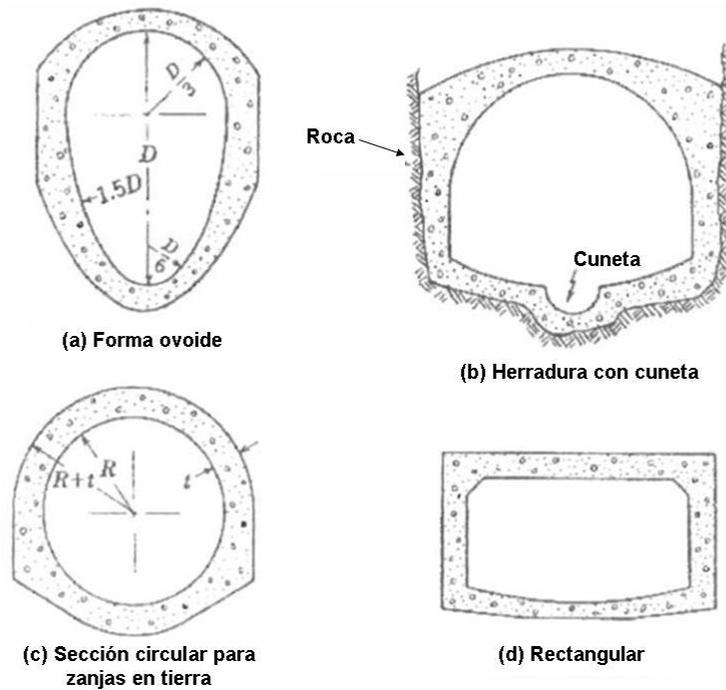


FIGURA 17. ALGUNAS SECCIONES DE CONDUCTOS DE ALCANTARILLADO COLADAS EN LA OBRA.

V.2. ESCURRIMIENTO EN LOS ALCANTARILLADOS.

Rara vez los alcantarillados trabajan llenos y se diseñan como canales abiertos. Los sifones invertidos y las líneas de descarga de algunas estaciones de bombeo de aguas negras trabajan a presión, y algunas veces se llaman tuberías o conductos de impulsión. Con el objeto de evitar el depósito de materias sólidas, la velocidad en un conducto que trabaje lleno no debe ser menor de cerca de 2 pies/seg. Dicho conducto, cuando sólo está lleno, una sexta parte, tendrá una velocidad de 1 pie/seg., que es razonablemente adecuada. Esto es especialmente importante en las redes sanitarias, porque la descomposición de los depósitos produce condiciones indeseables. Para evitar bajas velocidades con bajos gastos, con frecuencia se utilizan conductos ovoides, y los colectores de los sistemas combinados algunas veces tienen un pequeño canal (cuneta) en su plantilla para el escurrimiento de tiempo de secas.

V.3. ACCESORIOS Y ADITAMENTOS DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO.

Los pozos de visita son los accesorios más numerosos de las redes sanitarias, y deben colocarse siempre que haya un cambio en elevación, tamaño o pendiente, en los cruces y en los intervalos no mayores de 500 pies, cuando el conducto es muy pequeño, para que pueda entrar una persona. Muchas ciudades tienen planos estándar para los pozos de visita.

Las tuberías del alcantarillado cerca de sus extremos muertos y en pendientes planas, pueden no recibir un escurrimiento suficiente que evite el depósito de sedimento, y pueden necesitar entonces que se les hagan lavados. Los lavados pueden hacerse con tanques automáticos, los cuales periódicamente mandan agua a la tubería. Otro método consiste en llenar un pozo de visita con agua de un hidrante cercano. Esos pozos de visita llevan compuertas de cierre a la salida del conducto, y permiten que el pozo se llene con agua o con el agua negra acumulada. Cuando se abre la compuerta de salida el agua pasa a la tubería. Para evitar obturaciones con grasa o aceite, muchas ciudades exigen o los restaurantes, estaciones de servicio e industrias, que coloquen separadores o interceptares de grasa (Figura 18) en sus líneas de drenaje.

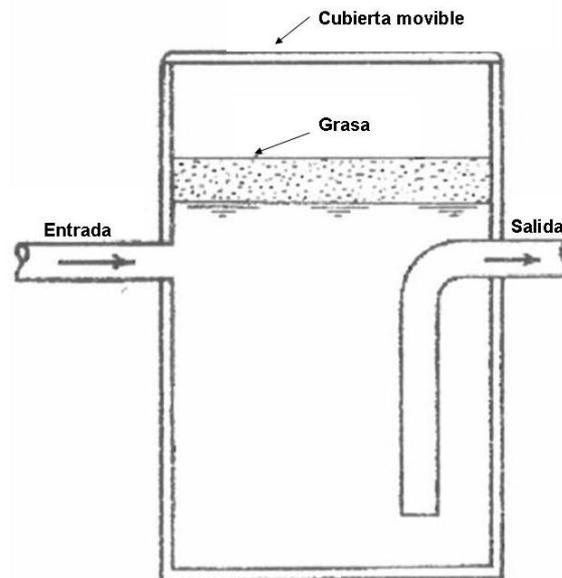


FIGURA 18. UN INTERCEPTOR DE GRASA SIMPLE.

Si un alcantarillado combinado está entregando aguas negras a una planta, puede ser necesario derivar alrededor de la planta el escurrimiento pluvial de tormenta. Con este propósito, se han diseñado varios tipos de reguladores. Con un regulador de vertedor de gasto lateral (Figura 19), el escurrimiento de tiempo de secas se va directamente a la planta de tratamiento; pero cuando el gasto aumenta con el agua pluvial, el exceso pasa sobre el vertedor hacia un conducto de desvío. La cresta del vertedor se coloca en el nivel al cual el escurrimiento máximo sanitario que se calcule llenaría la tubería, y la longitud del vertedor debe ser adecuada para descargar el gasto pluvial de la tormenta probable. Se ha hecho mucho trabajo experimental sobre los vertedores de escurrimiento lateral, pero por sus muchos tamaños posibles y formas, el diseño hidráulico no se analizará aquí. Otro tipo de regulador, es el vertedor derivador de aguas pluviales (Figura 20). Con gastos bajos, las aguas negras caen directamente a un conducto que las lleva a la planta de tratamiento, pero con gastos altos el agua en exceso salta por el estrechamiento y escurre dentro del conducto de desvío. La anchura de la abertura y la elevación del labio de aguas abajo pueden determinarse calculando la trayectoria del manto de agua vertiente y dejando una tolerancia por el efecto de la velocidad de llegada. También se han usado, con éxito, dispositivos mecánicos como reguladores, y su operación generalmente depende de una compuerta accionada por

flotadores. En uno de estos tipos, las aguas negras combinadas entran a una cámara, en la cual el nivel subirá si hay un aumento en el gasto, y éste hace que suba un flotador que abre una compuerta hacia un conducto de desvío. Un sifón de evacuación también puede usarse efectivamente para derivar el escurrimiento pluvial hacia un conducto de desvío.

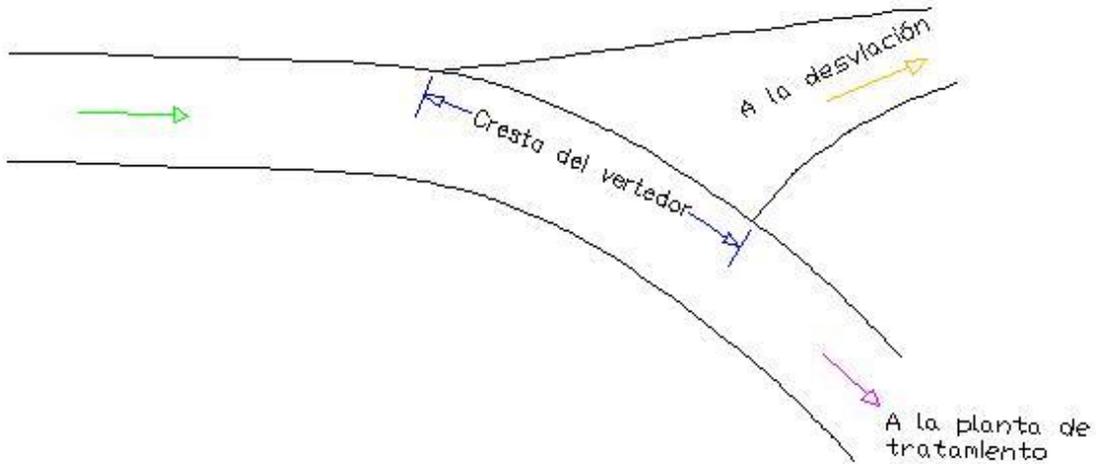


FIGURA 19. VISTA EN PLANTA DE UN VERTEDOR LATERAL.

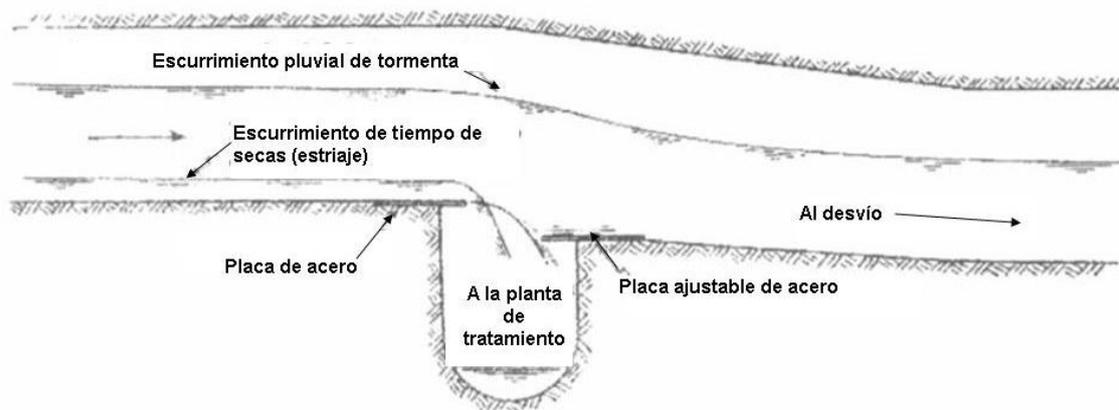


FIGURA 20. UN VERTEDOR DERIVADOR DE AGUAS PLUVIALES Y REGULADOR.

Los conductos para alcantarillado pueden llevarse para cruzar depresiones, sobre caballetes o un puente, y en ese caso se necesita una tubería de hierro colado o de acero endurecido con acoplamientos especiales, porque las juntas de las tuberías de barro y de concreto no pueden permanecer herméticas, particularmente si hay alguna vibración. Para cruzar depresiones, con frecuencia se utilizan los sifones invertidos, y debido a la variación del gasto de aguas negras, es imposible diseñar una tubería invertida simple en la cual las velocidades sean adecuadas para evitar el depósito de sólidos en el punto más bajo, y para todos los valores del gasto. Por esto, es necesario usar dos o más tuberías en paralelo y arreglarlos en una forma tal, que el número de ellas que trabaje dependa del valor del gasto.

Cuando las aguas negras sanitarias no tratadas se descargan a un cuerpo o masa de agua la salida debe estar suficientemente baja, para que quede cubierta por el agua en todo tiempo. La salida debe estar suficientemente alejada de la playa, para evitar la acumulación de las materias sólidas a lo largo de las riberas y orillas de las playas. Esa distancia variará con la cantidad de las aguas negras y con su concentración o contenido de materia orgánica y con el tamaño, las características y las corrientes de la masa o cuerpo de agua de que se trate. La salida para un alcantarillado combinado, con frecuencia se arregla como se marca en la Figura 21, en donde se conduce las aguas negras sanitarias hacia un punto adecuado de eliminación con un mínimo de gastos. Durante las lluvias de tormenta la mayor parte del escurrimiento se descarga en las orillas de la playa, pero se originan muy pocas molestias porque las aguas negras sanitarias van bien diluidas.

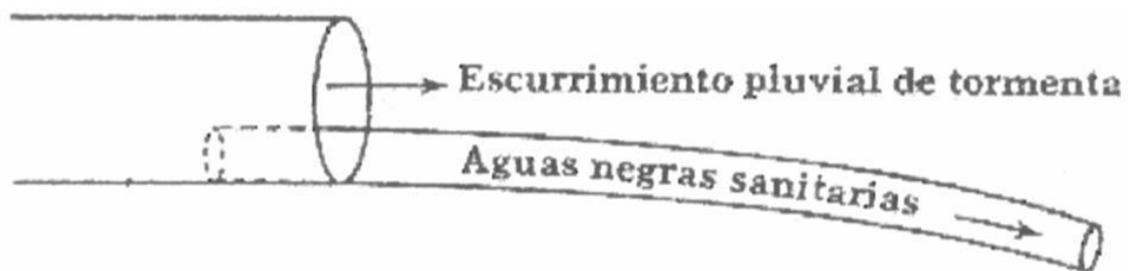


FIGURA 21. ARREGLO POSIBLE PARA LA SALIDA DE UNA ATARJEA COMBINADA.

V.4. BOMBEO DE LAS AGUAS NEGRAS.

En muchas comunidades, la topografía es tal que se requiere el bombeo de las aguas negras. Si las pendientes del terreno son menores que las que se necesitan para proporcionar una velocidad adecuada al conducto, éste, progresivamente, será más profundo y puede necesitarse bombear las aguas negras hasta un nivel más alto para evitar excavaciones. Esta condición ocurre con bastante frecuencia cerca del punto de descarga, en el cuerpo de agua que recibe las aguas negras. El bombeo también se necesitará si las aguas negras

deben conducirse sobre una parte alta, y se necesita, con frecuencia, en las plantas de tratamiento para proporcionar carga suficiente para la operación de la planta.

El mejor tipo para la bomba de aguas negras es una bomba de voluta con dos álabes impulsores y grandes conductos de paso para reducir al mínimo las obturaciones. Una bomba de aguas negras con una entrada de 6 plg., pasará sólidos blandos de 4 plg. Sin embargo es recomendable instalar adelante de la bomba una rejilla de barras, y si las aguas negras contienen mucha arena, una cámara especial desarenadora, las cuales prolongarán la duración de los impulsores. Generalmente, las bombas para aguas negras pueden desarmarse con facilidad, a fin de facilitar también su limpieza. Una estación de bombeo de aguas negras debe tener como mínimo dos bombas y alguna fuente de energía auxiliar para poder dar y mantener un servicio continuo en el caso de descomposturas de la bomba o de la fuente de energía. Los motores eléctricos son la fuente de energía más común, y, generalmente, se usan motores de combustión interna como auxiliares. Si sólo se instalan dos bombas en una estación, cada una debe tener una capacidad igual al gasto máximo anticipado. Generalmente, hay una variación amplia entre el gasto mínimo y el máximo, y, con frecuencia, es ventajoso instalar tres o más bombas para permitir así una operación más eficiente. Es conveniente instalar las bombas en un cárcamo seco con sus tuberías de succión abajo del nivel más bajo de aguas negras en el cárcamo húmedo adyacente, con el objeto de eliminar la necesidad de hacer el cebado de las bombas. La operación de las bombas puede controlarse automáticamente con un flotador instalado en el cárcamo húmedo.

Con frecuencia se utilizan eyectores neumáticos para elevar las aguas negras desde los cárcamos de los edificios. El eyector consta de un tanque hermético al cual fluye por gravedad el agua negra y del cual esa misma agua se fuerza automáticamente cuando se haya acumulado el volumen suficiente para elevar un flotador y abrir la válvula de admisión del aire comprimido.

V.5. DISEÑO DE UN SISTEMA SANITARIO DE ALCANTARILLADO.

Un buen plano de la zona por servir es esencial. Primero se seleccionan rutas tentativas para la localización del colector emisario y de sus principales tributarios. Si es posible, todos los colectores y las atarjeas se planean con sus pendientes en la misma dirección que el terreno. El arreglo o disposición de la red está principalmente regido por la topografía y por la distribución de la población y de la industria. Antes de que la disposición más económica de la red pueda seleccionarse, puede ser necesario planear y probar diversos arreglos o disposiciones.

La profundidad de un conducto para alcantarillado sanitario debe ser suficiente para que todas las atarjeas conectadas a las casas trabajen por gravedad. Por lo general, es suficiente una profundidad de 6 a 8 pies abajo del suelo. En ningún caso debe colocarse una atarjea arriba de una tubería para agua. Después de que la disposición para el sistema de alcantarillado haya sido

seleccionada y las elevaciones de los puntos de control estén fijadas, el próximo paso del diseño es el cálculo de la capacidad necesaria y de la determinación del tamaño y la pendiente de la tubería para cada conducto. El método lógico para calcular las cantidades de las aguas negras es principiar por el extremo superior de la línea lateral más alta y trabajar pendiente abajo hacia la salida. Al estimar los gastos de aguas negras, debe considerarse el probable crecimiento futuro de la comunidad. Es práctica común diseñar cada conducto para que su capacidad cuando trabaje lleno, sea igual al valor máximo estimado para el gasto en cierta fecha futura tal como veinte años después. Esa sobreestimación sólo es necesaria cuando puede desarrollarse una zona adicional tributaria al conducto. Los cálculos para el diseño de un sistema típico de alcantarillado sanitario se presentan en el siguiente ejemplo.

V.6. DISEÑO DE UN SISTEMA COMBINADO DE ALCANTARILLADO.

Teóricamente, la capacidad de un conducto de alcantarillado combinado debe ser igual a la suma del gasto máximo sanitario y de los gastos de aguas pluviales de tormenta. En vista de las incertidumbres en la determinación de la capacidad necesaria de los conductos de aguas pluviales, generalmente, se tiene la impresión que un sistema combinado diseñado para manejar los escurrimientos pluviales será bastante adecuado para el escurrimiento sanitario. Sin embargo, algunas veces debe proporcionarse capacidad adicional si hay descargas concentradas de desperdicios industriales al sistema. En general, entonces, los tamaños de las tuberías de un sistema combinado serán idénticos a aquellos de las tuberías de un sistema de drenes pluviales de tormenta. El arreglo o disposición de la tubería será igual que para un sistema sanitario, porque debe proporcionarse una conexión para cada casa y cada establecimiento comercial. En algunos casos, los grandes colectores combinados tendrán una sección ovoide o también alojarán un pequeño canal en el fondo de una tubería grande, para la conducción del escurrimiento de tiempo de secas (aguas negras sanitarias) y con velocidades adecuadas. Además, si se planean instalaciones para el tratamiento de las aguas negras sanitarias, debe haber estructuras para derivar el exceso del escurrimiento de aguas pluviales de tormenta alrededor de la planta de tratamiento.

V.6.1. CONSTRUCCIÓN DE LOS ALCANTARILLADOS.

Hay muchas formas con las cuales puede llevarse a cabo la construcción práctica de un sistema de alcantarillado, dependiendo de las condiciones del suelo con que se tropiece, y del equipo de construcción disponible para la obra. La cuestión importante es que el conducto terminado desempeñe la función para la que se destina, y con un mínimo de costos de mantenimiento. Para conseguir este fin, deben cubrirse tres condiciones.

- 1) La tubería debe manejarse cuidadosamente, colocarse en forma adecuada y taparse en forma tal que haya un mínimo de roturas durante y después de la

construcción.

- 2) Las juntas deben hacerse con cuidado suficiente para eliminar la infiltración excesiva;
- 3) El alineamiento y pendiente del conducto deben estar libres de irregularidades que podrían favorecer la acumulación de sólidos de las aguas negras con el resultado de la obturación de la tubería.

Las líneas para el alcantarillado generalmente se colocan en el centro de la calle para que las conexiones de servicio de cada lado sean aproximadamente de igual longitud. En donde hay callejones, puede ser ventajoso llevar las atarjeas hasta ellos para evitar que se rompa el pavimento de las calles. La localización exacta de la atarjea dependerá de la posición de otras líneas subterráneas de servicios, y deben conseguirse planos de las líneas existentes, antes de diseñar. Es importante que se preparen planos precisos del sistema de alcantarillado conforme progresa su construcción y para que las reparaciones recientes, las sustituciones o la expansión del sistema e instalación de nuevas líneas de servicios, puedan planearse inteligentemente.

V.7. MANTENIMIENTO DE LOS ALCANTARILLADOS.

El principal problema del mantenimiento de alcantarillados es el de conservarlos libres de obstrucciones. Muchos paros del servicio son causados por raíces de árboles, acumulación de grasas y colapso de la tubería. Las raíces generalmente entran por las juntas, y una vez en el interior de la tubería crecen rápidamente. La mejor medida preventiva es una buena construcción de la junta. Muchas ciudades tienen ordenanzas, exigiendo el empleo de colectores o separadores de grasa sobre las conexiones de servicio y donde las aguas negras pueden contener grandes cantidades de grasa. El colapso de la tubería es poco probable si se proporciona un colchón o cubierta adecuados y se tiene un cuidado razonable para evitar las roturas durante y después de la construcción. Cuando las operaciones de lavado no son adecuadas para eliminar una obstrucción, las atarjeas generalmente se lavan con un equipo especial manejado por medio de cables o varillas articuladas que se insertan o jalan a través del conducto desde los pozos de visita y de otros puntos de la entrada. El tipo de la limpiadora depende de la causa de la obstrucción. Las herramientas cortadoras se emplean para quitar las raíces, troncos y las escrepas para la arena y los lodos, y para quitar las grasas son efectivos las escobillas. Las cortadoras rotatorias, accionadas con fuerza motriz, son efectivas para los casos difíciles. El empleo de un poco de sulfato de cobre en una atarjea es efectivo con frecuencia para destruir las raíces, sin daños a los árboles.

En las atarjeas ocasionalmente ocurren explosiones. Las fuentes más comunes de gases explosivos son los líquidos volátiles e inflamables que vayan en la masa de aguas negras o las fugas de gas doméstico de una línea adyacente. Los gases, producto de la descomposición de las aguas negras mismas, rara vez son la causa de explosión, pero muchos obreros de las cuadrillas de mantenimiento de atarjeas se han asfixiado en las atarjeas llenas de gases. En

ningún caso debe permitirse la entrada de un obrero a un alcantarillado hasta que se hagan las pruebas adecuadas para verificar la presencia de gases peligrosos. Siempre que un obrero entre a un conducto, afuera debe quedarse otro para proporcionarle auxilio, si es necesario.

VI. TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS.

Cuando las aguas negras en su estado natural o crudas se descargan a una masa o cuerpo de agua, los sólidos que contienen pueden ser acarreados sobre la playa cerca del punto de eliminación, en donde se descomponen y producen olores molestos. Complementariamente, las aguas negras contaminarán el agua en donde penetran con las bacterias patógenas que contienen. Entonces, aun cuando las aguas negras sanitarias aproximadamente en un 99.9% sean agua, con frecuencia necesitan de tratamiento, sí se va a evitar cualquier molestia. El grado necesario de tratamiento, depende de las características y del contenido de materia orgánica o concentración de las aguas negras y de las instalaciones para la eliminación. Una pequeña comunidad situada al borde del mar, podría descargar directamente sus aguas negras no tratadas al océano y sin ningunos efectos nocivos, pero sí esta ciudad estuviera localizada tierra adentro sobre una pequeña corriente, las aguas negras podrían entonces necesitar un alto grado de tratamiento, en particular durante la temporada de bajos escurrimientos.

La urbanización, el crecimiento industrial y el mejor nivel de vida ha aumentado la cantidad y contenido de materia orgánica o concentración de las aguas negras municipales en los años recientes hasta el punto en el cual la dilución por sí sola ya no puede por más tiempo ser capaz para evitar los efectos indeseables de la contaminación. Para evitar una indebida contaminación es esencial en muchas zonas, un tratamiento de aguas negras más avanzado. Desde 1950 se ha vuelto importante en la actividad del manejo de los recursos hidráulicos, un nuevo concepto el de control de la calidad del agua. El gobierno federal ha establecido una red de calidad de agua, para probar las zonas en las que se esté presentando el problema de la contaminación del agua y con el fin de que se tomen los pasos correctivos del caso. El valor económico de la calidad del agua ha sido ya reconocido, y la necesidad de mantener ciertos escurrimientos mínimos en los ríos y corrientes, es ahora aparentemente más clara que antes.

VI.1. INVERSIONES Y MERCADOS EN TRATAMIENTO DE AGUA

El problema de las descargas de aguas residuales es paradójicamente, también una oportunidad, ya que significa un enorme mercado que de ser cubierto no sólo permite soluciones ambientales sino también, generar importantes fuentes de empleo, ingreso y actividad económica.

VI.1.1. MERCADO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

Con el propósito de estimar el volumen de aguas residuales generadas por las actividades urbanas, debe considerarse que de una población total de 95 millones de habitantes, el 17 % carece de servicio de agua potable y el 33 % de

alcantarillado, localizándose los mayores rezagos en el medio rural, donde el 48 % no cuenta con servicio de agua potable y el 79 % con alcantarillado.

Debemos recordar también que el volumen de aguas residuales de origen urbano es de 231 m³/s, de los que 174 m³/s se canalizan en drenajes. Es indispensable avanzar tanto en el equipamiento para el manejo y suministro de aguas, como en el servicio de tratamiento de aguas residuales, ya que únicamente se tiene capacidad para tratar 54 m³/s. De estos sólo reciben tratamiento adecuado 35 m³/s.

La magnitud de la contaminación presente en las aguas residuales urbanas es del orden de 1.8 millones de toneladas de demanda bioquímica de oxígeno (DBO). De éstas, existe capacidad para remover 0.42 millones de toneladas, sin embargo únicamente 0.30 millones de toneladas de DBO son tratadas adecuadamente antes de ser descargadas al medio natural. Es importante resaltar el hecho de que las cifras expresadas incluyen las descargas de las industrias que están instaladas en zonas urbanas, y que no se pueden desagregar de las descargas domésticas.

Se estima que para el año 2020, bajo el escenario descrito en las proyecciones de demanda, y considerando las tendencias actuales de consumo por sector, la demanda de agua potable para uso urbano será de 381 m³/s. Este sector generará 304 m³/s de aguas residuales con una DBO de 2.36 millones de toneladas. La infraestructura necesaria adicional para el tratamiento de estas aguas residuales requerirá una inversión aproximadamente de 2.78 mil millones de dólares, más un gasto de operación anual estimado de 2.13 mil millones de dólares anuales suponiendo un tratamiento secundario con lodos activados y cloración.

TABLA 6. SITUACIÓN ACTUAL Y PROYECCIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

	Descargas de aguas residuales actuales	Capacidad de tratamiento actual¹	Descargas de aguas residuales al 2020	Necesidades de tratamiento al 2020	Costo de inversión total acumulada al 2020²	Costo operativo anual al 2020³, 2
m ³ /s.	231	54	304	250	2,780	2,130
DBO millones de ton/año	1.8	0.42	2.36	1.94		

1. Incluye plantas que actualmente no están en operación
2. Millones de dólares actuales
3. Incluye tanto las plantas actualmente existentes (que operan y que no operan) como las que deberán construirse.

VI.1.2. MERCADO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE ORIGEN INDUSTRIAL

Cabe señalar que no se cuenta con el inventario total de descargas industriales debido a que la Comisión Nacional del Agua sólo registra el volumen y características de descarga hacia los cuerpos de agua federales. Las industrias que están instaladas en zonas urbanas se abastecen de la red municipal y sus aguas residuales son vertidas al drenaje, correspondiendo a los organismos municipales operadores llevar la contabilidad correspondiente. Por ello, como se señaló, estas cifras quedan incluidas en los datos de consumo y descarga de agua para uso urbano.

Se estima que el volumen de agua suministrado a la industria fuera de zonas urbanas, es de 2.5 km³ (78.7 m³/s). Este volumen corresponde a 1387 empresas consideradas como las más importantes por su nivel de consumo y descarga de agua residual. Actualmente, el volumen de descargas generadas por el uso industrial no urbano es de aproximadamente 2.05 km³ (64.5 m³/s), con 1.6 millones de toneladas de DBO al año, El caudal de aguas residuales tratado actualmente es de 0.17 km³/año (5.3 m³/s) con una remoción de 0.12 millones de toneladas de DBO. El caudal sin tratar es de 1.88 km³/año (59.2 m³/s), con 1.4 millones de toneladas al año de DBO.

La demanda de agua para uso industrial al año 2020, será de aproximadamente 95 m³/s, generando una descarga de aguas residuales de 76 m³/s y 1.88 millones de toneladas de DBO al año. La infraestructura requerirá una inversión aproximada de 1.7 mil millones de dólares, con un costo promedio de operación anual estimado de 1.06 mil millones de dólares.

TABLA 7. SITUACIÓN ACTUAL Y PROYECCIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

	Descargas de aguas residuales actual	Tratamiento actual	Descargas de aguas residuales al 2020	Necesidades de en tratamiento al 2020	Costo de inversión total acumulada al 20201	Costo operativo anual al 20201
m3/s.	64.5	5.3	76	70.7	1,571	1,060
DBO millones de ton/año	1.6	0.12	1.88	1.76		

1/ Millones de dólares actuales

Sumando lo correspondiente a las aguas de origen urbano e industrial, sin incluir aguas residuales provenientes de la agricultura, para el año 2020 se tendrán necesidades de tratamiento del orden de 331 m3/s, un monto requerido de inversiones del orden de los 4,350 millones de dólares y un gasto total de operación anual aproximado de 3,190 millones de dólares. Dada la magnitud de las cifras se tendrá que recurrir casi de manera forzosa a la participación de la iniciativa privada en los servicios de operación y administración para el tratamiento del agua en México.

TABLA 8. SITUACIÓN ACTUAL Y PROYECCIÓN DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES NACIONALES (RESIDENCIAL URBANO E INDUSTRIAL).

	Descargas de aguas residuales actuales	Capacidad actual total	Descargas de aguas residuales al 2020	Déficit en tratamiento 2020	Costo de inversión total acumulada al 20201	Costo operativo anual al 20201
m3/s	295.5	59.3	380	326	4,350	3,190

1/ Millones de dólares actuales **Autor(es):**

http://www.cce.org.mx/cespedes/publicaciones/otras/Ef_Agua/cap_4.htm

VI.2. EL CICLO DE LA DESCOMPOSICIÓN.

La materia orgánica en las aguas negras es inestable y se descompone fácilmente por acción química y bacteriana. Las aguas negras nuevas, generalmente contienen cerca de 2 a 4 mg/lit de oxígeno libre. En el proceso de la descomposición aerobio, este oxígeno libre es consumido rápidamente por la acción de las bacterias aerobias y facultativas de la materia orgánica. En el transcurso de 20 o 30 min., el oxígeno libre se consume y las bacterias anaerobias empiezan a actuar sobre la materia orgánica. Durante el proceso de la descomposición anaerobio (putrefacción), los compuestos orgánicos complejos se descomponen en forma simple y se producen los gases tales como el sulfuro de hidrógeno (H_2S), el amoniaco (NH_3), el bióxido de carbono (CO_2) y el metano (CH_4). La etapa final de la descomposición de las aguas negras es la oxidación, en la cual el oxígeno absorbido del aire se combina para formar sulfatos, nitratos y otros compuestos estables y no inconvenientes.

El proceso antes descrito, representa una parte en lo recirculación de ciertos elementos químicos en la naturaleza. La Figura 22, muestra una versión simplificada del ciclo del nitrógeno. Los ciclos del azufre y del carbono son similares, produciendo la formación de sulfatos y de bióxido de carbono al final de la fase de oxidación del ciclo. Los productos finales de la fase de oxidación son utilizados por las plantas para formar compuestos orgánicos y los cuales finalmente son regresados a la fase de descomposición del ciclo. La comprensión de estos ciclos, permite una determinación del nivel de descomposición de las aguas negras analizando los productos de dicha descomposición. Por ejemplo, unas aguas negras bien tratadas contendrán nitratos, pero muy poco amoniaco o sulfuro de hidrógeno.

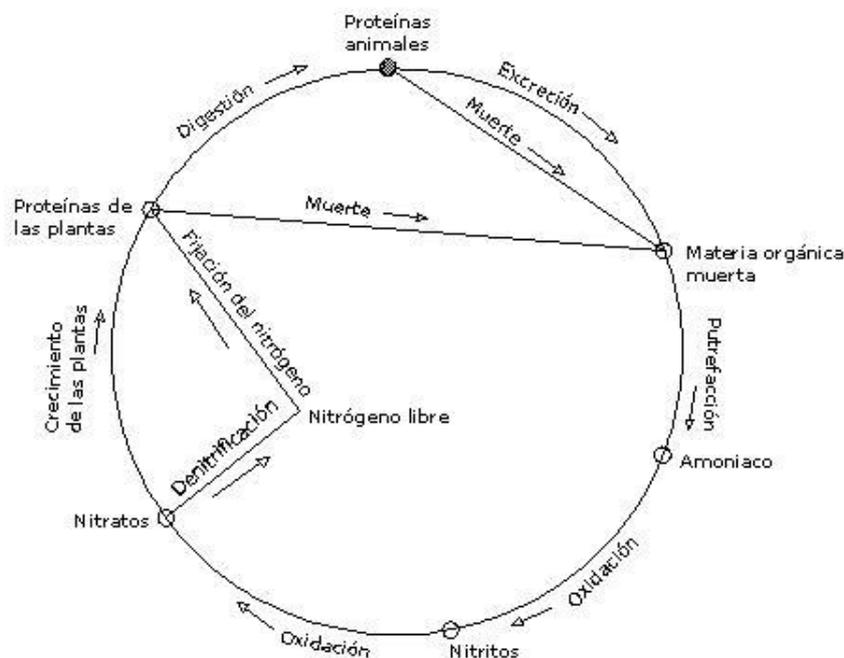


FIGURA 22. EL CICLO DEL NITRÓGENO.

Algunos tipos de bacterias encontradas en las aguas negras son peligrosas porque producen enfermedades. Sin embargo, muchas bacterias encontradas en tales aguas son auxiliares importantes en el proceso de la descomposición de estas mismas. El tratamiento bioquímico de aguas negras tiene un proceso que se basa en un ciclo de descomposición natural acelerada y el objetivo del diseño de la planta de tratamiento es, generalmente, el de proporcionar un ambiente favorable a la acción de las bacterias aerobias y anaerobias que estabilizan a la materia orgánica de las aguas negras.

VI.3. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS NEGRAS.

Las aguas negras sanitarias, ordinariamente contienen entre 500 y 1.000 mg/lit de sólido. Los procesos de tratamiento de aguas negras emplean medios biológicos, químicos y físicos para eliminar una porción de estos sólidos y para transformarlos en una forma que queden ya seguros para su eliminación. Las características químicas y físicas de las aguas negras varían de tiempo en tiempo y, en consecuencia, se necesitan pruebas frecuentes de las aguas nuevas o crudas (afluentes) y de las que salen de la planta de tratamiento (efluentes), con el objeto de obtener una operación satisfactoria de dicha planta. Para que una determinación precisa de las características de las aguas negras sea el producto de las pruebas antes citadas, es importante que la muestra probada sea la representativa de las aguas negras que se analizan. Frecuentemente esto se hace usando muestras mixtas, formadas por porciones de muestras que se recogen con intervalos regulares durante un día. La cantidad utilizada de cada muestra es proporcional al gasto del escurrimiento en el momento en que se recoge dicha muestra. El contenido de sólidos totales de las aguas negras se determina evaporando un cierto peso de una muestra y pesando después el residuo. Luego se incinera el residuo y lo que se quema se llama sólidos volátiles. Se presume que los sólidos volátiles sean materia orgánica, aunque parte de ella no se quema y algunos sólidos inorgánicos con altas temperaturas se descompongan. La materia orgánica consiste en proteínas, hidratos de carbono y grasas. La grasa, en cantidad excesiva, puede interferir con el proceso del tratamiento. La cantidad de grasa en una muestra se determina añadiendo éter a una muestra de sólidos obtenidos por evaporación y la solución es después vaciada y evaporada, dejando a las grasas como un residuo. Los sólidos en una muestra de aguas negras se componen de sólidos insolubles o en suspensión y de compuestos solubles disueltos en el agua. El contenido de sólidos en suspensión se encuentra filtrando la muestra de aguas negras. Los sólidos disueltos están representados por la diferencia entre los sólidos totales y los sólidos en suspensión. Aproximadamente, el 60% de los sólidos están disueltos en el promedio de las aguas negras. Algunos de los sólidos en suspensión se depositan con bastante rapidez, pero los de tamaño coloidal se depositan más bien lentamente o no se depositan del todo. Los sólidos depositables son aquellos que pueden quitarse por sedimentación, y la prueba estándar consiste en colocar una muestra de las aguas negras en un recipiente de cristal cónico de un litro y anotar el volumen de los sólidos en centímetros cúbicos por litro que se depositan en el

periodo de retención, para la planta de tratamiento en particular. Aproximadamente, y en general, la mitad de los sólidos en suspensión de las aguas negras son depositables.

La prueba química más importante de las aguas negras es la prueba para demanda química de oxígeno (DBO). Si hay disponible oxígeno en cantidad adecuada, la descomposición aerobia de las aguas negras continuará hasta que no quede materia oxidable. La cantidad de oxígeno consumida en este proceso es la DBO. El agua contaminada continúa muchos meses absorbiendo el oxígeno y es impracticable determinar la demanda final de oxígeno de las aguas negras. La prueba estándar para DBO consiste en diluir una muestra de las aguas negras con agua que contenga una cantidad conocida de oxígeno disuelto y anotar la pérdida en oxígeno después de que la muestra se haya mantenido durante 5 días a 20 °C. El ritmo con el cual se satisface la DBO (desoxigenación) depende de la temperatura y de la demanda residual de oxígeno. A la demanda satisfecha durante los primeros 20 días se le llama la demanda de la primera etapa y se debe, principalmente, a la oxidación del material carbonoso.

Puede anotarse que:

$$X_1 = A (1 - 10^{-K_D t}) \quad (1)$$

En donde:

- . X_1 es el oxígeno en miligramos por litro absorbido en t días.
- . A es la DBO de la primera etapa.
- . K_D es un coeficiente de desoxigenación a T °C.

El valor de K_{D20} , generalmente, es de cerca de 0.10, pero en corrientes poco profundas muy contaminadas puede ser tan grande como 0.25. El valor de K_{D20} , para un agua determinada puede calcularse en forma experimental, observando la variación con el tiempo del oxígeno disuelto en una muestra incubada. Si K_{D20} es igual a 0.10 la demanda de oxígeno para 5 días es el 68% de la demanda de la primera etapa.

Se ha encontrado que K_D , varía con la temperatura como sigue:

$$K_D = 1.047^{t-20} k_{D20} \quad (2)$$

La DBO de la primera etapa varía con la temperatura como sigue:

$$A = A_{20} (0.02T + 0.6) \quad (3)$$

En donde:

- . A es el valor de DBO para la primera etapa a T °C.
- . A_{20} , es su valor a 20°C.

Las ecuaciones anteriores hacen posible convertir los resultados de las pruebas con períodos diferentes de tiempo y temperaturas diferentes a la prueba estándar de 5 días a 20 °C. Los valores de la DBO para 5 días a 20 °C de las aguas negras sanitarias, varían desde cerca de 100 hasta 500 mg./lt.

Generalmente, se considera que la DBO promedio para aguas negras domésticas es de 0.17 lb./día per capita excluyendo los desperdicios industriales. Esta cifra de 0.17 lb./día se utiliza para calcular el equivalente de población de los desperdicios industriales. Muchas ciudades basan sus cargos por tratamiento de desperdicios industriales, por lo menos en parte sobre el equivalente de población calculado. El oxígeno disuelto en el efluente de una planta de tratamiento de aguas negras es una buena indicación de la eficiencia del tratamiento. Si no hay oxígeno disuelto, la DBO no ha sido satisfecha y la descomposición todavía continúa. Otra prueba para la efectividad del tratamiento es la prueba para demanda de cloro. Después de que las aguas negras han pasado por una planta de tratamiento, con frecuencia se clorinan. Si un residuo de cloro permanece después de 15 min., ello es una buena indicación de que el tratamiento ha sido completo. Si el residuo no permanece, la demanda de cloro es alta y está presente mucha materia orgánica inestable.

Otras pruebas de las aguas negras incluyen a las pruebas para pH, amoníaco libre, nitrógeno orgánico, nitritos, nitratos y cloruros. Estas pruebas se utilizan para determinar las características de las aguas negras y su estado de descomposición. El pH de las aguas negras influye mucho en un gran número de procesos de tratamiento. Ciertas industrias descargan aguas negras que contienen sustancias químicas las cuales interfieren con el tratamiento, y las pruebas para encontrar a estas sustancias pueden ser importantes. Con el objeto de seleccionar el mejor proceso, el diseño de una planta de tratamiento requiere un estudio cuidadoso de las características de las aguas negras crudas.

Las características biológicas de las aguas negras generalmente son de poca significación. Como hay millones de bacterias por milímetro en las aguas negras crudas, rara vez se hace un conteo. Las pruebas para E. coli en el efluente de una planta de tratamiento, se hacen algunas veces para indicar la eficiencia del proceso en reducir bacterias. En la Tabla 9 se muestran algunos análisis típicos de aguas negras.

TABLA 9. ANALISIS DE AGUAS NEGRAS TIPICAS EN MILIGRAMOS POR LITRO.

<i>Concentración de las aguas negras</i>			
	Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales	405	810	1230
Sólidos totales volátiles	200	440	810
Sólidos en suspensión	130	250	435
Sólidos asentables en ml/lt.	3	5	7
DBO	110	225	390
Cloruros	20	45	80
Material soluble en éter	6	14	20

VI.4. AUTOPURIFICACIÓN DE LAS CORRIENTES.

En donde las aguas negras se descargan a una masa o cuerpo de agua, se necesita una reserva de oxígeno disuelto, si va a evitarse cualquier molestia. Si se dispone de un abastecimiento grande de agua para dilución con oxígeno disuelto en cantidad adecuada, el DBO de las aguas negras puede satisfacerse sin que desarrolle condiciones de malos olores. La solubilidad del oxígeno en el agua (Tabla 10) depende de la temperatura. A alta temperatura, cuando la acción bacteriana es más rápida, se reduce esa solubilidad. En consecuencia, las condiciones en una corriente contaminada serán peores con clima caliente, en particular si éste coincide con la estación de bajos escurrimientos. Cuando las aguas negras de concentración características C_s fluyen con un gasto Q_s y descargan a una corriente con concentración característica C_R y un gasto de escurrimiento Q_R , la concentración característica C de la mezcla resultante, está dada por:

$$C_s Q_s + C_R Q_R = C (Q_s + Q_R)$$

$$C = (C_s Q_s + C_R Q_R) \div (Q_s + Q_R) \quad (4)$$

Esta ecuación es aplicable al contenido de oxígeno, a la DBO, al sedimento en suspensión y a otros contenidos característicos de las aguas negras.

TABLA 10. SOLUBILIDAD DEL OXIGENO EN AGUA DULCE.

TEMPERATURA		OXIGENO DISUELTO mg/lt	TEMPERATURA		OXIGENO DISUELTO mg/lt
°C	°F		°C	°F	
0	32.0	14.62	16	60.8	9.95
2	35.6	13.84	18	64.4	9.54
4	39.2	13.13	20	68.0	9.17
6	42.8	12.48	22	71.6	8.83
8	46.4	11.87	24	75.2	8.53
10	50.0	11.33	26	78.8	8.22
12	53.6	10.83	28	82.4	7.92
14	57.2	10.15	30	86.0	7.63

Ejemplo Ilustrativo.

Aguas negras con un contenido de oxígeno disuelto de 0.8 mg/lt se descargan a un ritmo de 5 mg/d a una corriente clara (temperatura 55°F) con gasto de 40 pies³/seg. ¿Cuál es el contenido de oxígeno disuelto de la mezcla resultante? Como la corriente es clara puede considerarse saturada con el oxígeno disuelto y, por tanto,

$$C = (0.8 (5 \times 1.55) + 10.57 (40)) / (5 \times 1.55) + 40 = 8.96 \text{ mg/lt}$$

Si el escurrimiento en la corriente hubiera sido sólo de 10 pies³/seg. y la temperatura de la corriente de 80°F, El oxígeno disuelto de la mezcla resultante hubiera sido

$$C = (0.8 (5 \times 1.55) + 8.12 (10)) / (5 \times 1.55) + 10 = 4.92 \text{ mg/lt}$$

El déficit de oxígeno D_t , es la diferencia entre el contenido real de oxígeno del agua y el contenido de saturación a la temperatura del agua. Cuando el agua contaminada está expuesta al aire, el oxígeno es absorbido para sustituir al oxígeno disuelto que es consumido al abastecer la DBO de las aguas negras. Los procesos de reoxigenación y desoxigenación se producen simultáneamente. Si la desoxigenación es más rápida que la reoxigenación, se produce un déficit de oxígeno.

Si el contenido del oxígeno disuelto se vuelve nulo, no se mantendrán más las condiciones aerobias y la putrefacción se establecerá. La cantidad de oxígeno disuelto en cualquier tiempo puede ser determinada, si se conocen las velocidades de reoxigenación y desoxigenación. Estos ritmos se han combinado en una sola ecuación como sigue:

$$D_t = (K_D A / K_R - K_D) (10^{-K_D t} - 10^{-K_R t} + D_0 \times 10^{-K_R t}) \quad (5)$$

En donde:

- D_t es el déficit de oxígeno disuelto en miligramos por litro en el tiempo t .
- A es la DBO de la primera etapa en miligramos por litro.
- D_0 es el déficit inicial de oxígeno en miligramos por litro.
- K_D es el coeficiente de desoxigenación.
- K_R es el coeficiente de reoxigenación.

Cuando se descargan las aguas negras en una corriente, los valores de D_1 , A , y D_0 se refieren a las características de la mezcla. El coeficiente de desoxigenación K_D puede determinarse mejor por pruebas de laboratorio y el coeficiente de reoxigenación K_R , puede determinarse por pruebas de campo. Se ha encontrado que K_R varía con la temperatura como:

$$K_R = 1.016^{T-20} K_{R20} \quad (6)$$

En donde:

- K_R es la constante de reoxigenación a $T^\circ\text{C}$.

Los valores típicos de K_{R20} se presentan en la Tabla 8.

TABLA 11. VALORES DEL COEFICIENTE DE REOXIGENACION, K_R .

Tanques pequeños	0.05—0.10
Corrientes lentas	0.10—0.15
Grandes Lagos	0.10-0.15
Grandes corrientes	0.15—0.30
Corrientes rápidas	0.30—0.50
Rápidas	más de 0.50

La curva A de la Figura 23 se calcula con la ecuación (5), mientras que la curva B se traza con la ecuación 7. La curva A se conoce como la curva de inversión del oxígeno, y las diferencias entre las curvas A y B indican el efecto de la reoxigenación. El tiempo t_m , en el cual ocurre el oxígeno mínimo disuelto, puede encontrarse diferenciando la Ecuación (5) e igualando a cero.

$$t_m = (K_D A / K_R - K_D) \times \log((K_D A - K_R D_0 + K D D_0) / K_D A) \times (K_R / K_D) \quad (7)$$

y el déficit crítico de oxígeno es:

$$D_c = (K_D A / k_R) \times 10^{-K_D t_m} \quad (8)$$

EL conocimiento de las velocidades de desoxigenación y de reoxigenación es de valor práctico para predecir el contenido de oxígeno en cualquier punto, a lo largo de una corriente contaminada. Permite una estimación del grado de tratamiento que requieren las aguas negras o de la cantidad necesaria de dilución, con el objeto de mantener un cierto contenido de oxígeno en la corriente. Si las aguas negras se descargan a una corriente con oxígeno disuelto inadecuado, el agua de la parte de la salida aguas abajo será turbia y oscura. Los lodos o barros cloacales se depositarán en el lecho de la corriente y ocurrirá la descomposición anaerobia. El contenido de oxígeno disuelto disminuirá aguas abajo y puede ocurrir una zona de putrefacción de la que pueden subir sulfuro de hidrógeno, amoníaco y otros gases olorosos. Como los peces necesitan un mínimo de 4 mg/lit de oxígeno disuelto, no habrá vida en esta porción de la corriente. Más hacia aguas abajo el agua se volverá más clara y el contenido de oxígeno disuelto aumentará hasta que la observación visual no indique contaminación.

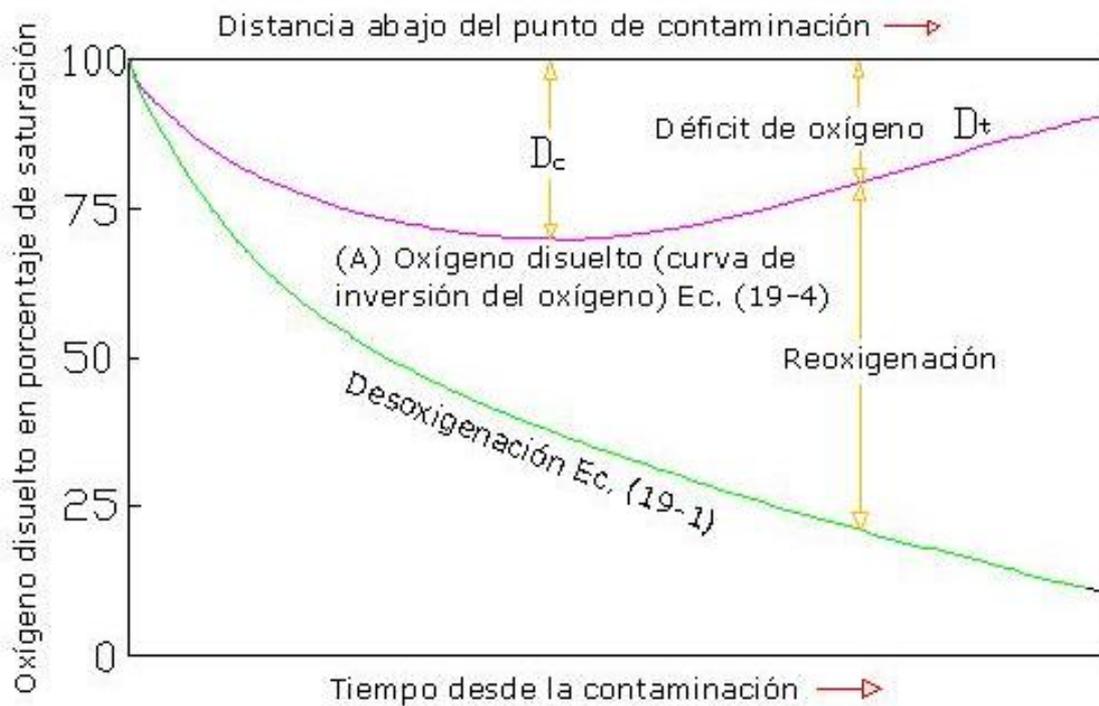


FIGURA 23. EL CAMBIO EN EL OXÍGENO DÁSUELTO ES UNA CORRIENTE DESPUÉS DE LA CONTAMINACIÓN.

Diversos procesos transforman a las aguas negras descargadas en aguas estables y de una forma no objetable. Una amplia cantidad de agua para dilución ayuda a asegurar la presencia de oxígeno libre. Esto permite a las bacterias aerobias jugar un papel activo en la descomposición de las aguas negras. Las condiciones aerobias serán aumentadas si la corriente es turbulenta y la desoxigenación es rápida. En algunos casos se han usado agitadores mecánicos para poner el oxígeno en las corrientes, ríos y lagunas. Estos agitadores, generalmente, son paletas rotatorias y vibradoras capaces de poner de 2 a 4 lb. de oxígeno por caballo de fuerza y por hora en el agua. La sedimentación de los sólidos de las aguas negras en el lecho de la corriente permite la acción bacteriana anaerobia. Finalmente, la luz solar, mata a las bacterias y estimula el crecimiento de algas que producen oxígeno y ayudan, por tanto, al proceso de la oxidación.

VI.5. ELIMINACIÓN DE LAS AGUAS NEGRAS.

Hay dos métodos generales para la eliminación de las aguas negras:

1. Dilución o eliminación en agua.
2. Riego o eliminación en el terreno.

La eliminación por dilución es el más común de los dos métodos. Requiere de una cantidad suficiente de agua de dilución para mantener una cantidad adecuada de oxígeno disuelto abajo de la salida. Justamente abajo de la salida, el contenido de oxígeno disuelto depende de las cantidades relativas de aguas negras y de escurrimiento fluvial y del oxígeno disuelto en cada una de ellas. El oxígeno disuelto disminuirá a una cierta distancia hacia aguas abajo debido a la DBO de las aguas negras. El oxígeno mínimo permisible disuelto comúnmente se toma de 4 mg/lit, aunque hay una discrepancia considerable sobre su valor adecuado.

La eliminación por dilución en un lago o estuario y en el océano, dependen mucho de las corrientes cerca de la salida. Si estas corrientes, no son suficientes para mezclar las aguas negras con un volumen adecuado de agua de dilución, se desarrollarán condiciones indeseables. La dilución en agua salada es menos efectiva que la dilución en agua dulce, porque a la misma temperatura el agua salada sólo contiene cerca del 80% del oxígeno disuelto en relación con el agua dulce. La más alta gravedad específica del agua salada también retarda ligeramente la sedimentación.

Para la eliminación por riego, se necesita un suelo abierto arenoso. Una parte de los sólidos en suspensión en las aguas negras crudas debe quitarse antes de su eliminación en el terreno, para evitar que el suelo se tape. Por lo general, se depende del drenaje natural, aunque éste puede aumentarse con la construcción de drenes subterráneos de tuberías de barro.

Las dosis usuales para eliminación por riego varía desde 5000 hasta 25 000 gal/acre/día, dependiendo de la permeabilidad del suelo. Usualmente, las aguas negras se aplican en forma intermitente para que pueda haber filtración en una zona mientras se están aplicando las aguas en la otra. Los sólidos orgánicos son colados conforme pasan las aguas negras a través del suelo y después, cuando el lecho está sin trabajo, las bacterias aerobias del suelo oxidan a la materia orgánica. Las aguas negras pueden usarse para regar algodón, lino, material de viveros y otros cultivos que no sean para el consumo humano. Muchos estados tienen leyes que limitan el empleo de las aguas negras para el riego de cultivos alimenticios. Los olores molestos, producidos algunas veces al encharcarse el suelo o por darse dosis excesivas, pueden disiparse aplicando cloro y dejando que el terreno descanse por algún tiempo. La limitación principal que tiene la eliminación de aguas negras con riego es la gran exigencia de terreno. Una ciudad con población de 100 000 habitantes necesitaría como mínimo 400 acres de terreno para la eliminación satisfactoria con las más favorables condiciones.

Ejemplo ilustrativo.

Se van a descargar aguas negras con un gasto de 20 mgd (31 pies³lit seg.) a un río con $K_{R20} = 0.25$. Durante el periodo de aguas bajas, el gasto de escurrimiento en el río es de 350 pie³/seg. a una temperatura de 24°C. Determinar la DBO de cinco días máxima permisible de las aguas negras a 20°C, si el contenido de oxígeno disuelto abajo de la salida no va a ser menor

de 4 mg/lit. Supóngase que la temperatura de las aguas negras es de 24°C y que el agua del río arriba de la salida está 95% saturada con oxígeno.

Por la Tabla 10 el contenido de oxígeno disuelto de agua del río será 0.95 X 8,53 = 8.10 mg/l

Suponiendo que las aguas negras no contienen oxígeno disuelto, el contenido de oxígeno en la corriente, justamente abajo de la salida, será de:

$$(350 \times 8.10) + (31 \times 0) / (350 + 31) = 7.45 \text{ mg/lit.}$$

El déficit inicial de oxígeno en el punto de dilución es:

$$D_0 = 8.53 - 7.45 = 1.08 \text{ mg/l.}$$

Por pruebas del laboratorio, $K = 0.12$, y por la Ecuación (6), $K_R = 0.27$ a 24°C. Para un primer ensayo supóngase que la DBO de la primera etapa, justamente abajo de la salida, sea de 20 mg/lit. Entonces, con la Ecuación (7) se tienen:

$$t_m = [1 \div (0.27 - 0.12)] \text{ Log } [(0.27 \div 0.12) \{ (0.12 \times 20) - (0.27 \times 1.08) + (0.12 \times 1.08) \} \div (0.12 \times 20)] = 2.13 \text{ días.}$$

El déficit crítico de oxígeno E_c (8) es:

$$D_c = \{ [0.12 \times 20] \div 0.27 \} \times 10^{-(0.12 \times 2.13)} = 4.91 \text{ mg/lit.}$$

El oxígeno disuelto en la corriente sería, entonces, $8.53 - 4.91 = 3.62 \text{ mg/lit}$, que está abajo del mínimo permisible. Un segundo ensayo con $A = 18 \text{ mg/lit}$ da $t_m = 2.13 \text{ días}$ y $D_c = 4.43 \text{ mg/lit}$. Esto deja un residuo de oxígeno $8.53 - 4.43 = 4.10 \text{ mg/lit}$ que es adecuado. Entonces, la demanda de la primera etapa de las aguas negras diluidas no debe exceder a 18 mg/lit si el oxígeno disuelto en el río va a mantenerse en un mínimo de 4 mg/lit. Empleando la Ec. (3), la demanda de la primera etapa del escurrimiento combinado a 24°C puede convertirse a demanda de primera etapa a 20°C.

$$A_{20} = \{ 18 \div (0.02 \times 24) \} + 0.06 = 16.7 \text{ mg/lit}$$

Entonces, la DBO para 5 días de escurrimiento combinado a 20°C sería:

$$0.68 \times 16.7 = 11.4 \text{ mg/lit.}$$

La DBO necesaria para 5 días, de las aguas negras a 20°C, puede encontrarse suponiendo que la DBO del río arriba de la salida es nula y, entonces:

$$(350 \times 0) + 31X = (350 + 31) \times 11.35$$

$$X = 140 \text{ mg/l}$$

Luego, si las aguas negras crudas tienen una DBO mayor que 140 mg/lit, se requiere el tratamiento para producir un efluente satisfactorio para su descarga a esta corriente.

VI.6. MÉTODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS.

Hay muchos caminos diferentes para tratar las aguas negras. Los procesos del tratamiento frecuentemente se clasifican como procesos primarios, secundarios y terciarios. El tratamiento primario consiste, únicamente, en separar una porción de los sólidos en suspensión de las aguas negras. Por lo general, esto se consigue por colado y sedimentación en tanques de depósito. Los sólidos separados se llevan a un tanque donde se descomponen por acción bacteriana y el líquido efluente es eliminado por riego o por dilución. El líquido efluente, por lo común, contendrá considerable materia orgánica y tendrá una DBO relativamente alta.

El tratamiento secundario involucra tratamiento posterior (y oxidación) del efluente de un proceso de tratamiento primario. Este, generalmente, se consigue a través, de procesos biológicos usando filtros, aireación, tanques de oxidación y otros medios. El efluente del tratamiento secundario, usualmente tendrá poca demanda de oxígeno y hasta puede contener varios miligramos por litro de oxígeno disuelto. Con frecuencia, el tratamiento terciario se consigue pasando el efluente del tratamiento secundario a través de un filtro de arena fina. La selección de los métodos de tratamiento depende de diversos factores, incluyendo a las instalaciones para eliminación disponible. Prácticamente, la distinción entre tratamiento primario y secundario es más bien arbitraria, ya que muchos métodos modernos de tratamiento incorporan en la misma operación a la sedimentación y a la oxidación.

VI.7. COLADO DE LAS AGUAS NEGRAS.

Las coladeras gruesas o bastidores, con aberturas de 2 plg o mayores, se utilizan para quitar objetos grandes que flotan en las aguas negras. Estas coladeras siempre deben instalarse adelante de las bombas de aguas negras para evitar taponamientos. Una coladera gruesa recogerá cerca de 1 pie³ de sólidos por millón de galones de aguas negras. Generalmente, este material está formado por madera, trapos y papel que no se pudrirán y que pueden eliminarse enterrándolos, quemándolos o vaciándolos. Las coladeras de tamaño medio, tienen claros o aberturas de cerca de 0.5 a 1.5 plg. En la Figura 24 se muestra una instalación típica de la coladera de varillas fijas. Una coladera de tamaño medio, recogerá ordinariamente de 5 a 15 pies³ de material por millón de galones de aguas negras. Las coladeras, por lo general, contienen considerable materia orgánica que puede pudrirse o volverse molesta y debe eliminarse por incineración o enterrándola. Las coladeras gruesas y medias deben ser lo suficientemente grandes para mantener una velocidad del escurrimiento por sus aberturas abajo de 3

pies/seg. Esto limita la pérdida de carga por las coladeras y reduce la oportunidad de que el material colado pueda ser forzado por las aberturas.

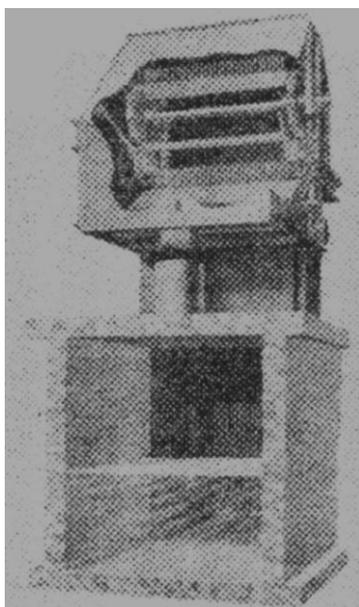


FIGURA 24. COLADERA O REJA DE BARRAS DE AUTOLIMPIEZA.

Las coladeras finas con aberturas de 1/16 a 1/8 plg se usan frecuentemente para tratamientos previos de desperdicios industriales, o para aliviar la carga sobre los tanques de sedimentación de las plantas municipales en donde hay desperdicios pesados de la industria. Por lo regular, una coladera fina debe ir precedida por una coladera gruesa o por un triturador para quitar las partículas más grandes.

El material colado generalmente contiene alrededor de 80% de humedad por peso y no podrá quemarse si no se le seca antes. En muchos incineradores, el material fresco colado se seca con el calor del fuego antes de que entre al horno. Para el incinerador pueden ser utilizados como combustibles, el gas, aceite y gases derivados de los lodos de la planta de tratamiento.

VI.8. TRITURADORES.

Los trituradores son dispositivos que muelen o cortan a los sólidos de las aguas negras hasta cerca de 1/4 plg de tamaño. En un tipo de triturador, las aguas negras entran a un cilindro ranurado dentro del cual otro cilindro similar, con ranuras de esquinas afiladas, gira rápidamente. Conforme los sólidos de las aguas negras son reducidos de tamaño, pasan por las ranuras de los cilindros y salen con el líquido a la planta de tratamiento. Los trituradores se introdujeron a los Estados Unidos al principio de la tercera década. En 1950 había más de 2 500 en uso. Los trituradores eliminan el problema de la Eliminación del material colado, por reducir a los sólidos a un tamaño con el cual puede procesarse en cualquier otro sitio en la planta.

VI.9. ELIMINACIÓN DE GRASAS.

Los tanques para despumación se utilizan en donde las aguas negras contienen aceites y grasas en cantidad excesiva. Un tanque con un tiempo de retención aproximado de 10 min. es satisfactorio y generalmente incluye a un dispositivo de aireación que fuerza al aire a través de las aguas negras o con un ritmo de cerca de 0. 1 pies³ de aire por galón de aguas negras. El aire que sube tiende a coagular la grasa y la hace subir a la superficie en donde puede ser eliminada.

Otro dispositivo para la Eliminación de la grasa es la cámara de vacío (Vacuator), la cual consta de un tanque cerrado en el que fluyen las aguas negras aireadas. El tanque queda sujeto a un vacío aproximado de 9 plg de mercurio, que causa que las burbujas de agua se expandan y se muevan hacia arriba a través de las aguas negras y hacia la superficie. Las burbujas que suben levantan a la grasa y a los sólidos más ligeros hacia la superficie de donde se quitan con artesas de despumación o bateas rastreadoras. Los sólidos más pesados se depositan en el fondo del tanque en donde son recogidos y llevados a digestores de lodos.

VI.10. SEDIMENTACIÓN DE AGUAS NEGRAS.

La sedimentación juega una parte importante en el tratamiento de las aguas negras. Se usa para quitar arena de las aguas negras y con frecuencia disminuirá a la materia orgánica en suspensión en un **50%**. Los conceptos básicos de la sedimentación, son aplicables al tratamiento dentro de las aguas negras. Diversos tipos de unidades de sedimentación se utilizan en el tratamiento de aguas negras. Esos tipos comprenden cámaras desarenadoras, tanques simples de sedimentación, tanques de sedimentación química, tanques sépticos, tanques Imhoff y otros dispositivos. Los tanques sépticos y los Imhoff combinan la digestión de los lodos con la sedimentación.

Las cámaras de arena se dedican a quitar las partículas inorgánicas, tales como arena, grava, cáscaras de huevo, huesos, etc., de tamaños de 0.2 mm. o mayores. Estas partículas pesadas (gravedad específica aproximada de 2.65) pueden ser separadas de los sólidos orgánicos mediante el diseño y el uso adecuado de una cámara de arena o desarenador. Un desarenador típico puede tener una profundidad de 3 o 4 pies y una longitud aproximada de 60 pies con un tiempo de retención de 30 a 60 seg. Una cámara con una profundidad de 4 pies y una longitud de 60 pies, con un tiempo de retención de 45 seg., removerá a todas las partículas que tienen una velocidad de depósito mayor de 0.088 pies/seg., y esto corresponde a todas las partículas mayores de aproximadamente 0.20 mm. Si la velocidad de la cámara es muy baja, parte de la materia orgánica se depositará; si es muy alta, las arenas y otros sólidos no se depositarán en forma completa. Unas aguas negras del promedio darán un rendimiento aproximado de 2 a 5 pies de arena por millón de galones. Muchas cámaras desarenadoras tienen mecanismos automáticos para eliminación de las arenas y, con frecuencia, son del tipo de cadena sinfín con

raspadores. La arena y el resto del material grueso pueden usarse para terraplenes o acarrear y vaciarse si no contienen mucha materia orgánica.

En la operación puede conseguirse flexibilidad, poniendo varias cámaras desarenadoras en paralelo, para que pueda combinarse su número, de acuerdo con el gasto de aguas negras. El diseño preferido para una cámara es aquel que permitirá una velocidad constante del escurrimiento a través de la cámara sin consideración al valor del gasto. Esto puede conseguirse con una cámara de sección transversal rectangular que tenga un vertedor proporcional en la descarga, o también con una cámara de sección transversal parabólica con su descarga por un vertedor de sección rectangular y, con frecuencia, se usa una sección trapezoidal para aproximarse a la parabólica. En otros diseños se usan varios tipos de conducto de control.

La función de un tanque simple de sedimentación en el tratamiento de aguas negras es quitar de las aguas negras una porción del material en suspensión. El material por quitarse es casi enteramente orgánico y tiene una gravedad específica de 1.2 o menos.

La velocidad de depósito de estas partículas orgánicas comúnmente es tan baja que llega a 4 pies/hr y, por tanto, un tiempo de retención para el tanque de dos horas, dará generalmente una eliminación satisfactoria del sedimento en suspensión en un tanque con profundidad de 8 pies. La velocidad del escurrimiento por un tanque de sedimentación de aguas negras es muy baja y, con frecuencia, es menor de 0.005 pies/seg. y, por tanto, las corrientes de aire que soplen a través de la superficie del tanque pueden disturbar el escurrimiento y reducir la efectividad del tanque. Los valores típicos de los gastos del derrame para tanques de sedimentación varían desde 800 hasta 2 000 gpd/pies². Los diseños de los tanques son iguales a los utilizados para purificación del agua, y se utilizan tanto tanques rectangulares como circulares, y sus profundidades típicas varían de 6 a 10 pies. El fondo inclinado del tanque, facilita la colección de los lodos para su paso a los tanques de digestión. Con el objeto de conseguir un funcionamiento satisfactorio de un tanque de sedimentación de entrada, debe diseñarse la entrada para que produzca una distribución uniforme de la velocidad. Esto puede conseguirse mediante la colocación de deflectores inmediatamente aguas abajo de la entrada. Generalmente, se acumulan grandes cantidades de espuma en la superficie de los tanques de sedimentación y deben proporcionarse artesas de despumación, cucharones de operación manual y otros dispositivos para la eliminación de la espuma. Un tanque de sedimentación adecuadamente diseñado removerá del 50 al 65% de los sólidos en suspensión en las aguas negras. Con bajos escurrimientos los tanques pueden ser usados en serie, aumentando entonces el tiempo de retención y la eficiencia de la eliminación de los sólidos, Es una buena práctica tener como mínimo un tanque; de reserva en el caso de roturas o de limpieza de uno de los otros tanques.

La precipitación química se consigue añadiendo sustancias químicas a los aguas negras y que forman un precipitado floculento y apresuran y aumentan la eliminación de los sólidos en suspensión. Con frecuencia ese proceso produce más del 90% de eliminación. El cloruro férrico es el coagulante más

comúnmente usado en el tratamiento de las aguas negras. Con frecuencia se agrega cal como un compuesto auxiliar para mejorar la acción del coagulante. La sedimentación sólo tiene éxito si las sustancias y las aguas negras se mezclan en forma adecuada. Las sustancias químicas se introducen en su forma seca o en solución, y la mezcla generalmente se hace en 1 o 2 min. de agitación mecánica rápida. Esto es después seguido por cerca de 20 min. de agitación suave en un tanque de floculación, antes de pasar las aguas negras al tanque de sedimentación. La sedimentación química de las aguas negras es particularmente ventajoso en donde hay una variación grande estacional del escurrimiento de aguas negras o también como una medida de emergencia para aumentar la capacidad de un tanque simple de sedimentación que esté sobrecargado. Las principales desventajas de la sedimentación química son los costos mayores y el aumento considerable que se produce en el volumen de los lodos.

VI.11. FILTRACIÓN DE AGUAS NEGRAS.

El efluente de la sedimentación contiene, generalmente, cerca del 30 al 50% de la materia orgánica inestable originalmente presente en las aguas negras. La filtración de las aguas negras es un método de oxidación de esta materia putrescible, que se queda después del tratamiento primario.

Un filtro percolador o de escurrimiento (Figura 25) consiste en un lecho de roca fracturada, escorias o grava, y cuyas partículas varían de tamaño aproximadamente de 1 a 3 plg. El lecho comúnmente tiene una profundidad de 6 a 9 pies, aunque algunas veces se utilizan lechos menos profundos. Las aguas negras se aplican a la *superficie* del filtro intermitentemente, por medio de aspersores. Las aguas negras se percolan hacia abajo a través del lecho hacia unos drenes, donde son recogidas y descargadas por un canal de salida. En el medio filtrante se forma una película gelatinosa, y los finos sólidos coloidales orgánicos en suspensión y disueltos se recogen sobre esta película en donde la oxidación bioquímica de la materia orgánica se lleva a cabo por acción aerobia. Cuando se pone por primera vez en uso, un filtro nuevo generalmente será bastante inefectivo cerca de dos semanas y hasta que se haya formado una película gelatinosa satisfactoria sobre las partículas en el lecho. Eventualmente, la película se vuelve bastante gruesa con la materia orgánica y se deslizará o desprenderá de tiempo en tiempo y será descargada con el efluente. El efluente de los filtros percoladores necesita entonces sedimentación para quitar los sólidos que pasan el filtro.

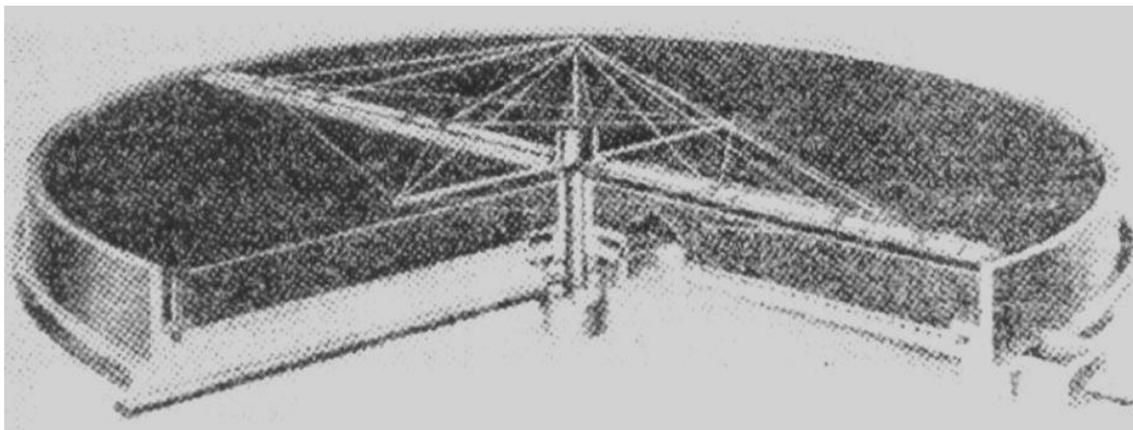


FIGURA 25. CORTE EN PERSPECTIVA DE UN CORTE PERCOLADOR.

Las aguas negras crudas no tratadas no deben aplicarse a un filtro percolador. La sedimentación previa de las aguas negras es esencial para un buen funcionamiento del filtro, porque en otra forma el filtro se tapaná con los sólidos mayores en suspensión en las aguas negras. Muchas instalaciones de filtros percoladores se diseñan para que una porción del efluente pueda ser recirculada por el filtro. La recirculación da un tiempo de contacto de mayor duración en el filtro y se reducen los olores, ya que las aguas negras se diluyen con la recirculación. Además, el valor del gasto que pasa por los filtros puede mantenerse constante si se cambia la cantidad de las aguas negras que se recirculan.

Las aguas negras pueden aplicarse a un filtro percolador por medio de boquillas fijas o con un distribuidor rotatorio. Las boquillas fijas dirigidas hacia arriba frecuentemente son utilizadas para lechos rectangulares del filtro las boquillas deben colocarse de modo que las aguas negras sean aplicadas lo más uniformemente posible a la superficie del filtro. La aplicación de las aguas negras usualmente es intermitente, es decir, pueden aplicarse durante 5 min. y con un periodo de 10 min. entre cada aplicación. Los tanques de dosificación se utilizan para almacenar el líquido afluente al filtro, hasta que se haya acumulado un volumen determinado previamente. Las aguas negras se descargan a las boquillas por medio de un sifón automático o por un arreglo de flotador y válvula. Con frecuencia, se usan dos tanques de dosificación para que uno pueda estar descargando, mientras el otro se está llenando. Las boquillas fijas usualmente necesitan una carga de 5 a 7 pies, aun para los filtros pequeños. Los distribuidores rotatorios se utilizan con los filtros circulares, y necesitan menos carga para la operación y giran automáticamente debido al empuje generado por el cambio de dirección del escurrimiento de las aguas negras cuando salen del brazo distribuidor. La dosificación intermitente es un producto de la rotación lenta del brazo distribuidor.

El mejor tamaño para el material del lecho de un filtro percolador es de cerca de 2 plg. Los tamaños más pequeños dan una mayor área superficial para la formación de la película gelatinosa, pero tienen más baja permeabilidad, lo cual puede producir un estancamiento sobre la superficie del filtro. El estancamiento

es deletéreo, porque lo operación adecuada del filtro depende de una circulación constante de aire. El fondo y los lados de un filtro usualmente son de concreto reforzado. El fondo es inclinado para proporcionar un gradiente que lleve el efluente a los drenes. El drenaje de fondo en los filtros rectangulares con frecuencia se consigue con bloques para filtrar (Figura 26), los cuales descargan a canales colectores formados en el fondo del filtro. La carga hidráulica del efluente sedimentado de las aguas negras para un filtro percolador estándar es de 25 a 100 gpd/pie² de área del filtro, o sea que en términos de concentración de las aguas negras, necesitarán ser proporcionadas entre 5 y 25 lb de DBO por 1 000 pies³ de medio filtrante. Un filtro percolador estándar con una área de un acre servirá satisfactoriamente a una comunidad de 20 000 personas.

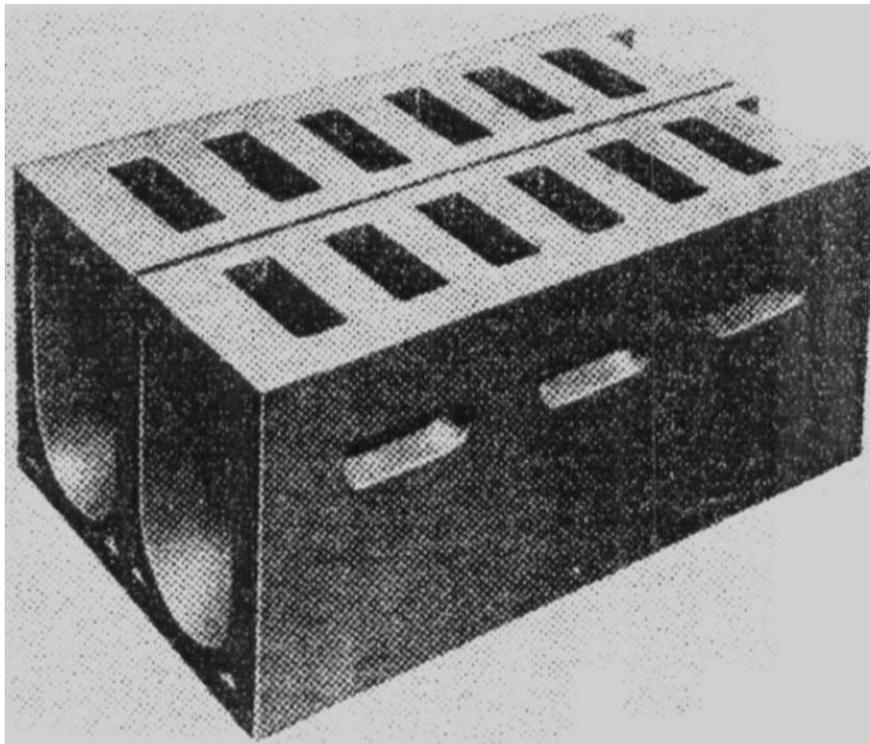


FIGURA 26. DESAGUE O DREN INFERIOR PARA UN FILTRO PERCOLADOR.

Hay diversos tipos de *filtros percoladores* de alta velocidad, tales como el biofiltro, el accelofiltro y el aerofiltro. El valor del gasto que pasa por un filtro percolador de alta velocidad, puede ser hasta de 250 a 500 gpd/pie² de superficie de filtro. Como el efluente siempre es recirculado, la cantidad neta tratada diariamente es de la mitad a la tercera parte del volumen bruto. Filtros de alta velocidad pueden operar solos, aunque con frecuencia se colocan dos en serie para formar un sistema de dos pasos o etapas. Un filtro de alta velocidad se construye casi de la misma manera que un filtro estándar. Un biofiltro es algo menos profundo y, generalmente, sólo tiene tres o cuatro pies de profundidad y el efluente se conduce a un tanque secundario de depósito y luego se recircula al tanque primario de depósito o al filtro. El ritmo de recirculación puede ser tan alto como 2 a 1, es decir 2 gal de efluente del

tanque de depósito se recirculan por cada galón de aguas negras nuevas que se introduzcan al filtro. El diagrama de flujo para un biofiltro típico de dos etapas y el cual incorpora parte de los lodos regresados de los tanques secundarios a los primarios se muestra en la Figura 27. Los ritmos de recirculación generalmente son ajustados al cambiar el gasto de las aguas negras para mantener así, aproximadamente, un gasto constante de escurrimiento por los filtros. Un aerofiltro es aquél en el cual el efluente del filtro no depositado es regresado directamente al filtro. Los sólidos oxidados en este efluente intensifican la acción biológica y mejoran la efectividad del filtro. Un aerofiltro aplica las aguas negras continuamente y en forma uniforme sobre el lecho del filtro por medio de un distribuidor rotativo de brazos múltiples. Algunos aerofiltros llevan abanicos que sirven para succionar aire a través del filtro.

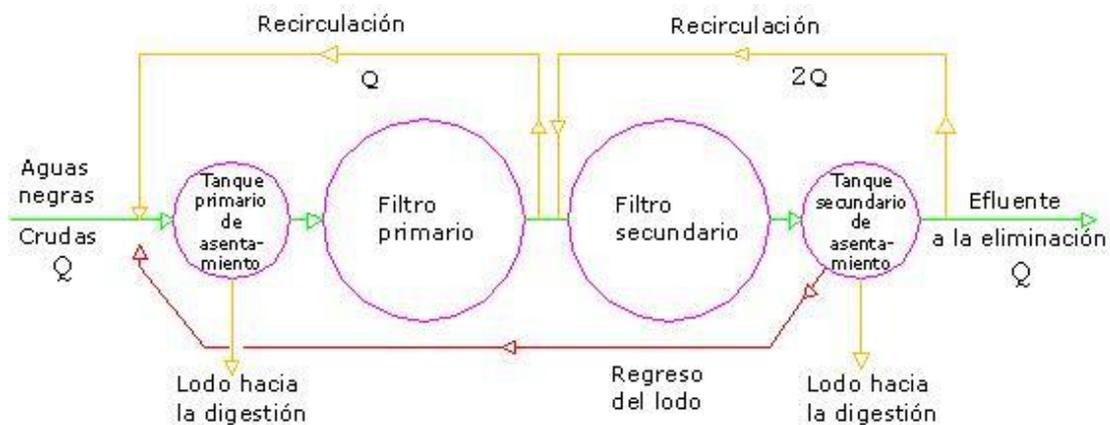


FIGURA 27. DIAGRAMA DE FLUJO PARA UN BIOFILTRO TÍPICO, DE DOS ETAPAS.

VI.11.1. FILTROS INTERMITENTES DE ARENA.

Ocasionalmente, se emplean en el tratamiento de las aguas negras. El valor del gasto por un filtro de arena es mucho menor que el que pasa, por un filtro percolador. Un acre de filtro de arena es necesario para 1 000 habitantes y, debido a los grandes requerimientos de área y a las dificultades de su operación en el invierno, esos filtros son raras veces usados, con la excepción en donde se necesita un efluente de calidad muy alta. Con frecuencia los filtros de arena se usan para el tratamiento de aguas negras de hospitales y de otras instituciones. El filtro de arena depende de la acción coladora de la arena y de la acción de las bacterias aerobias. Las aguas negras deben ser previamente sedimentadas antes de aplicarse al filtro. Dichos aguas se colocan sobre el lecho del filtro diariamente con una altura aproximada de 4 plg, y se dejan percolar a través del citado lecho. Entre cada aplicación, el aire entra a los intersticios entre los granos y permite la descomposición aerobia de los sólidos orgánicos depositados. Pueden producirse condiciones sépticas si el lecho se tapa, pero con frecuencia eso es remediado dejando en descanso el lecho una

semana o más. Algunas veces los filtros de arena son usados para tratamiento final o terciario, después de los filtros percoladores o de otros procesos secundarios de tratamiento. Con frecuencia, esos filtros son llamados filtros pulidores. Las aguas negras se aplican continuamente con dosis hasta de 10 gpd/pie², y la acción coladora de la arena se aprovecha para quitar la mayor parte de los sólidos en suspensión que se hayan quedado en las aguas negras.

VI.12. DEPÓSITOS DE OXIDACIÓN.

Si hay disponible un área adecuada de terreno plano, el tratamiento secundario del efluente de las aguas negras sedimentadas puede hacerse reteniendo esas aguas tratadas parcialmente, en depósitos en donde la materia orgánica es oxidada por el oxígeno absorbido del aire. A estos depósitos se les conoce como depósitos de oxidación o estabilización. Usualmente, varios depósitos se colocan en serie, y las aguas negras escurren progresivamente de uno a otro y hasta que finalmente son descargadas. Los depósitos deben tener una profundidad mínima de 3 pies para desalentar el crecimiento de la vegetación acuática, pero se obtienen mejores resultados si la profundidad no pasa de 6 pies. El tiempo de retención varía usualmente de 3 a 6 semanas. Los depósitos de oxidación, adecuadamente operados pueden ser tan efectivos como los filtros percoladores para reducir el DBO de las aguas negras. Un depósito, de oxidación con un área de un acre dará, aproximadamente, 40 lb. de oxígeno por día. Considerando una demanda promedio de oxígeno, de 0.17 lb./persona/día, un acre del depósito acomodará a una población de cerca de 250 personas. Áreas relativamente grandes deben entonces estar disponibles y ser de terrenos no costosos. Los bordos de los depósitos deben mantenerse limpios, para evitar la propagación de mosquitos.

VI.13. PROCESO DE LODOS ACTIVADOS.

El proceso de lodos activados involucra a la mezcla de las aguas negras crudas o sedimentadas con el 20 o 30 % de su propio volumen de lodos biológicamente activados. La agitación de esta mezcla se hace en presencia del aire, y finalmente el depósito de los sólidos se hace en un tanque de sedimentación. Cuando las aguas negras son aireadas ocurrirá la coagulación de los sólidos coloidales y de las grasas, y una parte de la DBO será satisfecha. La efectividad de la aireación aumenta grandemente, si de antemano se añaden al afluente lodos aireados. El lodo contiene un gran número de bacterias aerobias. El lodo floculento se mezcla rápidamente con las aguas negras que entran a la cámara de aireación, y las bacterias aerobias oxidan la materia orgánica en suspensión en las aguas negras. El efluente de una planta de lodos activados operada adecuadamente es de alta calidad y por lo común tiene una DBO más baja que la de un filtro percolador. El porcentaje de eliminación de sólidos en suspensión y de DBO puede ser hasta del 90 o el 95%.

Un diagrama típico de flujo para una planta de lodos activados se muestra en la Figura 28. Usualmente, las aguas negras se depositan por medio de sedimentación simple antes de meterlas a la cámara de aireación. Las cámaras de aireación comúnmente tienen una profundidad de 10 a 15 pies y una anchura de cerca de 20 pies. La longitud depende del periodo de retención, que en general varía de 4 a 8 hr. Hay dos métodos básicos para meter el aire a la cámara: por difusión de aire y por agitación mecánica. El método por difusión de aire involucra meter aire a presión de 5 a 10 lb./plg² a la cámara, por medio de placas de difusión o de otros dispositivos.

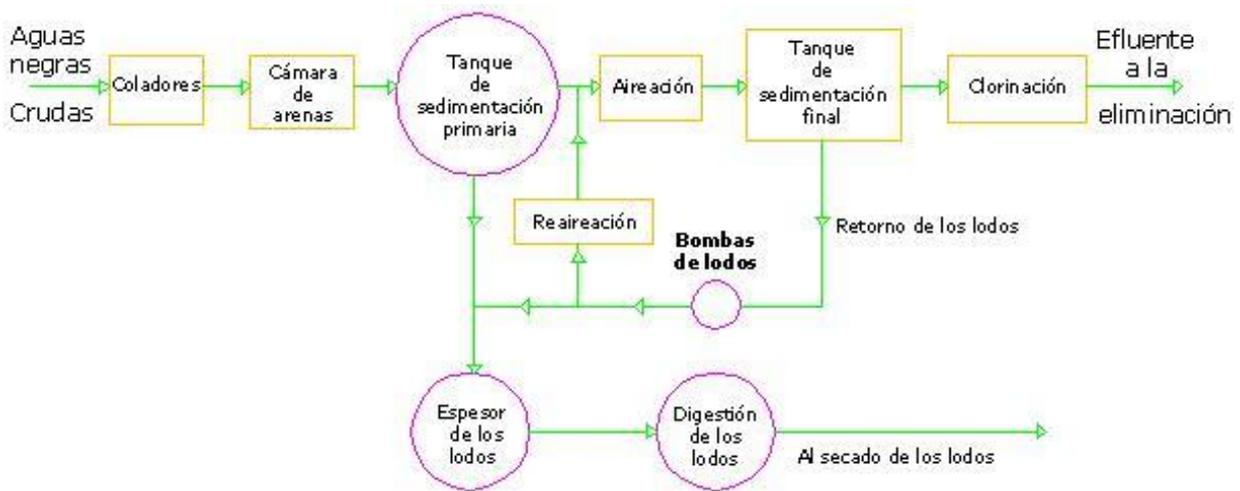


FIGURA 28. DIAGRAMA DEL FLUJO DE LOS ACTIVADOS CON UN ALTO GRADO DE TRATAMIENTO.

En un diseño el fondo del tanque está formado por una *sucesión* de lomos y surcos. Y el aire se fuerza hacia arriba a través de placas difusoras en el fondo de los surcos. Otro diseño popular es la cámara de aireación de flujo espiral (Figura 29). En la cual el aire se introduce cerca del lado del tanque en forma que se produzca un flujo espiral en éste.

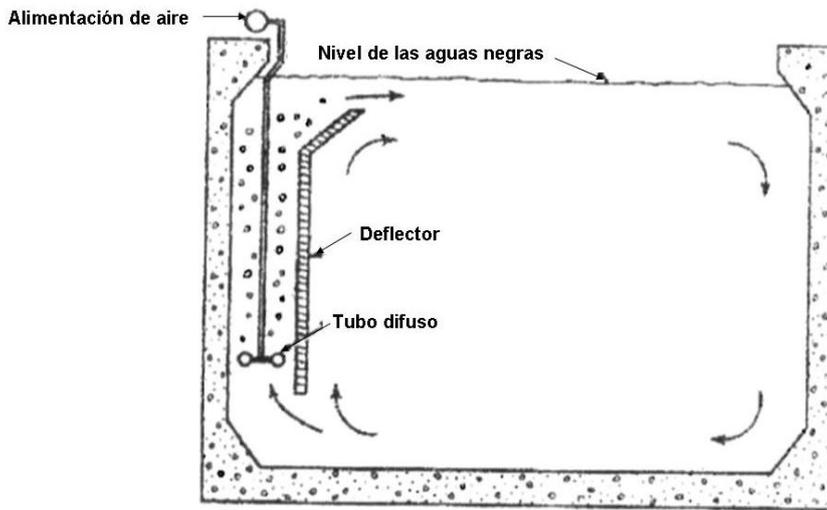


FIGURA 29. SECCIÓN TRANSVERSAL DE UNA CÁMARA DE AIREACIÓN DEL TIPO DE FLUJO O ESCURRIMIENTO EN ESPIRAL.

Entre 1/2 y 2 pies³ de aire son necesarios por cada galón de aguas negras. Únicamente cerca del 5% del aire es efectivamente involucrado en la acción bioquímica, y el restante se utiliza para proporcionar una mezcla íntima del lodo activado con las aguas negras que entren. Aproximadamente, se necesitan 1 000 pies de aire por libra de DBO satisfecha. La aireación mecánica involucra el uso de paletas para agitar las aguas negras e introducir el aire en esas aguas. Este método de aireación generalmente no es tan efectivo como la difusión de aire y el tiempo de retención para las cámaras de aireación mecánica con frecuencia es de 8 a 10 hr. El espúmeo excesivo de los tanques de aireación es bastante común, debido a la presencia de detergentes en las aguas negras. Las aspersiones de agua para reducir el espúmeo han sido usadas en forma efectiva.

Desde la cámara de aireación el efluente pasa al tanque de sedimentación final con un periodo de retención de cerca de 2 hr. El lodo que se deposita en el tanque de depósito final se denomina lodo activado, y una porción del mismo se mezcla con el efluente del tanque de sedimentación primaria, justamente antes de que entre a la cámara de aireación. Antes de la mezcla, el lodo que sale del tanque de depósito final, se conduce a los digestores de lodos o secadores de lodos. Los desperdicios industriales con un alto contenido de hidratos de carbono o con propiedades antisépticas pueden causar el abundamiento de los lodos, es decir, la formación de un lodo con un alto contenido de agua. El lodo activado contiene usualmente de 90 a 99.5% de agua. pero puede contener más humedad en condiciones extremas de abundamiento. El índice del lodo (volumen en mililitros ocupado por un gramo de los sólidos del lodo, después de 30 mm de sedimentación) debe ser de cerca de 100. Cuando el índice del lodo pasa de 200, es una indicación del abundamiento. El abundamiento puede reducirse o eliminarse por una mayor aireación o agregando cal para obtener un pH de 8 o mayor o por una clorinación pesada para matar los organismos causantes del abundamiento. Una desventaja del abundamiento excesivo es que una porción de los sólidos en suspensión puede no depositarse y se descargará con el efluente. Otra

desventaja es el gran volumen de lodo que debe manejarse. El mejor remedio para el abundamiento es determinar sus causas y tratar de evitarlas o eliminarlas de las aguas negras, o bien dar a éstas un tratamiento previo en su punto de origen.

La principal ventaja del proceso de lodos activados es que ofrece tratamiento secundario y en efluente de alta calidad con una necesidad mínima de área. Sin embargo, en todo tiempo es necesaria una operación adiestrada. Una parte importante del trabajo del operador es la determinación de la cantidad apropiada de lodo activado que ha de ser recirculado para obtener los mejores resultados. Esta cantidad varía conforme cambian las características del agua negra. El costo de operar una planta de lodos activados es mayor que para muchos otros tipos de plantas, debido a las demandas de energía para la operación de los compresores de aire y de las bombas para la circulación de los lodos. Generalmente, las demandas de energía estarán entre 15 y 30 hp por millón de galones por día de escurrimiento de aguas negras. Cuando se pone en operación una nueva planta, se necesitan hasta 4 semanas para formar lodos activados convenientes y durante este periodo de tiempo casi todo el lodo del tanque de sedimentación final será regresado a través de los aireadores. Algunas veces una planta se siembra con lodo activado de otra planta.

VI.13.1. DIGESTIÓN DE LODOS.

Los sólidos que se depositan en un tanque de sedimentación se llaman lodos. El lodo cloacal consiste de sólidos de las aguas negras (gravedad específica de 1.2) y de agua y tiene la consistencia de fango ligero. De 0.15 a 0.2 lb. de lodo per capita, se recogerán diariamente y su contenido de humedad variará desde cerca del 96% a la salida de un filtro percolador a más del 99% para el lodo activado. Antes de su admisión al tanque de digestión, el lodo se pasa frecuentemente por un espesador. Este dispositivo es una unidad en la cual el lodo es sujetado a una prolongada agitación. La acción mezcladora forma rápidamente flóculos o coágulos de depósito y, por lo tanto, el lodo que se extrae del espesador tiene un menor contenido de humedad y es menos voluminoso. El efluente líquido que sale del espesador generalmente se descarga al tanque de sedimentación primaria. El lodo no digerido es odorífero y altamente putrescible. La digestión del lodo por la acción de las bacterias anaerobias y facultativas transforma a cerca del 40% del lodo en líquidos o gases. El lodo digerido restante es químicamente estable y prácticamente inodoro y contiene cerca del 90% de humedad. En condiciones adecuadas la digestión del todo puede efectuarse en un tiempo de 30 a 60 días.

La digestión se lleva a cabo en tanques de digestión de los lodos o digestores (Figura 30) los cuales son ordinariamente de forma cilíndrica y pueden estar equipados con dispositivos para mezcla y muestreo, registradores de temperatura y medidores para medir la producción del gas. Los digestores usualmente van cubiertos para retener al calor y los olores y permitir la colección del gas. Por lo común, se construyen con concreto reforzado y con

capacidades (para aguas negras ordinarias domésticas) entre uno y tres pies cúbicos per capita y con profundidades de cerca de 20 pies. La digestión es más rápida a temperaturas de 90 a 95°F y, por lo tanto, los digestores necesitan de algún medio para el calentamiento. Algunos digestores tienen serpentinas circulares en el interior del tanque y por los cuales se circula agua caliente. La temperatura de los serpentinas no debe pasar de 130°F o bien el lodo se puede cocer en los tubos e impedir la transmisión del calor. Los serpentines de los calentadores deben sustituirse de los cinco a los diez años, debido a la acción corrosiva del lodo sobre el metal. Otro método para calentar es el del calentamiento previo del lodo y circular continuamente al líquido digestor hacia un cambiador de calor. Con este sistema, la mezcla del lodo en el digestor se hace por las corrientes formadas en el tanque al circular el líquido. Algunas veces también se recircula gas a presión para hacer la mezcla, Mecanismos de agitación se ponen algunas veces dentro del tanque con el fin de facilitar la mezcla y disolver la espuma de la superficie. La conveniencia de los dispositivos mecánicos en un tanque de digestión es debatible. Muchos digestores dependen completamente de los gases que suben por el lodo para hacer la mezcla.

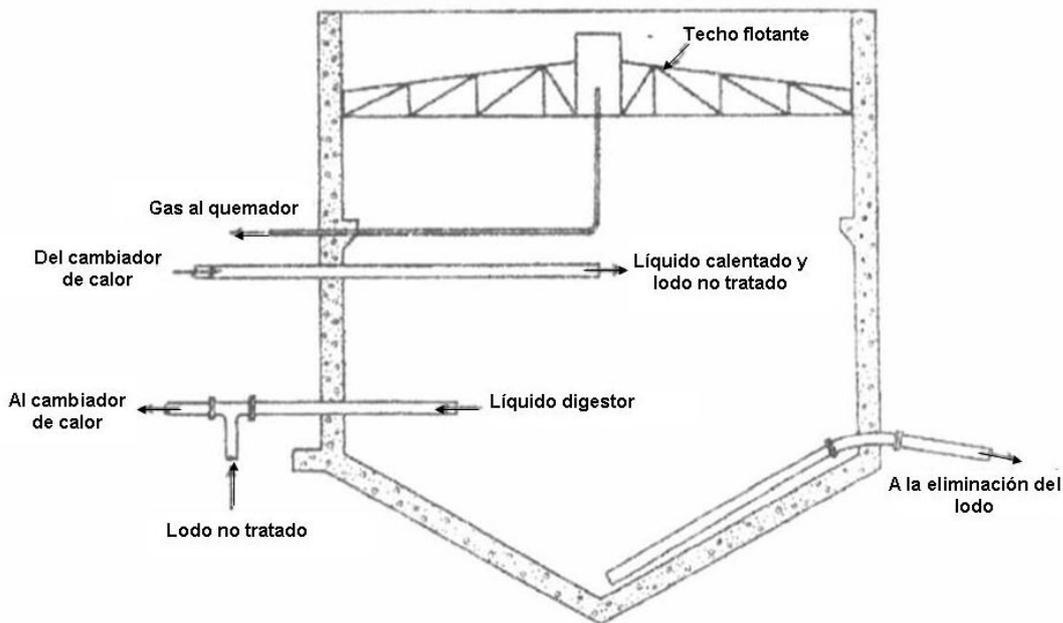


FIGURA 30. SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN TANQUE TÍPICO PARA LA DIGESTIÓN DE UN LODO.

En las primeras etapas de la digestión se forman ácidos orgánicos volátiles, como un paso intermedio en la descomposición de hidratos de carbono y proteínas. La acumulación de estos ácidos puede producir valores bajos del pH hasta de 5.0 que suprimirán a la acción bacteriana. Para obtener mejores resultados, los sólidos no tratados que entran cada día a un digestor no deben pasar del 2 al 4% (por peso del lodo ya bien digerido en el tanque. Esto

mantendrá el pH óptimo de 7.2 a 7.4. Si el lodo en un digester se vuelve muy ácido, puede agregarse cal al lodo no tratado. Cuando se pone, por primera vez, un tanque en operación, puede sembrarse agregando lodo digerido de otro tanque. Sin sembrar, se puede necesitar de 6 meses a un año para tener operando adecuadamente a un tanque. El lodo no tratado debe meterse por la parte superior del tanque diariamente para mantener a un ritmo uniforme el proceso de digestión. El lodo digerido es más pesado que el lodo en su estado natural y se deposita en forma gradual en el fondo del tanque, desde donde puede sacarse. Aproximadamente, una vez por semana. El fondo del tanque, por lo general, tiene pendientes y salida hacia el centro. Para facilitar la remoción de los lodos, algunas veces se usan rastrillos rotatorios. El líquido que se acumulo en la parte superior del digester se llama licor sobrenadante y debe ser extraído a intervalos. Como usualmente contiene cerca de 1 500 mg/lit de sólidos en suspensión, el licor sobrenadante de ordinario se regresa hacia un tanque de sedimentación primaria, para que, sufra otra jornada a través de la planta de tratamiento. Sólo en forma relativa, pequeñas cantidades de lodos o de licor sobrenadante deben extraerse en cualquier tiempo, para evitar la alteración del proceso de la digestión.

El gas despedido en un digester contiene, aproximadamente, el 70% de metano, 30% de bióxido de carbono y trazas de nitrógeno, sulfuro de hidrógeno y de otros gases. Se producirán entre 0.5 y 1 pie³ de gas per capita por día. El gas desprendido de los lodos tiene un valor como combustible aproximado de 600 Btu/pie³ y puede usarse para calentar los tanques de digestión y los edificios de las plantas de tratamiento o en los motores para accionar bombas, generadores o compresores de aire. El gas de los lodos también ha sido mezclado con el gas natural para el consumo doméstico. Algunas veces se proporcionan tanques especiales para almacenar el gas, aunque también se puede almacenar en un tanque de digestión equipado con una cubierta hermética flotante. Una cubierta flotante sube y baja conforme cambia en el tanque el volumen de lodo, líquido y gas, y mantiene, así, una presión constante del gas proporcionando almacenamiento para igualar la producción.

VI.13.2. ELIMINACIÓN DE LODOS.

Los lodos húmedos no digeridos son algunas veces vaciados en el mar desde barcazas con tolvas, pero para cualquier otra forma de eliminación el secado es un proceso preliminar necesario, El método más común del secado es esparcir el lodo en una capa de 12 a 18 plg sobre un lecho secador de lodos que consta de un pie de arena gruesa que lleva abajo una capa de gravo graduada. El área necesaria para los lechos de secado de lodos está entre 0.5 y 2 pies² per capita. Una porción de la humedad se drena a través del lecho, pero la mayor parte de la misma se evapora a la atmósfera. Usualmente, toma de uno a dos meses secar lodos, dependiendo del clima y de la condición del lecho. En algunos casos, el área necesaria se reduce construyendo un techo de cristal arriba de los lechos para protegerlos de la lluvia y la nieve. Nunca debe ponerse lodo en un lecho hasta que la dosis anterior haya sido quitada y, por esto, son necesarios varios lechos de secado.

Los lodos digeridos también pueden secarse por filtración al vacío. En este proceso el lodo se mezcla primero con un coagulante como el cloruro férrico y luego se lleva a un filtro de vacío (Figura 31) que consiste de un tambor hueco cubierto con un paño de filtro sustituible. El vacío dentro del tambor extrae el líquido que pasa por el paño. El ferrón de lodos que se forma en el exterior del tambor se quita con un rastrillo, conforme gira el citado tambor. El acondicionamiento de los lodos para el secado también puede llevarse a cabo por arrastre o elutriación que consiste en lavar el lodo con cerca del doble de su volumen en agua y dejar que la mezcla se asiente cerca de 6 hr antes de su aplicación al filtro. La elutriación y la filtración al vacío del lodo parcialmente digerido algunas veces se utilizan en los casos en donde los lodos se eliminan por incineración. La filtración al vacío se utiliza en donde no hay área suficiente para los lechos secadores, o bien como preliminar al secado con calor.

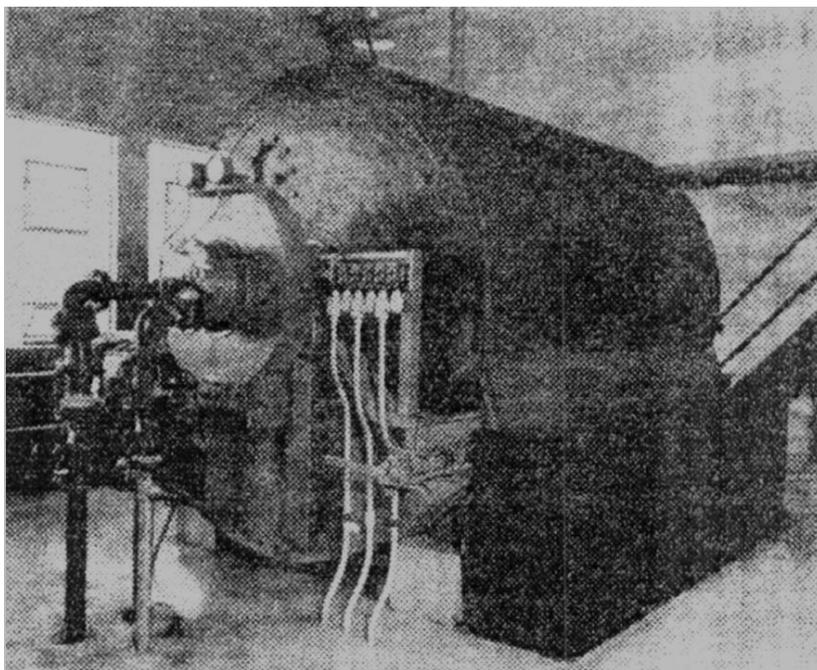


FIGURA 31. FILTRO DE VACÍO PARA LODOS ACTIVADOS ACONDICIONADOS.

El lodo digerido seco tiene cierto valor como fertilizante o acondicionador del suelo. Un lodo típico puede contener, aproximadamente, el 2% de nitrógeno y el 1% de ácido fosfórico. Si el lodo no se usa para fertilizante, puede incinerarse o vaciarse.

Ejemplo Ilustrativo.

Las aguas negras que entran a una planta de tratamiento contienen 350 mg/lit de sólidos en suspensión. Si el 55% de estos sólidos se quita en la

sedimentación, encontrar el volumen de lodo natural producido por millón de galones de aguas negras. Considerar que el lodo tiene un contenido de humedad del 96% y que la gravedad específica de los sólidos es de 1.2. Calcular el peso unitario de lodo no tratado o natural. Si el 40% de lodo no tratado se cambia en el digester a líquido y gas, encontrar el volumen del lodo digerido por millón de galones de aguas negras. Considerar que el contenido de humedad del lodo digerido es del 90%. La cantidad de sólidos secos quitada, por millón de galones, es de:

$$\frac{(350 \times 0.55)}{1000000} \times 8.34 \times 1000000 = 1600 \text{ lb.}$$

El volumen de lodos no tratados o naturales, por millón de galones de aguas negras es :

$$(1600 / 1.2 \times 62.4) + (96 \times 1600 / 4 \times 62.4) = 636 \text{ pies}^3$$

El peso unitario de lodo natural o no tratado es de:

$$62.4 \times (1.2 \times 0.04 + 1.0 \times 0.96) / 1.00 = 62.4 \times 1.008 = 62.9 \text{ lb. /pies}^3$$

El peso de los sólidos secos, en el lodo digerido, es de

$$1600(1.00 - 0.40) = 960 \text{ lb. Por millón de galones}$$

El volumen del lodo digerido es de

$$(960 / 1.2 \times 62.4) (90 \times 960 / 10 \times 62.4) = 151 \text{ pies}^3 \text{ por millón de galones}$$

VI.14. TANQUES IMHOFF Y SÉPTICOS.

Un tanque Imhoff (Figura 32) proporciona sedimentación y digestión de los lodos. Las aguas negras crudas entran al compartimiento superior en donde se lleva a cabo la sedimentación. Los sólidos se deslizan hacia abajo por las paredes inclinadas del fondo del compartimiento superior y entran al compartimiento inferior de digestión. El lodo digerido se deposita en la pendiente suave del fondo del compartimiento inferior desde el cual puede sacarse por medio de la tubería de eliminación de los lodos. En el compartimiento superior queda suspendido un muro o tabique inclinado y el cual sobresale del otro muro en una longitud de 6 plg o 1 pie con el objeto de que el gas producido en la cámara inferior no entre al compartimiento superior. El gas se escapa por ventilas colocadas a cada lado del compartimiento de sedimentación. El área de ventilación debe ser casi igual al 20% del área en planta del tanque. El compartimiento de sedimentación generalmente se diseña para tener un periodo de retención de 2 a 4 hr. La cámara de digestión debe tener una capacidad entre 2 y 3 pies cúbicos per capita. Capacidades mayores

son necesarias en los climas fríos por la acción bacteriana más lenta con las bajas temperaturas, debido a que se aumenta el tiempo necesario para la digestión. Las profundidades totales de los tanques Imhoff varían de 15 a 30 pies.

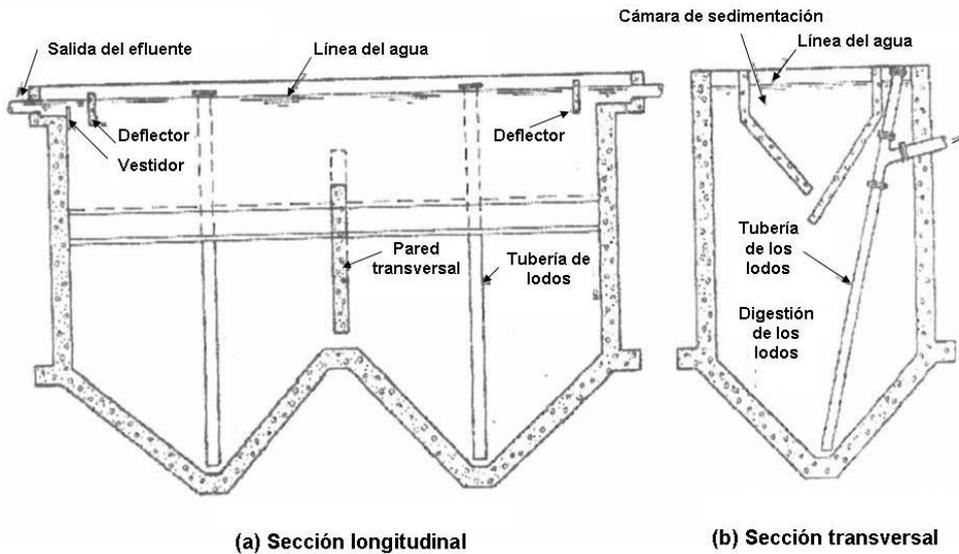


FIGURA 32. UN TANQUE IMHOFF SIMPLE.

Antes del desarrollo de la digestión separada de los lodos, los tanques Imhoff se utilizaron en muchas grandes plantas de tratamiento, pero muchos de ellos han sido sustituidos por procesos más modernos y eficientes. Los tanques Imhoff *todavía* se usan para cargas o capacidades de aguas negras menores de 250 000 gpd y removerán, aproximadamente, al 60% de los sólidos en suspensión ya cerca del 50% de la DBO de las aguas negras. Para las plantas de pequeña capacidad, de menos de cerca de 1 mgd diversos fabricantes de equipo proporcionan las unidades llamadas unitarias. Una unidad típica de éstas es la llamada "Clarigister", que es un tanque moderno mecánico del tipo Imhoff y que consiste de un tanque circular de sedimentación construido sobre una cámara de digestión de los lodos. Los lodos depositados son arrastrados hacia una abertura en el fondo del tanque superior y por la cual caen hacia el inferior, Estas unidades son compactas y dan un tratamiento primario adecuado con un costo mínimo. Algunas unidades del tipo unitario se diseñan para dar tratamiento secundario.

Un tanque séptico (figura 33) combina los procesos de sedimentación y digestión en una cámara simple con un periodo de retención de 8 a 12 hr. El efluente de un tanque séptico es impuro, contiene de 50 a 70% de los sólidos en suspensión y tiene una DBO alta. El efluente, con frecuencia, escurre a drenes subterráneos construidos con tubería de barro de extremos simples que permite que las aguas negras se infiltren a través del suelo. El efluente también

puede, descargarse directamente a una masa o cuerpo de agua. Los tanques sépticos sólo son convenientes para pequeñas comunidades, instituciones y residencias privadas.

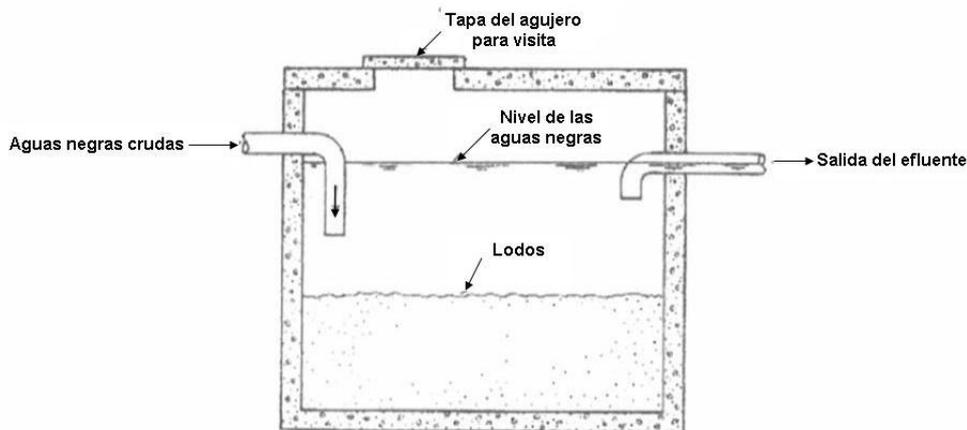


FIGURA 33. UN TANQUE SÉPTICO SIMPLE.

VI.15. CLORINACIÓN DE AGUAS NEGRAS.

La clorinación de las aguas negras se hace en la misma forma que en el tratamiento de agua. La clorinación puede utilizarse como una etapa final del tratamiento de las aguas negras cuando se necesita un efluente de alta calidad y entonces el uso del cloro se conoce como post-clorinación. Las propiedades desinfectantes del cloro reducen el número de bacterias y las características oxidantes reducen la DBO. La preclorinación, antes de que las aguas negras entren al tanque de sedimentación, ayuda a regular los olores, puede evitar la presencia de moscas en los filtros de percolación y auxilia a la eliminación de las grasas. En dosis apropiadas, el cloro destruirá a las bacterias que descomponen los compuestos del azufre en las aguas negras y producen sulfuro de hidrógeno. Por este motivo, algunas veces, se pone cloro en los colectores principales para evitar la acción destructiva del sulfuro de hidrógeno sobre la tubería de concreto.

La dosis usual de cloro varía considerablemente, pero siempre es mucho mayor que la que se usa para la purificación del agua. Las dosis de preclorinación pueden ser tan altas como 25 mg/lit y la post-clorinación necesita usualmente un mínimo de 3 mg/lit. Algunas veces, el cloro se añade al principio y al final del proceso de tratamiento en lo que se conoce como clorinación dividida. La clorinación de las aguas negras raramente es esencial y debido a las grandes dosis que se necesitan es relativamente cara. Por tanto, muchas plantas de tratamiento no tienen instalaciones para clorinación y las plantas que tienen clorinadores, con frecuencia, los usan sólo intermitentemente para aligerar las sobrecargas durante los periodos máximos. La clorinación es aconsejable cuando se le necesita para evitar la contaminación de las playas, bancos pesqueros y las fuentes de abastecimiento de agua.

VI.16. TRATAMIENTO DE DESPERDICIOS INDUSTRIALES.

El tratamiento de desperdicios industriales, con frecuencia, presenta problemas especiales, debido a los metales tóxicos y a otras sustancias químicas que pueden impedir o destruir la actividad bacteriana de la cual dependen muchos procesos del tratamiento. Ciertos desperdicios orgánicos imparten sabores y olores indeseables. A menudo, es ventajoso exigir el tratamiento preliminar de los desperdicios en la planta industrial antes de que sean descargados al alcantarillado público. Usualmente, dicho tratamiento incluye colado y sedimentación química. En ocasiones una gran industria o alguna que esté situada en un sitio alejado deben dar un tratamiento completo a sus desperdicios. En muchos casos, sin embargo, los desperdicios industriales se combinan con las aguas negras de origen doméstico.

Los desperdicios derivados del proceso de las leches tienen una DBO muy alta con frecuencia mayor de 2 000 mg/lit. Los métodos de tratamiento para esos desperdicios incluyen precipitación química, filtros percoladores y lodos activados. Los desperdicios derivados de los procesos para fabricación de alimentos, generalmente están colados y con frecuencia, se mandan a tanques de oxidación. Los desperdicios de las fábricas de textiles, con frecuencia, están muy coloreados y su alta acidez o alcalinidad puede ser muy destructiva para la vida acuática, por lo que la neutralización química parcial de estos desperdicios, puede ser necesaria. Los desperdicios de las fábricas de papel son quizás los más difíciles de todos los desperdicios industriales, particularmente los de aquellas plantas que usan el proceso de sulfito. Los desperdicios del sulfito tienen lignina, la cual es muy resistente a la oxidación biológica. En algunas plantas de sulfito se han introducido cambios al proceso para mejorar las características de los desperdicios. Los desperdicios radiactivos necesitan un manejo especial. Los hospitales, laboratorios de investigación, reactores nucleares enfriados con agua y plantas de proceso con combustibles nucleares son los principales contribuyentes de dichos desperdicios. Los desperdicios de alta radiactividad generalmente se almacenan en fosas subterráneas después de su concentración por evaporación. Los desperdicios radiactivos de bajo nivel también pueden eliminarse por varios métodos, incluyendo filtros de arena, intercambio de iones y procesos biológicos, pero el medio filtrante, los lechos para el intercambio de iones y los lodos, se vuelven radiactivos y deben ser eliminados con seguridad.

Los detergentes sintéticos (alcoholbencenosulfonado o ABS) resisten a los mejores procesos de tratamiento de las aguas negras. Muchos desperdicios de detergentes provienen de casas particulares, aunque la industria también contribuye mucho. Se están haciendo investigaciones para proyectar nuevas formas para tratamiento de detergentes y de otros desperdicios orgánicos que son residuales después del tratamiento secundario.

VII. CONCLUSIONES.

En México a pesar de ser un país en desarrollo, tiene demasiados conflictos cuando se trata del AGUA, no solo para su distribución, también hablamos de su tratamiento y su almacenamiento.

Con el anterior estudio, nos podemos dar cuenta que no sólo es cuestión de dinero, si no también de la gente y del gobierno; además de la diferencia de climas, de nuestra orografía y posición geográfica; lo que trae como consecuencia la escasez o falta de agua en algunas regiones o poblados. Es cuestión de tiempo para que el sistema de abastecimiento de agua sea obsoleto por la manera en que la población aumenta, sin dejar afuera la cantidad de aguas negras, pues las personas no tienen ni idea de todo el trabajo que se requiere para que el agua llegue a sus hogares, ni del costo de la misma.

Hay que empezar desde nuestro hogar para cuidar de ella, exigir un mejor mantenimiento, cuidar de las cosas, ya que nosotros, el pueblo, somos los que pagamos por los servicios.

Es por eso que nosotros como ingenieros civiles, tenemos que buscar una solución, si no para eliminar, al menos para mejorar este problema.

En los países subdesarrollados tienen un sistema de recolección de agua por separado, esto significa que el agua pluvial llega a las plantas de tratamiento con un porcentaje de contaminantes mucho menor que la recolectada por el drenaje; su principal ventaja es que esta agua se puede reciclar ya sea para riego o para limpieza. En México no se ocupa este sistema por el gasto que genera, aunque debería ser el idóneo, sobre todo en los estados donde la cantidad de agua pluvial es considerable, pues sería de gran ayuda para los estados de clima árido o en aquellos en los que la agricultura es primordial.

Es complicado encontrar un método para que el agua no se contamine de la manera en que lo hacemos, para que cuando llegue a las plantas de tratamiento requiera métodos rápidos y eficaces; aunque sería grandioso que el agua tratada se purificará al 100% para poder beberla y erradicar uno de los principales temores, pues estudios variados han probado que el agua no va a durar mucho, ya que gente la desperdicia sin darle tiempo a que se recupere de forma natural.

Sabemos que nuestro país está algo atrasado en cuanto a tecnología, pero eso no debe ser impedimento para trabajar en las necesidades de la población, pues como ya lo habíamos mencionado ese es nuestro objetivo; si tan solo nuestros gobernadores se preocuparan e invirtieran en los problemas de importancia para el país, tal vez nuestra gente viviría de manera digna, sin necesidad de exigir, pelear, robar o hasta incluso matar.

Si las poblaciones más pequeñas, así como las más pobres, fueran de importancia para todos nosotros, como para darles servicios básicos y no solo hablamos del agua potable, si no también de luz, pavimentación, drenaje, entre otros, no tendríamos la necesidad de ver y conocer accidentes, enfermedades y muertes por exigir los mismos y por falta de la misma.

Si tan solo fuéramos más conscientes y valoráramos lo que tenemos, no se desperdiciaría tanto el agua, tal vez cuidaríamos más nuestros recursos.

Las soluciones del gobierno a estas alturas; fue la de aumentar el costo del agua, pero no es gran idea ya que si antes no se pagaba, ahora menos; y esto es un gran problema, consecuencia de otro mucho más grande, pues al no pagar este servicio, el mantenimiento de tuberías, tanto de abastecimiento como de drenaje; sin recursos, es imposible y regresamos al principio; por lo que nos podemos dar cuenta que esto es un círculo vicioso, pero de gran repercusión para todos.

Otra de las grandes ideas, es la de suspender el agua los fines de semana, sin darse cuenta de la proporción del problema que genera. Tal vez si se aplicará adecuadamente las multas, por desperdiciar este recurso, no habríamos llegado a estos extremos.

La población ha aumentado de manera considerable, por lo que cada día hay más casas, y más colonias, y todo esto significa que hay más calles pavimentadas, lo cual facilita nuestras vidas; pero desgraciadamente esto dificulta el escurrimiento y absorción del agua pluvial, sin olvidar el mantenimiento del sistema de abastecimiento y alcantarillado. Por lo anterior debemos educar y concientizar a la población, de cuidar y reutilizar el agua.

BIBLIOGRAFIA.

* SEMARNAT. CONAGUA. Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (varios años). México, D.F.

* www.imacmexico.org

* Eficiencia y Uso Sustentable del Agua en México: Participación del Sector Privado - Inversiones y mercados en tratamiento de agua.

* Comisión Federal de Electricidad.

www.cfe.gob.mx/es/LaEmpresa/igeneracionelectricidad, junio 2007.

* http://www.cce.org.mx/cespedes/publicaciones/otras/Ef_Agua/cap_4.htm

OBJETIVO GENERAL:

ANALIZAR LA SITUACION DEL ABASTACIMIENTO DE AGUA Y SU TRATAMIENTO, EN NUESTRO PAÍS, PARA USOS MUNICIPALES E INDUSTRIALES; UTILIZANDO LOS RESULTADOS DETERMINADOS POR LAS INSTITUCIONES ESPECIALIZADAS.

OBJETIVOS ESPECIFICOS:

1. Determinar los principales factores que afectan el abastecimiento de agua y su tratamiento.

ALCANCES:

Dar a conocer un estudio general de los alcances del país, así como la prioridad de este, con respecto al abastecimiento de agua y tratamiento de la misma, tomando en cuenta la situación política, económica, social y cultural.

LIMITANTES:

1. Se tomaran datos generales y no particulares de las condiciones del agua en nuestro país.
2. Los resultados aquí mostrados serán lo más reciente posible, por los cambios que se hagan conforme el transcurso del trámite.
3. se tomarán datos de otros países únicamente como referencia por el uso de tablas y gráficas, entre otros; ya que en el país no se cuenta con información parecida.