



**MINISTERIO DE ECONOMIA Y OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS  
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Y COMUNICACIONES**

**CONSEJO FEDERAL DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO**

**NORMAS DE ESTUDIO  
CRITERIOS DE DISEÑO  
Y PRESENTACION DE PROYECTOS  
DE DESAGÜES CLOCALES  
PARA LOCALIDADES DE HASTA 30.000 HABITANTES**

**FUNDAMENTACION DE NORMAS**

**Volumen VII**

**1993**

# **INDICE GENERAL**

## **1.- PRESENTACION DE PROYECTOS**

## **2.- PARAMETROS DE DISEÑO**

- 2.1.- Población
- 2.2.- Períodos de Diseño
- 2.3.- Caudales
- 2.4.- Economicidad del Proyecto
- 2.5.- Bibliografía

## **3.- ESTUDIOS ESPECIALES PARA DEFINIR EL TIPO DE SERVICIO**

- 3.1.- Introducción
- 3.2.- Vías de Transmisión de los Agentes Patógenos
- 3.3.- Caracterización de los Agentes Patógenos
- 3.4.- El Proceso Infectante
- 3.5.- Antecedentes Nacionales
- 3.6.- Experiencias en Distintos Países
- 3.7.- Justificación de las Normas Propuestas para el Estudio de las Comunidades Incorporadas al Programa
- 3.8.- Bibliografía

## **4.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS**

- 4.1.- Introducción
- 4.2.- Aspectos Generales
- 4.3.- Estudios Globales
- 4.4.- Estudios sobre el Area a Sanear
- 4.5.- Batimetría
- 4.6.- Estudios de Detalle
- 4.7.- Trabajos de Mensura y Afectaciones
- 4.8.- Bibliografía

## **5.- GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS Y FUNDACIONES**

- 5.1.- Introducción
- 5.2.- Fundamentos
- 5.3.- Etapas de la Investigación
- 5.4.- Investigaciones Geotécnicas Complementarias
- 5.5.- Yacimientos y Fuentes de Provisión de Materiales de Construcción
- 5.6.- Cantidad de Investigaciones
- 5.7.- Informe Técnico
- 5.8.- Consideraciones Generales
- 5.9.- Normatización
- 5.10.- Bibliografía

## **6.- CUERPOS RECEPTORES**

- 6.1.- Cuerpos Receptores Superficiales
- 6.2.- / Cuerpos Receptores Subterráneos
- 6.3.- Bibliografía

## **7.- SISTEMA DE DISPOSICION DE EXCRETAS**

- 7.1.- Fundamentos del Tratamiento Intradomiciliario
  - 7.2.- Letrinas sin Arrastre Hidráulico
  - 7.3.- Sistemas Mínimos con Arrastre Hidráulico
  - 7.4.- Cámaras Sépticas
  - 7.5.- Disposición Final del Efluente
- Anexo:  
Propuesta de Reglamento de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias

## **8.- REDES COLECTORAS**

- 8.1.- Cálculo Hidráulico de Colectores Cloacales
  - 8.2.- Cálculo Estructural de Caños
  - 8.3.- Sistemas de Redes Cloacales
  - 8.4.- Operación y Mantenimiento de Redes
- Anexos:
- 8.A.-Fundamentos de la Hidráulica de los Escurrimientos Unidimensionales
  - 8.B.-Movimientos Variados a Superficie Libre
  - 8.C.-Teoría del Cálculo Estructural de Cañerías
  - 8.D.-Proyecto de Agregado a la Norma IRAM N° 11.513  
Relativa a "Caños de Hormigón Simple para Cloacas"

## **9.- CONDUCCIONES DE IMPULSION**

- 9.1.- Introducción
- 9.2.- Altura Manométrica
- 9.3.- Determinación del Diámetro más Económico en Impulsiones
- 9.4.- Golpe de Ariete en Impulsiones
- 9.5.- Problemática Originada en el Aire en Conducciones a Presión

## **10.- ESTACIONES DE BOMBEO**

- 10.1.- Generalidades
- 10.2.- Obras Civiles
- 10.3.- Instalaciones de Aspiración e Impulsión
- 10.4.- Instalaciones Electromecánicas y Obras Civiles Complementarias
- 10.5.- Volumen de la Cámara de Aspiración
- 10.6.- Descripción y Tipo de Bombas
- 10.7.- Selección de la Bomba

## **11.- TRATAMIENTO**

- 11.1.- Selección de Tratamiento
- 11.2.- Rejas
- 11.3.- Desarenadores
- 11.4.- Sedimentadores
- 11.5.- Tanques Imhoff
- 11.6.- Tratamientos Anaeróbicos

- 11.7.- Lechos Percoladores
- 11.8.- Lodos Activados
- 11.9.- Zanjas de Oxidación
- 11.10.- Lagunas de Estabilización
- 11.11.- Reuso del Líquido Tratado para la Agricultura
- 11.12.- Recarga de Acuíferos
- 11.13.- Tratamientos Terciarios de Efluentes
- 11.14.- Tratamientos Electrolíticos
- 11.15.- Tratamiento sobre el Terreno
- 11.16.- Tratamiento y Disposición de Lodos
- 11.17.- Desinfección
- 11.18.- Transferencia de Oxígeno
- 11.19.- Bibliografía

## **12.- ESTRUCTURAS**

- 12.1.- Objeto
- 12.2.- Alcance
- 12.3.- Reglamentos y Normas de Aplicación
- 12.4.- Dificultades de Interpretación
- 12.5.- Simbología - Notación
- 12.6.- Proyecto de las Estructuras
- 12.7.- Dirección de la Obra
- 12.8.- Construcción de las Estructuras
- 12.9.- Cálculo de los Recipientes Cilíndricos
- 12.10.- Cálculo de los Recipientes Prismáticos
- 12.11.- Ejemplos

## **13.- INSTALACIONES ELECTRICAS**

- 13.1.- Objeto
- 13.2.- Alcance
- 13.3.- Proyecto
- 13.4.- Provisión de Equipos
- 13.5.- Operatividad, Arranque de Motores
- 13.6.- Estudio de Protecciones
- 13.7.- Especificación Técnica de Cables
- 13.8.- Canalizaciones Eléctricas con Caños
- 13.9.- Canalizaciones con Bandejas
- 13.10.- Iluminación Interior
- 13.11.- Iluminación de Emergencia
- 13.12.- Iluminación Exterior

## **14.- IMPACTO AMBIENTAL**

- 14.1.- Objetivos
- 14.2.- Generalidades sobre Impacto Ambiental
- 14.3.- Generalidades sobre Ordenamiento Ambiental
- 14.4.- Requerimiento de Evaluación
- 14.5.- Listado de Variables Consideradas para la Evaluación de Calidad del Medio Ambiente (según Canter y Hill)
- 14.6.- Bibliografía



Anexo:

Procedimientos para Clasificar y Evaluar Impactos Ambientales  
en las Operaciones del Banco

**15.- ASPECTOS DE LA OPERACION Y MANTENIMIENTO VINCULADOS  
CON EL PROYECTO**

- 15.1.- Proyecto, Operación y Mantenimiento
- 15.2.- Otros Aspectos que deberá Contemplar el Proyectista
- 15.3.- Necesidad de los Manuales
- 15.4.- Responsable de la Confección de los Manuales
- 15.5.- Manual de Operación
- 15.6.- Manual de Mantenimiento
- 15.7.- Planos Conforme a Obra
- 15.8.- Plazo de Entrega de los Manuales

## VOLUMEN VII

### 11.- TRATAMIENTO

- 11.14.- Tratamientos Electrolíticos
- 11.15.- Tratamiento sobre el Terreno
- 11.16.- Tratamiento y Disposición de Lodos
- 11.17.- Desinfección
- 11.18.- Transferencia de Oxígeno
- 11.19.- Bibliografía

## 11.14.- TRATAMIENTOS ELECTROLITICOS

### 11.14.1.- Introducción

Las primeras experiencias conocidas en este tipo de tratamiento de líquidos clocales corresponden a fines del siglo pasado y principios del actual, principalmente en Inglaterra, Francia y Estados Unidos.

Se sometía al líquido al paso de una corriente eléctrica continua, produciéndose el conocido fenómeno de electrólisis. Para ello, se preveía una cámara con placas metálicas que actuaban como electrodos por la que se hacía pasar el líquido, que constituía el electrolito.

Con el tratamiento se perseguían efectos oxidante, precipitante y desinfectante, destacándose como particularidad del sistema este último, ya que se buscaba la generación de cloro gaseoso durante el proceso, a partir de los cloruros presentes en el líquido cloacal.

Con la idea de aumentar la conductividad del electrolito (el propio líquido cloacal), dependiente de la cantidad de sales disueltas y con ello la eficiencia del proceso, se ensayó también la mezcla con agua de mar.

Resultaron especialmente alentadores los bajos costos de instalación en relación a los procesos biológicos convencionales, ya que las permanencias hidráulicas requeridas eran pequeñas (no más de 60 minutos).

Sin embargo, posteriormente, esta tecnología fue abandonándose hasta dejar de tenerse en cuenta totalmente para tratar líquidos cloacales.

Quienes no la consideran como viable en la actualidad (CETESB, luego de sus estudios en plantas en funcionamiento de 1988 y 1989), mencionan la complicada y costosa operación, las paradas frecuentes para limpieza, gran formación de barro no estabilizados, baja eficiencia en remoción de materia orgánica, baja reproducibilidad de resultados para remoción de coliformes, etc..

Quienes trataron de reflotar esta tecnología, (Calvin P. C. Poon y Thomas Brueckner, de la Universidad de Rhode Island - Kingston -, en su trabajo realizado en 1975; Wolfgang G. Wiendl, Paulo Bezerril Jr. y Joao Carlos Lopes Da Silva -ingenieros de CETESB - en sus trabajos de 1985 y 1987), indicaron que son esperables bajos costos de instalación, pequeñas áreas necesarias para su implantación y ausencia de olores ofensivos (lo que permitiría instalar las plantas en zonas urbanas más fácilmente que si se utilizaran procesos biológicos convencionales y tener un ahorro

adicional en colectores, impulsiones y estaciones de bombeo), simplicidad y bajo costo de operación, alta remoción de coliformes y aptitud para tratar líquidos con sustancias no degradables, desinfectantes y antibióticos, como es el caso de hospitales ; señalan como posibles motivos de su abandono a los requerimientos de calidad exagerados al líquido tratado, diseños inadecuados y cuestiones de comodidad e intereses.

En la actualidad y desde hace años, se está utilizando para tratar efluentes industriales con el objetivo de eliminar por reducción u oxidación los efectos tóxicos de ciertas sustancias, así como remover metales por electrodeposición.

En los últimos años, como ya se mencionó, se produjo una revisión y un intento de rehabilitación de este tipo de tratamiento para aplicarlo a líquidos cloacales, especialmente en Brasil, donde se han construido plantas en Iracemápolis, Campinas, Aguas de Lindoia, Marília, Pirassununga, y Limeira.

En este capítulo, se presentarán los principales aspectos físico - químicos conocidos hasta ahora, las consideraciones favorables y desfavorables realizadas por quienes investigaron esta tecnología, una descripción de algunos criterios de diseño, mientras no se tengan conocimientos más profundos y, concluyendo, una propuesta para el futuro en relación a las posibilidades de aplicación.

#### 11.14.2.- Variantes a Considerar

El tratamiento, como ya se mencionó, se realiza en una cámara con electrodos solubles que normalmente son de hierro, aluminio o cinc y que permiten el paso de corriente eléctrica continua, produciéndose el fenómeno de la electrólisis.

De acuerdo a lo que indican los propulsores de esta tecnología deben distinguirse dos variantes, según se prevea reusar el líquido tratado para riego agrícola o volcarlo a un cuerpo de agua.

En el primer caso, debería buscarse fundamentalmente la estabilización de sustancias que puedan provocar olores ofensivos y la desinfección, pero no la separación de fases líquida y sólida, para no perder los nutrientes presentes. Esta variante requeriría consumos de energía muy bajos y se la denomina Electrólisis Directa.

En el segundo caso, en que el requisito de calidad impuesto normalmente es mayor, la variante recomendada es la Electroflotación, en la que, además de los objetivos vistos para Electrólisis Directa, se busca acentuar la separación de las fases líquida y sólida, principalmente por retención y

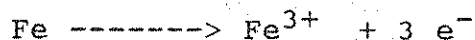
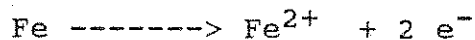
extracción de espumas formadas. La Electroflotación se desarrolla utilizando como electrolito al propio líquido cloacal (aplicándole una energía eléctrica mucho mayor que en caso de Electrólisis Directa), al líquido cloacal con sales disueltas (normalmente, el cloruro de sodio o de potasio) o una mezcla de líquido cloacal y agua de mar, buscando en los dos últimos casos mejorar la conductividad. De esta forma, se trata de aumentar la producción de gases que se encargarán de llevar a la superficie los sólidos que luego podrán separarse como espumas.

#### 11.14.3.- Descripción de Aspectos Físico-Químicos

Hay varios procesos que pueden producirse en estos tratamientos: reducción catódica y oxidación anódica de impurezas, coagulación de partículas coloidales, electroflotación de partículas en suspensión, electrodeposición de partículas, electrocoagulación a través de partículas provenientes de la disolución anódica, generación de cloro gaseoso, oxígeno y ozono en el ánodo, generación de hidrógeno en el cátodo, etc..

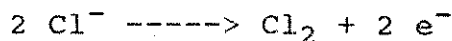
##### 11.14.3.1.- Principales Reacciones Posibles en el Anodo

El paso de corriente eléctrica provoca la disolución gradual del ánodo. Considerando electrodos de hierro, tendremos:

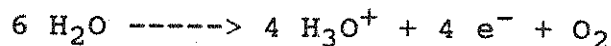
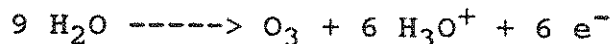


Se produce la atracción de los aniones Cloruros ( $\text{Cl}^{-}$ ), propios del líquido cloacal, donde ceden electrones, neutralizándose eléctricamente y dando origen a Cloro gaseoso ( $\text{Cl}_2$ ). Este Cloro gaseoso será el encargado de producir la desinfección del efluente, para lo cual habrá que prever una unidad a continuación de la cámara electrolítica que disponga el tiempo de contacto necesario para ese fin.

El tenor de Cloruros es importante por dos motivos: para ahorrar energía (el consumo será menor cuanto mayor sea la concentración de Cloruros, debido a que aumentará la conductividad) y para producir el Cloro gaseoso y la consiguiente desinfección.

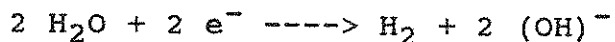


Es posible también la generación de Ozono y Oxígeno. El Ozono permite estabilizar materia orgánica, evitando la producción de olores ofensivos y simultáneamente tiene una acción desinfectante. El Oxígeno disuelto mejora la calidad del efluente.



#### 11.14.3.2.- Principales Reacciones Posibles en el Cátodo

En el cátodo, son atraídos los iones de cationes Hidrógeno ( $\text{H}^+$ ), provenientes de la disociación del agua, los que se reducen formando Hidrógeno gaseoso. Esta reducción deriva en un exceso de Hidroxilos ( $\text{OH}^-$ ) y un incremento del pH.



#### 11.14.3.3.- Electrocoagulación

En el líquido cloacal, se encuentran presentes partículas coloidales, que mayormente tienen carga eléctrica negativa (micelas) y que se repelen mutuamente, permaneciendo suspendidas en el líquido. El paso de corriente eléctrica a través de electrodos solubles provoca la disolución del ánodo y parte del metal desprendido neutraliza las micelas, actuando como coagulante.

#### 11.14.3.4.- Producción de Gases y Electroflotación

De acuerdo a lo visto, en el proceso se generan gases. La producción se ha demostrado que aumenta con la densidad de corriente (en Amperes/ $\text{m}^2$  de electrodo).

Por otra parte, se generan flocs, como consecuencia de:

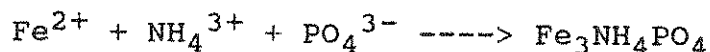
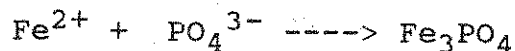
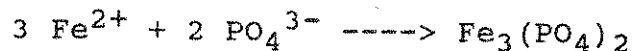
- a) La disolución de metal en el ánodo y el exceso de Hidroxilos en el cátodo. Si los electrodos son de Hierro, tendremos:



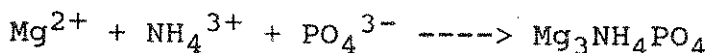
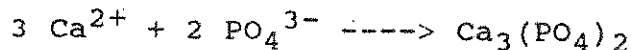
- b) La mezcla del líquido cloacal con agua de mar, pudiendo darse así:



- c) La presencia en el líquido cloacal de Fosfatos y Nitrógeno Amoniacal, con lo cual puede formarse si los electrodos son de Hierro:

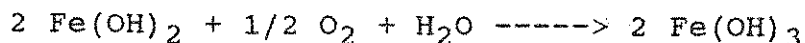


y si se hace mezcla con agua de mar:



- d) Fenómenos de adsorción, como por ejemplo el del  $\text{FePO}_4$  en los Hidróxidos de Hierro y Magnesio formados.

Los flocs formados son llevados a la superficie por las burbujas de gases generados y, de esa manera, pueden ser retenidos y separados como espumas. Es posible la siguiente reacción por el contacto de la espuma con el aire, la que puede ser observada debido al cambio de color que se produce.



#### 11.14.4.- Eficiencias

##### 11.14.4.1.- Remoción de Materia Orgánica

De acuerdo a la evaluación de CETESB en la planta de Marília, pueden esperarse eficiencias del 48 %. Con el proyecto de decantadores en serie, a continuación de la cámara electrolítica, se logró un aumento global de sólo el 9 %. Otros investigadores indican valores mucho mayores: 85 %, según Poon y Bruckner, y 56 a 90 %, de acuerdo con Wiendl.

Es importante destacar que la temperatura prácticamente no tiene influencia.

Se obtuvieron tendencias de correlación entre:

- a) eficiencia de remoción de materia orgánica, permanencias hidráulicas e intensidad media de corriente aplicada
- b) eficiencias de remoción de materia orgánica para determinada permanencia, y la cantidad de gas producido por unidad de carga de sólidos en suspensión aplicada (G/Sss).

$$\frac{G}{Sss} = \frac{\text{gas generado [litros / m}^2 \text{ electrodos * día]}}{\text{carga de sólidos suspend.del liq.cloacal crudo [g]}}$$

Obsérvese la figura 11.14.1.

La remoción de DBO tiende a aumentar con la permanencia hidráulica y la intensidad de corriente (mayor G/Sss) hasta un máximo, después del cual disminuye, elevándose innecesariamente el consumo de energía.

Se obtuvo como permanencia óptima 40 minutos, en cuanto a remoción de DBO y consumo racional de energía.

#### 11.14.4.2.- Remoción de Sólidos Suspendidos

Aquí también se dan posiciones divergentes. Poon y Bruckner manifiestan que la remoción de sólidos suspendidos va en paralelo con la de DBO y que se pueden obtener valores entre el 67 y el 85 %; CETESB, en Marilia, obtuvo valores medios del 37 %, valor inferior al que se puede obtener en una sedimentación primaria y, considerando la decantación en serie, el valor medio llegó al 49 %.

Según explican los investigadores de CETESB, esto se originó por lo siguiente:

- a) parte de los sólidos no son eliminables por electrocoagulación, debido a sus diámetros.
- b) parte de los sólidos sedimentan en el fondo de la cámara debido a sus características físicas (los flocs férricos, por su peso propio, no favorecen la flotación).
- c) al producirse simultáneamente los fenómenos de coagulación y flotación, una inadecuada remoción de espumas produce arrastres de sólidos con el efluente, desmejorando su calidad.



Pueden establecerse correlaciones, para una permanencia dada, entre remoción de sólidos suspendidos y la relación entre la cantidad de gas producido-carga de sólidos suspendidos aplicada (G/Sss).

Obsérvese la figura 11.14.2

Aquí también puede obtenerse un valor óptimo de G/Sss en cuanto a eficiencia en remoción de sólidos suspendidos.

#### 11.14.4.3.- Remoción de Fósforo

En este punto, hay coincidencia de opiniones, en cuanto a que las eficiencias esperables son altas y superiores a las obtenibles en procesos biológicos secundarios convencionales (del 10 al 30 %).

CETESB, en sus evaluaciones, obtuvo un valor medio de 56 % mientras que Poon y Bruckner indican valores entre el 78 y el 90 % (en proceso con mezcla de agua de mar).

Puede establecerse correlación entre eficiencias de remoción de Fósforo total, permanencia e intensidad media de corriente eléctrica. Además, se comprueba que la remoción es mayor, a mayor pH.

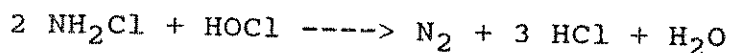
El Fósforo es removido por la combinación con los iones metálicos producidos por la disolución del ánodo, precipitando  $\text{FePO}_4$  (si los electrodos son de Hierro), por adsorción a los hidróxidos de Hierro y Magnesio y por precipitados de  $\text{MgNH}_4\text{PO}_4$  y  $\text{Ca}_3(\text{PO}_4)_2$ .

#### 11.14.4.4.- Remoción de Nitrógeno

CETESB midió eficiencias medias en Nitrógeno Total del 7 %, luego de las cámaras electrolíticas y del 21 % a la salida de los decantadores, mientras Poon y Bruckner dan valores del 59 al 95 % en proceso con mezcla de agua de mar.

La remoción aumenta a mayor pH.

El cloro generado en el proceso influye en la remoción de Nitrógeno, siendo posible la siguiente reacción entre monoclaramina y ácido Hipocloroso:



Otras posibilidades de remoción se dan con la formación de precipitados de  $\text{MgNH}_4\text{PO}_4$  y  $\text{FeNH}_4\text{PO}_4$ .

#### 11.14.4.5.- Remoción de Microorganismos

En este punto, la discusión está planteada no sólo en las eficiencias de remociones, sino también en las causas de esas remociones.

CETESB describe que no hay evidencias de que el cloro generado produzca una eficaz acción bactericida y que la remoción está dada por la separación de sólidos que arrastran microorganismos por flotación o sedimentación. Dan eficiencias medias del 78 % en colifecales y, considerando la decantación en serie, midieron el 88 %

Otros investigadores como Wiendl, Poon y Bruckner dan como posibles, valores de remoción del 99,99 %, pero haciendo hincapié, el primero de los citados, en la necesidad de prever una cámara de contacto adecuada para que actúe el cloro.

No se han encontrado referencias a remociones de virus, protozoos y helmintos, lo cual tendría mucha importancia, especialmente, en el caso de reuso del líquido tratado para la agricultura.

#### 11.14.5.-Formación de Espumas

Para CETESB, la materia orgánica removida es debida en un 90 % a la flotación (espumas) y en un 10 % a la sedimentación.

El volumen obtenido en un cierto tiempo dependerá de la permanencia hidráulica y de la intensidad de corriente eléctrica aplicada, habiéndose obtenido correlaciones de esas variables.

La espuma resulta algo más concentrada que el barro de un sedimentador primario y por su valor relativamente bajo en Nitrógeno, Fósforo y Potasio y alto en Hierro, tiene un valor pobre como fertilizante. Además, tiene alto nivel de microorganismos patógenos.

Wiendl, como ya se mencionó, indica que en Electrólisis Directa no se debe plantear una separación de fases líquido-sólido, y que no habría que retener espumas, aunque no aclara en qué condiciones quedaría el efluente desde el punto de vista microbiológico.

Hay coincidencia en que las espumas presentan altos niveles de microorganismos. Para dar idea de orden de magnitud pueden señalarse:

1 \* 10<sup>9</sup> (NMP/100 ml) de coliformes fecales,  
8 \* 10<sup>7</sup> (NMP/100 ml) de estreptococos fecales y  
100 a 300 huevos de helmintos por litro.

#### 11.14.6.- Operación y Mantenimiento

Diariamente, según CETESB, para asegurar la limpieza de los electrodos, se deben vaciar las cámaras electrolíticas. El líquido contiene sólidos sedimentables provenientes del líquido cloacal crudo, escamas de Fe provenientes de los electrodos, flocs con partículas adsorbidas y coliformes. Para tener idea de órdenes de magnitud pueden indicarse:

1000 mg/l en DBO,  
250 mg/l en Fe total,  
8,5 \* 10<sup>8</sup> (NMP/100 ml) en coliformes totales.

En lapsos que pueden estar entre 8 meses y 2 años, aproximadamente, se requiere la reposición de electrodos, lo cual tiene gran influencia en los costos.

La limpieza de las placas se puede hacer por raspado mecánico o químicamente, con adición de pequeñas cantidades de ácido sulfúrico.

Valores usuales de corriente eléctrica a aplicar pueden estar entre los 20 y 40 A.

No habiendo elementos mecánicos en el sistema, se evita el consiguiente problema de su mantenimiento, que se da en otro tipo de tratamientos.

Las cámaras electrolíticas deben estar cubiertas, para evitar la disolución de las espumas por las lluvias.

Debe prestarse especial atención a la remoción de espumas, para que no salgan con el efluente.

Por su baja permanencia, el sistema es sensible a cargas de choque como la de líquidos industriales.

En cuanto a otros muchos aspectos fundamentales, hay posturas contradictorias sobre distintas fases del proceso, como por ejemplo: si se producen o no olores objetables, si se obstruyen los electrodos por falta de sedimentación primaria, si la decantación a continuación de la cámara electrolítica produce sustanciales mejoras en la calidad del efluente, si en Electrólisis Directa se podrían obtener consumos de energía mucho más bajos que en los

procesos biológicos de barros activados (hasta 10 veces menos, según Wiendl), si la inversión diaria de polaridad de electrodos permite desprender costras y uniformizar el desgaste, etc..

#### 11.14.7.- Costos

- a) De implantación: es de destacar que un 30 % a 40 % puede corresponder a electrodos. Hay acuerdo en que son menores que en procesos biológicos: 60 % respecto a lagunas de estabilización y 15 % respecto a barros activados.
- b) De operación: según CETESB, los valores anuales equivalen a dos veces los correspondientes a barros activados y 10 veces los correspondientes a lagunas de estabilización. Tiene gran peso la reposición de electrodos, por lo cual habría que definir qué vida útil se puede esperar para los mismos: 8 meses, como indica CETESB ó 2 años, como indica Wiendl.

Con relación a los costos de energía, hay acuerdo en que en Electroflotación no superan a los correspondientes a barros activados. Para Electrólisis Directa, habría que verificar en planta piloto si el consumo es 10 veces menor que en Electroflotación, como afirma Wiendl.

- c) Totales: considerando un período de diseño de 20 años, resultan aproximadamente iguales a barros activados y mayores a lagunas (4 veces más).

#### 11.14.8.- Diseño

- a) Los elementos mínimos a prever en primera instancia serían: rejas, desarenadores, cámaras electrolíticas, floculadores (no se plantea necesidad de coagulante), decantadores, cámara de contacto del cloro generado y unidades para tratamiento de espumas y barros (esto último no tendría mayor envergadura en Electrólisis Directa, según Wiendl).
- b) Queda en discusión si sería necesario sedimentación primaria antes de la cámara electrolítica, para evitar que se acumulen sólidos en los primeros electrodos, si se requiere separar espumas en Electrólisis Directa y si se justifica floculación y decantación a la salida de la cámara electrolítica.
- c) Para ahorrar energía, será conveniente proyectar por lo menos 2 cámaras electrolíticas en paralelo, para, de esta forma, poder desactivar una cuando los caudales son bajos.
- d) La eficiencia del proceso aumenta si se mejora la conductividad del electrolito, lo cual se consigue aproximando los electrodos o incorporando sales a través

del agregado de concentrados, como por ejemplo, Cloruro de Sodio o de Potasio (este último, cuando se prevé reuso agrícola), o también con la mezcla de agua de mar.

- e) Cuando se colectan líquidos industriales, pueden tenerse bajos niveles de Cloruros y, por lo tanto, ser necesario considerar las alternativas señaladas antes, o bien, si esa colecta es intermitente, prever un volumen de acumulación de líquido cloacal doméstico exclusivamente, para mezclarlo cuando sea necesario.
- f) El proceso no es apropiado para el pulimento de líquidos provenientes de plantas de tratamiento secundarias, por su baja mineralización.
- g) Para que se produzca electrólisis, la diferencia de potencial mínima entre electrodos debe ser de 1,7 V.
- h) La separación de electrodos tiene gran influencia en los costos de energía. Valores usuales pueden estar entre los 10 y 20 mm.
- i) Para el proceso, se requiere corriente continua, que se podrá obtener mediante baterías o bien con la corriente de la red rectificada. Valores usuales están entre los 20 y 40 A.
- j) Cámara electrolítica: será normalmente de forma rectangular (figuras 11.14.3 y 11.14.4), agrupándose los electrodos en "colmenas". A continuación, se señalan algunos criterios desarrollados por CETESB, que no deben ser considerados como definitivos:

La tasa superficial será de 15 a 35  $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ , con permanencia de 30 a 45 minutos y una altura de lámina líquida de 0,65 m, aproximadamente. Deberán colocarse dispositivos para evitar cortocircuitos hidráulicos.

El área total de electrodos dependerá de 4 variables:

- densidad de corriente ( $D_c$  en  $\text{A}/\text{m}^2$ ),
- relación entre el gas generado ( $G$  en litros/ $\text{m}^2$  de electrodos por día) y la carga de sólidos suspendidos del líquido cloacal crudo ( $S_{ss}$ ),
- permanencia hidráulica y
- eficiencia esperada (en remoción de DBO o sólidos suspendidos).

Obsérvese al respecto las figuras 11.14.1 y 11.14.2.

De los estudios realizados, se obtuvo una ecuación que vincula la producción de gas con la densidad de corriente  $D_c$ :

$$G \text{ (l/m}^2 \cdot \text{s)} = 16,60 D_c \text{ (A/m}^2) - 3,5 \quad (1)$$

válida para  $D_c$  entre 2 y 12.

El proyectista podría proceder de la siguiente manera:

Seleccionar permanencia y relación  $G/S_{ss}$ , de manera que, de acuerdo a las curvas de figuras 11.14.1 y 11.14.2, se obtengan las eficiencias mínimas deseadas.

Con la ecuación (1), se puede calcular la densidad de corriente necesaria  $D_c$ .

Seleccionando una tasa superficial que esté dentro de los valores antes citados y una altura de cámara electrolítica, se pueden tener, tentativamente, las dimensiones de esta última y con ello la superficie de placas. Con este último valor y con  $D_c$ , se puede calcular la corriente eléctrica.

Se fija el espesor de las placas (usualmente, entre 3 y 5 mm) y la separación entre las mismas (entre 10 y 20 mm).

El número de placas en el ancho de la cámara se obtiene con:

$$NP = \frac{A + d - 2a}{e + d} \quad \text{donde:}$$

NP = número de placas

A = ancho de la cámara

a = distancia de placas extremas hasta pared de cámara

e = espesor de placas

d = separación de placas

Conociendo el peso específico del material de las placas, se puede calcular el peso total.

Se recomienda que el peso de cada colmena esté entre 100 y 150 kg, por razones de facilidad de limpieza, montaje y sustitución. En base a esto y al peso total de placas calculado, se puede obtener el número de colmenas.

La resistencia eléctrica del líquido cloacal se puede obtener con:

$$R = \frac{NC * d}{(NP - 1) * X * S} \quad \text{donde:}$$

R = resistencia eléctrica (Ohms)

NC = número de colmenas en serie

NP = número de placas por colmena

X = conductividad eléctrica del líquido cloacal en Mhos/cm

d = separación entre placas (cm)

S = área útil de placas (cm<sup>2</sup>)

Como la resistencia real se ha verificado que es mayor que el valor antes calculado, la potencia eléctrica, en Watts, se calcula de acuerdo a:

$$P = (1,7 \text{ a } 2,5) R * I^2$$

#### 11.14.9.- Conclusiones

De la información conocida sobre la operación de las plantas construidas, surge que este tratamiento no se presenta todavía como competitivo frente a los biológicos convencionales, en aspectos fundamentales como eficiencias, facilidad de operación y costos.

Por otra parte, durante el proceso, ocurren fenómenos muy complejos que dificultan el conocimiento de parámetros de diseño confiables.

Sería conveniente, entonces, no adoptar esta tecnología hasta tanto no esté sustentada con resultados favorables, obtenidos en plantas piloto controladas por químicos, sanitaristas, electricistas, agrónomos, biólogos, etc. y que permitan normatizar su aplicación.

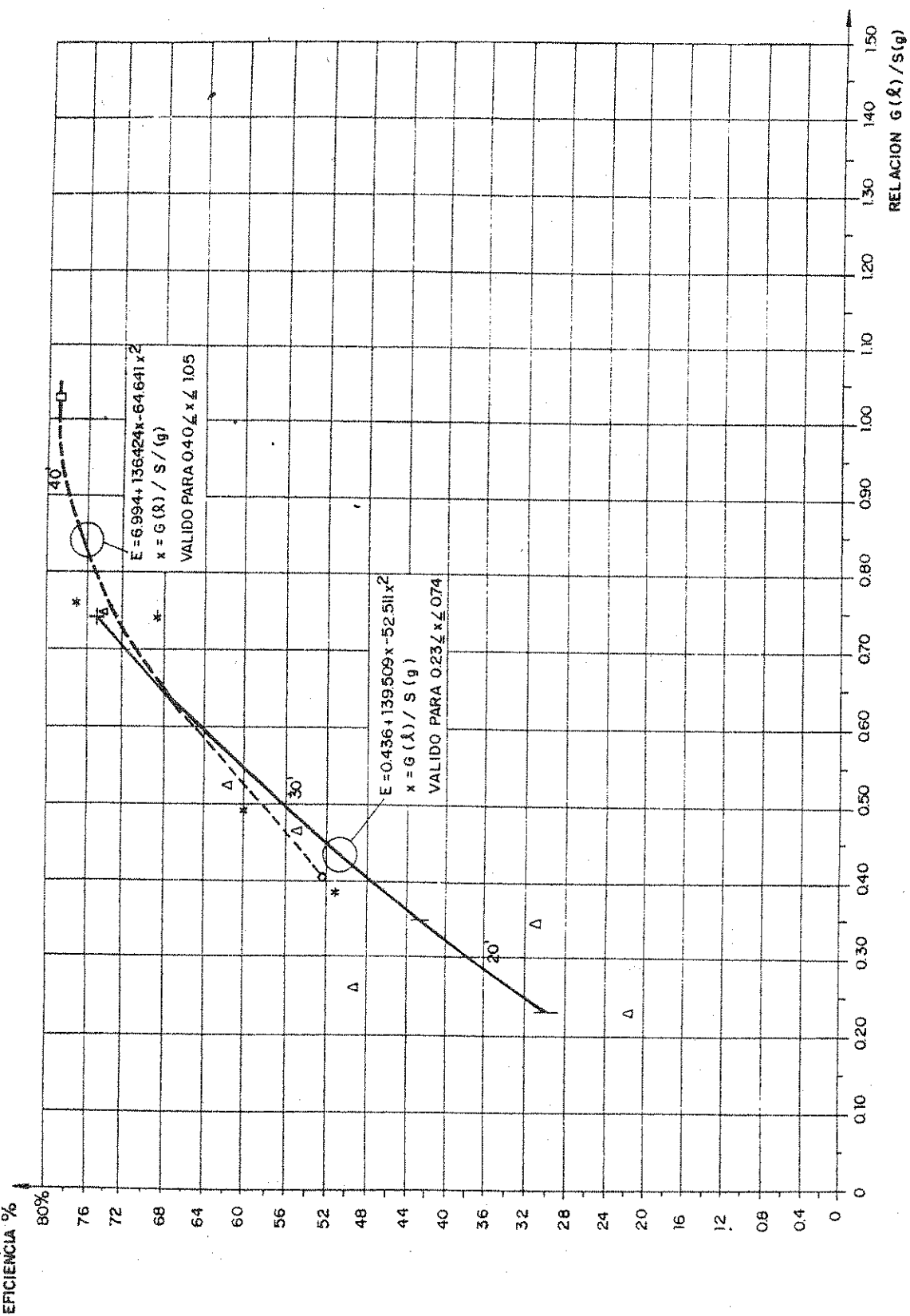


Figura 11.14.1

Porcentaje de remoción de DBO  
en función de la relación gas-sólidos



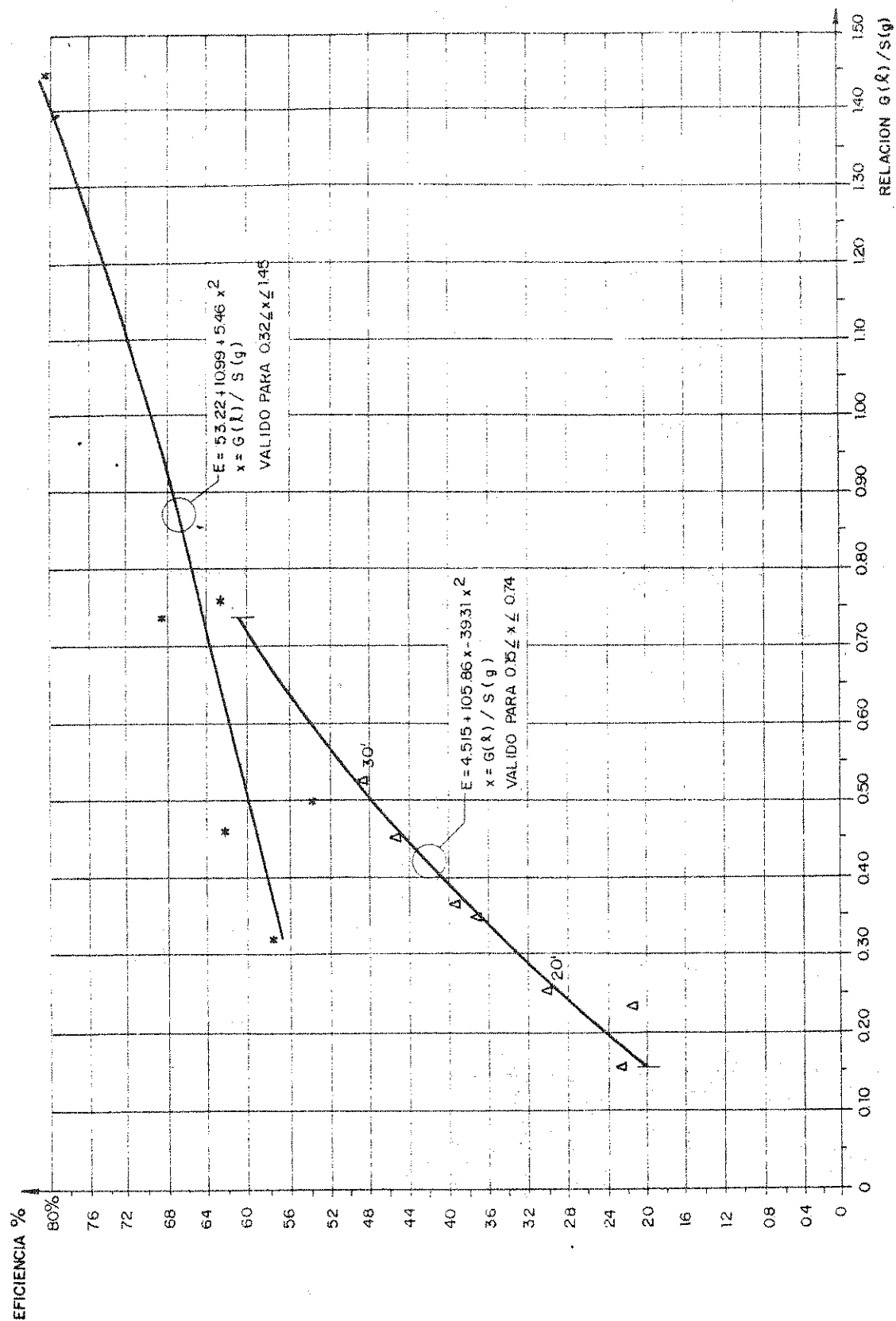


Figura 11.4.2

Porcentaje de remoción de sólidos en suspensión  
en función de la relación gas-sólidos

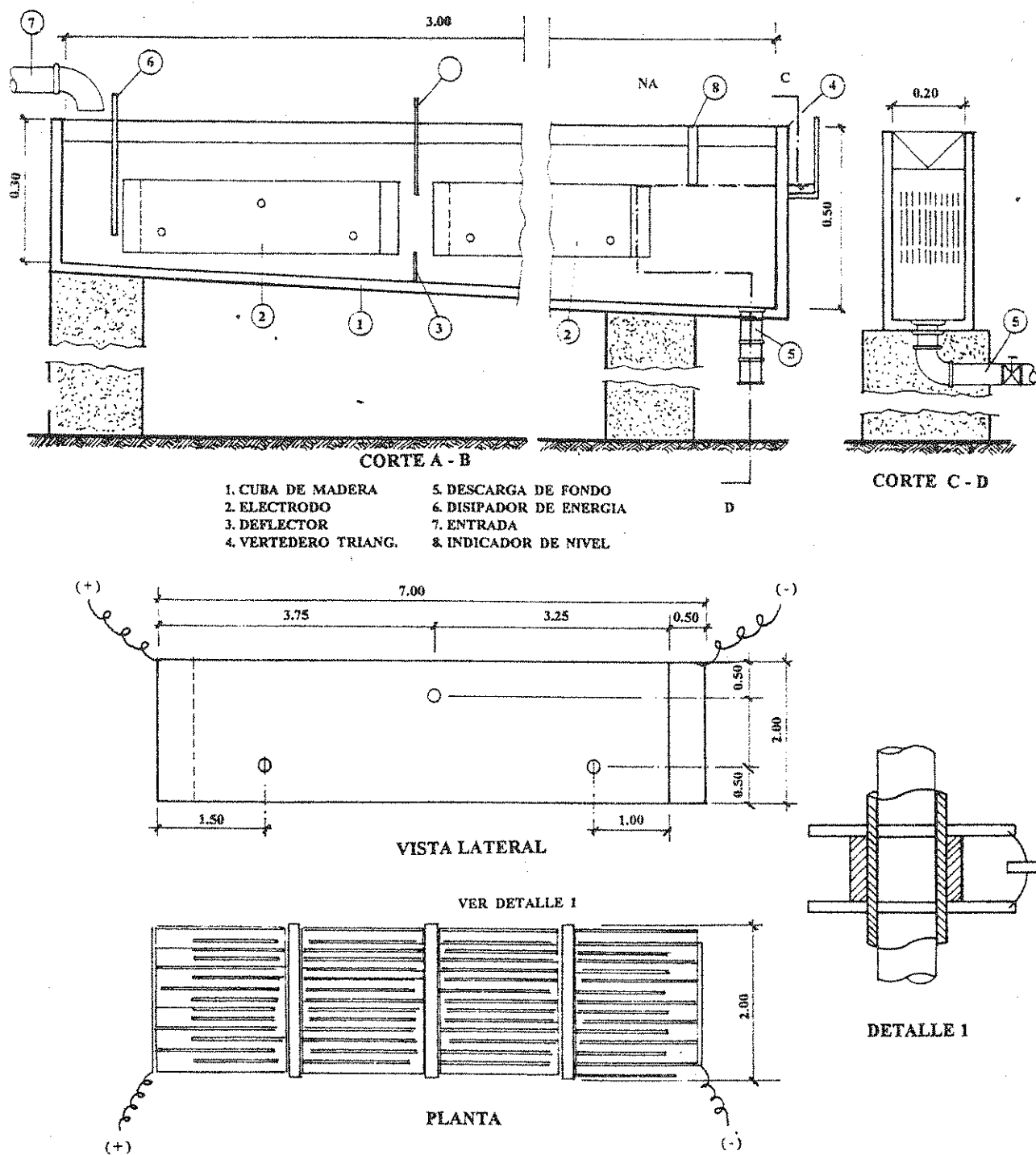


Figura 11.14.3  
Cuba electrolítica

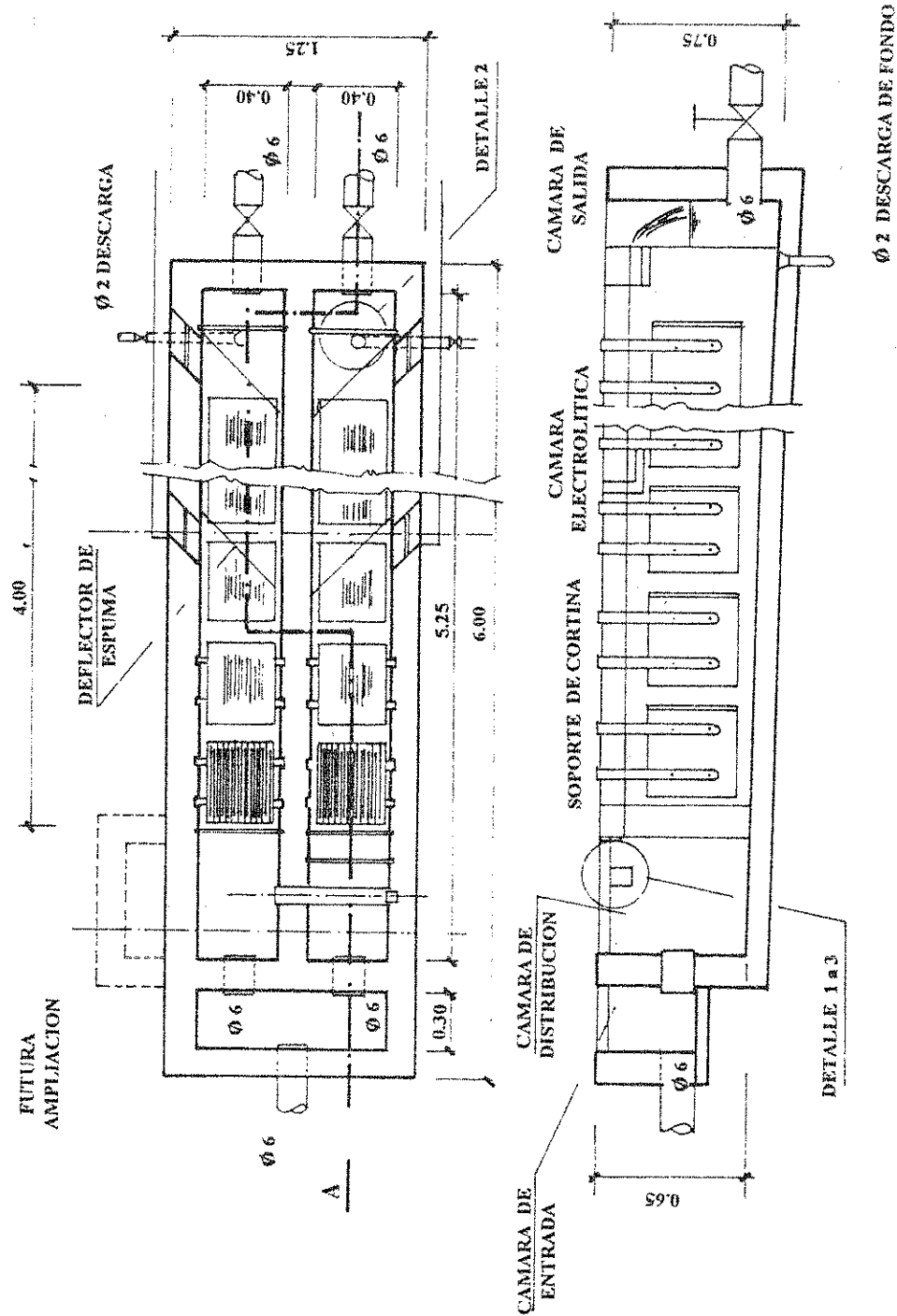


Figura 11.14.4  
Cámara electrolítica

## **11.15.- TRATAMIENTO SOBRE EL TERRENO**

### **11.15.1.- Introducción**

El tratamiento de aguas residuales domésticas sobre el terreno, implica la utilización de la superficie y la estructura del suelo con su vegetación, para retener y degradar los componentes nocivos del desagüe. Existe una gama de alternativas dentro de esta tecnología que permite alcanzar objetivos de tratamiento diferentes a la vez que se reusa el agua y se aprovechan los nutrientes en agricultura.

La práctica del tratamiento en terreno es muy antigua y se encuentran antecedentes de su aplicación en Europa y Estados Unidos de Norteamérica durante la segunda mitad del siglo pasado y comienzos del actual. Posteriormente, a medida que la urbanización fue ganando espacio a las áreas semirurales, el tratamiento en terreno fue siendo reemplazado por plantas depuradoras. Sin embargo, en los últimos años ha resurgido el interés por actualizar esta tecnología y sus métodos de control. Por ejemplo, la legislación estadounidense exige que todo proyecto de tratamiento de aguas residuales domésticas financiado con fondos federales evalúe en forma prioritaria la aplicabilidad de esta alternativa de tratamiento.

Aquí se prestará especial atención a las técnicas de infiltración lenta, infiltración rápida y escurrimiento superficial. Además, se indicarán los principios de los sistemas de distribución superficial.

### **11.15.2.- Factores de Importancia en el Tratamiento sobre el Terreno**

Existen diferentes factores relativos a las características del suelo, del agua residual y del clima que pueden incidir sobre el tipo de pretratamiento a utilizar y el sistema de tratamiento sobre terreno a aplicar.

#### **11.15.2.1.- Permeabilidad**

En términos generales la permeabilidad de un terreno, indica la facilidad con que el agua o los gases atraviesan el mismo. El agua se mueve a través de un medio poroso como el suelo de acuerdo con la Ley de Darcy:

$$q = K \cdot dH / dl$$

Donde:

$q$  = flujo de agua por unidad de area transversal (cm/h)

$K$  = permeabilidad (cm/h)

$dH/dl$  = gradiente hidráulico o pérdida de carga (m/m)

$H$  = carga hidráulica total (m)

$l$  = longitud de percolación (m)

La permeabilidad se define como la constante de proporcionalidad  $K$ . Sin embargo, la permeabilidad no es una verdadera constante ya que depende del contenido de agua del terreno. Aún en condiciones de saturación,  $K$  puede variar a través del tiempo debido al hinchamiento de las partículas de arcilla, al cambio de la distribución del tamaño de poros por reacomodamiento de las partículas, o bien, debido a la modificación de la naturaleza química del sistema agua-suelo.

La permeabilidad del terreno puede reducirse debido a la descarga de aguas con altos porcentajes de sodio. Esto ocurre debido a que el ión  $Na^+$  en su estado hidratado es mucho mayor que otros iones, en particular  $Ca^{2+}$  y  $Mg^{2+}$ . Como consecuencia, la capa de iones  $Na^+$  necesaria para neutralizar las partículas de arcilla es más gruesa y las mismas se ven obligadas a separarse entre sí permaneciendo por lo tanto dispersas. Por otra parte, el tipo de vegetación también podrá aumentar la permeabilidad del suelo hasta la zona donde llegan las raíces de las plantas.

En terrenos arcillosos, las partículas de arcilla se hallan cargadas negativamente y debido a ello se repelen entre sí permaneciendo dispersas en el suelo. Cuando el agua residual es muy salina, puede contener cationes suficientes para neutralizar las cargas de estas partículas y permitir que ellas se aglomeren. La floculación de las partículas resultará en un agrandamiento de los poros del terreno y como consecuencia se incrementará su permeabilidad.

El siguiente cuadro 11.15.1 define las clases texturales del terreno. Esta clasificación puede variar un poco de un autor a otro pues depende de la antigüedad de los mismos y las interpretaciones locales.

## Clasificación de los suelos según su textura

Nombre común	Textura	Clases Texturales
Terrenos Arenosos	Gruesa  Moderada	Arena Arena gredosa  Greda arenosa Greda arenosa fina
Terrenos Gredosos	Intermedia  Moderadamente Fina	Greda arenosa muy fina Greda Greda limosa Limo  Greda arcillosa Greda arcillosa/arenosa Greda arcillosa/limosa
Terrenos arcillosos	Fina	Arcilla arenosa Arcilla limosa Arcilla

## 11.15.2.2.- Velocidad de Infiltración

Se define como velocidad de infiltración a la velocidad a la cual el agua entra al suelo desde la superficie. Cuando el suelo está relativamente seco, la velocidad de infiltración es más alta porque el agua está entrando por poros grandes y grietas. Con el tiempo, estos poros se llenan y las partículas de arcilla se hinchan reduciéndose el tamaño de poros y en consecuencia la velocidad de infiltración disminuye bastante rápidamente hasta que se llega a un valor de estado estacionario.

Esta velocidad de infiltración de estado estacionario puede variar con el tiempo debido a la acumulación de finas partículas, al crecimiento de sólidos biológicos en el interior de los poros del terreno y a la obstrucción de los mismos con gases producidos durante el metabolismo microbiano. También se puede incrementar mediante el cultivo del suelo.

El cambio en esta velocidad como función del tiempo es de interés en el diseño y operación de sistemas de irrigación. El conocimiento de la variación de la capacidad de absorción de agua por el terreno con el tiempo, se requiere para estimar el tiempo de aplicación necesario para el riego.

### 11.15.2.3.- Características Químicas del Suelo

Un balance adecuado de los constituyentes químicos del suelo es importante para la renovación del agua a tratar y el crecimiento de las plantas. La aplicación del agua residual al terreno podrá modificar propiedades químicas del mismo tales como:

- Potencial de hidrógeno (pH)
- Salinidad
- Porcentaje de nutrientes y metales
- Capacidad de intercambio iónico

#### Potencial de hidrógeno (pH):

En general los valores menores a 5,5 y mayores a 8,5 resultan perjudiciales para la mayoría de las plantas. Además, para valores menores a 5,5, la capacidad de retención de metales por el suelo disminuye significativamente y para valores mayores a 8,5, posiblemente se tendrá un alto porcentaje de sodio y en consecuencia probables problemas de permeabilidad.

El pH del suelo puede determinarse en campo sobre una pasta suelo-agua empleando un peachímetro portátil con electrodo de vidrio. En la determinación se utilizan distintas proporciones suelo/agua: 1:1; 1:2; 1:5; 1:10; y una pasta saturada. Es conveniente el uso de una solución de sal diluída para enmascarar pequeñas diferencias en la concentración de sal de la mezcla suelo-agua.

Las condiciones ácidas de un terreno pueden corregirse mediante el agregado de carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) al mismo y las alcalinas con la adición de agentes acidificantes.

#### Salinidad:

Los niveles de salinidad de un suelo se miden usualmente sobre la base de la conductividad eléctrica de una solución extracto obtenida de una muestra de terreno saturado. Se considera suelo salino a aquel que alcanza valores de conductividad mayores que 4.000 micro-mho/cm a 25°C. El crecimiento de la vegetación se puede ver limitado por la presencia de un exceso de sales.

El cuadro 11.15.2 presenta los efectos que puede causar la salinidad del suelo sobre el crecimiento de los cultivos.

Niveles de salinidad que limitan el crecimiento  
de los cultivos

Rango de Salinidad (conductividad eléctrica micro-mho/cm a 25 °C).	Efectos
< 2.000	No se presentan problemas.
2.000 - 4.000	Se limita el desarrollo en cultivos sensibles.
4.000 - 8.000	Se limita el crecimiento de algunos cultivos.
8.000 - 16.000	Se limita el crecimiento de todos en general.
> 16.000	Sólo muy pocos cultivos toleran estas concentraciones.

**Nutrientes:**

Los nutrientes esenciales para las plantas son: carbono (C), hidrógeno (H), oxígeno (O<sub>2</sub>), nitrógeno (N<sub>2</sub>), fósforo (P), potasio (K), azufre (S), magnesio (Mg), calcio (Ca), hierro (Fe), cinc (Zn), cobre (Cu), manganeso (Mn), molibdeno (Mo), cloruros (Cl<sup>-</sup>) y boro (B). El sodio y el cobalto son necesarios para algunos cultivos.

Los elementos nitrógeno, fósforo, potasio, azufre, magnesio y calcio se designan como macronutrientes debido a que se requieren en cantidades relativamente grandes. Los restantes son denominados micronutrientes. La deficiencia en cualquiera de ellos puede afectar adversamente el crecimiento de los cultivos.

El cuadro 11.15.3 indica el consumo típico de nutrientes para algunos cultivos.

**Metales y otros elementos nocivos:**

Algunos nutrientes como boro, zinc, cobre y magnesio pueden resultar tóxicos para las plantas por encima de ciertos niveles de concentración. Contaminantes como el arsénico y los metales cadmio, plomo, mercurio, níquel y cromo presentes en el agua residual pueden también ser fitotóxicos en determinadas concentraciones.



Cuadro 11.15.3  
Consumo típico de nutrientes por algunos cultivos

Cultivo	Consumo (Kg / Ha * año)		
	Nitrógeno	Fósforo	Potasio
Alfalfa	225 - 540	25 - 35	175 - 225
Maíz	175 - 195	20 - 30	105
Algodón	75 - 115	15	40
Papa	230	20	245 - 320
Soja	105 - 145	10 - 20	30 - 55
Trigo	55 - 90	17	20 - 45

Para la determinación de metales en el suelo se pueden utilizar dos técnicas:

- Extracción parcial (fracción soluble)
- Descomposición total

En la primera de ellas la extracción se realiza con un agente quelante. La determinación de los metales en el extracto se lleva a cabo por absorción atómica. Este método permite medir el contenido de metales disponible para consumo de la planta.

En la descomposición total se solubilizan todos los metales por medio de una digestión ácida en caliente. Este procedimiento arrojará los resultados finales más reproducibles. Su desventaja es que resulta caro e insume mucho tiempo.

En el cuadro 11.15.4 se detallan los niveles de fitotoxicidad del boro en suelos:

Cuadro 11.15.4  
Niveles de fitotoxicidad del boro sobre los cultivos

Valores obtenidos con un extracto de suelo saturado (ppm)	Efectos sobre los cultivos
< 0,5	Satisfactorio para todo tipo de cultivos
0,5 a 1	Los cultivos sensibles podrían mostrar un daño visible.
1 a 5	Los cultivos de sensibilidad intermedia podrían mostrar un daño visible.
5 a 10	Los cultivos resistentes podrían mostrar un daño visible.

### Intercambio iónico:

El sodio en el terreno puede ser desplazado por cationes calcio debido al mecanismo de intercambio iónico. El calcio se puede suministrar como yeso ( $\text{CaSO}_4$ ) en forma de polvo seco o disuelto en el agua residual. Si el suelo es calcáreo, es decir que contiene Ca en forma de sales insolubles como carbonatos, sulfatos y fosfatos, el calcio puede ser solubilizado mediante la adición de sulfuros, ácido sulfúrico, sulfato de hierro, sulfato de aluminio, etc.

El grado con el cual el sodio podrá ser adsorbido por un terreno cuando se llega a condiciones de equilibrio puede estimarse mediante la RAS (relación de adsorción de sodio)

$$\text{RAS} = \frac{\text{Na}^+}{\sqrt{((\text{Ca}^{2+} + \text{Mg}^{2+}) / 2)}}$$

donde las concentraciones se dan en meq/L.

En suelos arcillosos se pueden presentar problemas de permeabilidad cuando el valor de la RAS excede a 9.

### Características geológicas:

Su consideración resulta muy importante para establecer la ubicación geográfica del sistema de tratamiento. Las formaciones y discontinuidades geológicas podrían ocasionar un modelo de flujo inesperado hacia la napa freática. Se podría producir un cambio de dirección en la corriente de líquido o un cortocircuito del flujo que percola a través del terreno lo que reduciría el tiempo de residencia del agua con la consecuente disminución en la eficiencia del tratamiento.

Es conveniente contar con la información correspondiente al área de tratamiento considerada, la cual puede hallarse disponible en Departamentos o Direcciones de Geología de instituciones nacionales o provinciales.

#### 11.15.2.4.- Características Climáticas

Debe realizarse un estudio de las condiciones climáticas tales como: precipitación, evapotranspiración, temperatura y vientos predominantes a fin de determinar un balance de agua, el número de días por año que el sistema no podrá operar y el requerimiento de capacidad de almacenamiento. Se deberá recabar información sobre las condiciones climáticas del área de tratamiento a considerar disponible en las estaciones meteorológicas más cercanas. El cuadro 11.15.5 indica los factores climáticos a evaluar y su aplicación.

## Cuadro 11.15.5

## Análisis climático

FACTOR	DATOS NECESARIOS	ANÁLISIS	APLICACION
Precipitación	Promedio anual Máximo, mínimo	Análisis de frecuencia	Balance de agua
Lluvia intensa	Intensidad, duración	Análisis de frecuencia	Estimación del agua escurrida
Temperatura	Días con temp. promedio menor a 0°C.	Período sin heladas	Almacenamiento, eficiencia de tratamiento, estación de mayor crecimiento del cultivo
Viento	Velocidad y dirección	----	Interrupción del riego por aspersión.

## 11.15.2.5.- Pretratamientos

Al seleccionar alternativas de pretratamiento deberán tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Definición de la calidad del líquido pretratado.
- Selección de un sistema de pretratamiento capaz de alcanzar el nivel elegido.
- Definición de criterios de diseño y ejecución del detalle para el sistema de pretratamiento seleccionado.

En general, un pretratamiento seleccionado adecuadamente, permitirá garantizar el buen funcionamiento del sistema de tratamiento sobre terreno por las siguientes razones:

- Mejora de la confiabilidad del sistema de distribución
- Reduce las posibilidades de molestias en el área de influencia.
- Mejora la eficiencia de tratamiento.
- Disminuye los problemas de colmatación del terreno.
- Reduce del impacto ambiental.

De acuerdo con la necesidad de disminuir el impacto sobre los diferentes componentes del sistema, el cuadro 11.15.6 indica los requerimientos de pretratamiento.

Cuadro 11.15.6

Requerimiento de Pretratamiento

Componente del Sistema	Problemas Posibles	Grado de Pretratamiento y Medidas Sugeridas
Almacenamiento	Acumulación de sólidos y generación de olores.	Tamizado - Adición de aereadores Primario - Adición de aereadores Biológico
Sistema de distribución	Sedimentación de sólidos y taponamiento de orificios.	Tamizado - Control de la velocidad del líquido y orificios de aspersores más grandes Primario - Control de la velocidad del líquido Biológico
Cultivos	Selección limitada	Tamizado - Limitado a cultivos de alta tolerancia (ej.: pastos) Primario - Limitado a forrajes y semillas Biológico - Desinfectado para adecuarse a requerimientos específicos
Carga hidráulica	Carga reducida por infiltración rápida	Tamizado - Mayor mantenimiento del área de aplicación. Primario - Mayor mantenimiento del área de aplicación o cosecha de la vegetación. Biológico
Acceso del público	Riesgo sanitario por contacto directo	Tamizado - Creación de áreas de acceso restringido o desinfección. Primario - Creación de áreas de acceso restringido o desinfección. Biológico - Desinfección para áreas de acceso público.

11.15.3.- Aplicabilidad del Tratamiento sobre el Terreno

Al evaluar la aplicabilidad de un sistema de tratamiento sobre el terreno deben tenerse en cuenta aspectos tales como el objetivo de tratamiento a alcanzar, la eficiencia esperable del sistema elegido y la adecuación del lugar seleccionado para su emplazamiento. A continuación se presentan algunas consideraciones referidas a cada alternativa de tratamiento sobre el terreno en particular. El Cuadro 11.15.7 resume las características más salientes de los sistemas más utilizados.

Cuadro 11.15.7

Comparación de las características de los sistemas  
de tratamiento sobre el terreno

Características	Infiltración lenta	Infiltración Rápida	Escurrimiento Superficial
Técnicas de aplicación	Aspersión o superficial	Generalmente superficial	Aspersión o superficial
Tasa de aplicación anual (m)	0,6 - 6,0	6 - 170	3 - 21
Area de tratamiento usualmente requerida (Ha)	23 - 230	1 - 23	7 - 45
Tasa de aplicación semanal (cm)	1 - 10	10 - 300	6 - 15 <sup>a</sup> 15 - 40 <sup>b</sup>
Pretratamientos mínimos	Sedimentación primaria	Primario	Rejas y tamizado
Mecanismos principales	Evapotranspiración y percolación	Percolación principalmente	Escurrimiento superficial y evapotranspiración con algo de percolación.
Requerimientos de vegetación	Requiere	Opcional	Requiere

<sup>a</sup> Rango de aplicación para agua residual filtrada.

<sup>b</sup> Rango de aplicación para efluentes secundarios o provenientes de lagunas.

#### 11.15.4.- Infiltración Lenta

En los sistemas de infiltración lenta, la vegetación desempeña un papel fundamental en la retención de agua y nutrientes. Su funcionamiento se asemeja al de un sistema de riego. El agua residual va siendo depurada a medida que el líquido atraviesa la estructura del terreno y percola hacia las napas de agua subterránea. Cuando se aplica esta variante, generalmente no se permite el escurrimiento superficial del líquido. La aplicación puede realizarse mediante surcos, distribución superficial o aspersión tal como se esquematiza en la figura 11.15.1.

#### 11.15.4.1.- Objetivos

La utilización de la infiltración lenta puede permitir alcanzar simultáneamente varios objetivos tales como:

- Depuración del agua residual aplicada.
- Aprovechamiento de nutrientes mediante agricultura.
- Reuso del efluente tratado para el riego de parques y forestación.

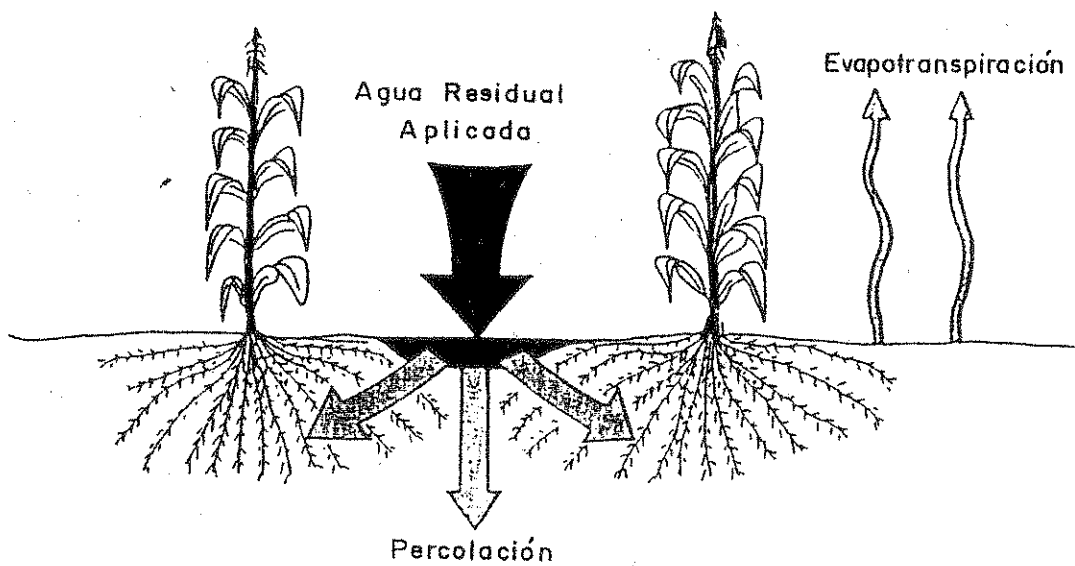
Cuando el objetivo principal es la depuración del agua residual, la carga hidráulica a aplicar se ve limitada por la capacidad de infiltración del terreno o bien por la capacidad de remoción de nitrógeno del sistema suelo-vegetación. Si el terreno presenta estratos impermeables o una napa freática poco profunda se puede aumentar la carga hidráulica aplicable mediante la instalación de un sistema de drenaje.

Por otra parte, si lo que se busca es optimizar el rendimiento de la agricultura, la carga hidráulica a aplicar se fija de acuerdo con el requerimiento consuntivo del cultivo, a fin de compensar las pérdidas por evaporación, evapotranspiración, y el propio almacenamiento de agua en la planta. Cuando el agua no es el limitante, el nitrógeno y el fósforo pueden reciclarse mejorando el rendimiento de cultivos tales como maíz, sorgo o similares.

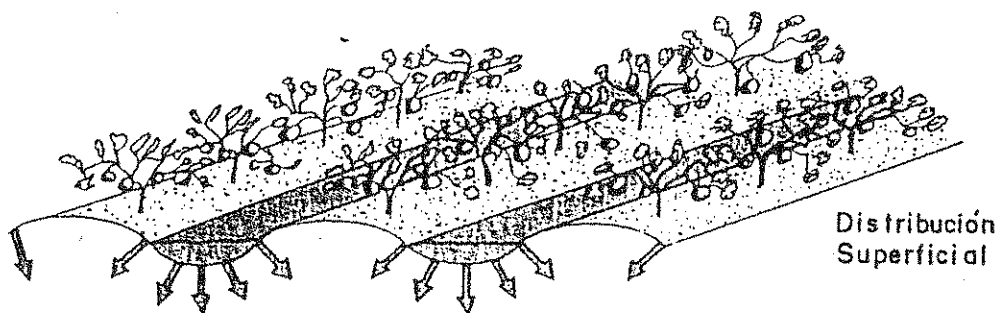
El riego de parques puede permitir un ahorro considerable de agua potable, sin embargo, generalmente se requiere la utilización de efluente desinfectado. La utilización de zonas boscosas como área de aplicación puede resultar conveniente cuando la generación de agua residual tiene lugar en un punto próximo. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que las especies que conforman el bosque están adaptadas al régimen natural de precipitaciones y el cambio del nivel de humedad del terreno puede modificar el tipo de vegetación predominante. Otra limitación a considerar en la aplicación en bosques, es su escasa remoción de nitrógeno. El empleo de esta alternativa en forestaciones nuevas siempre debe tenerse en cuenta especialmente en regiones áridas y semiáridas.

#### 11.15.4.2.- Eficiencia

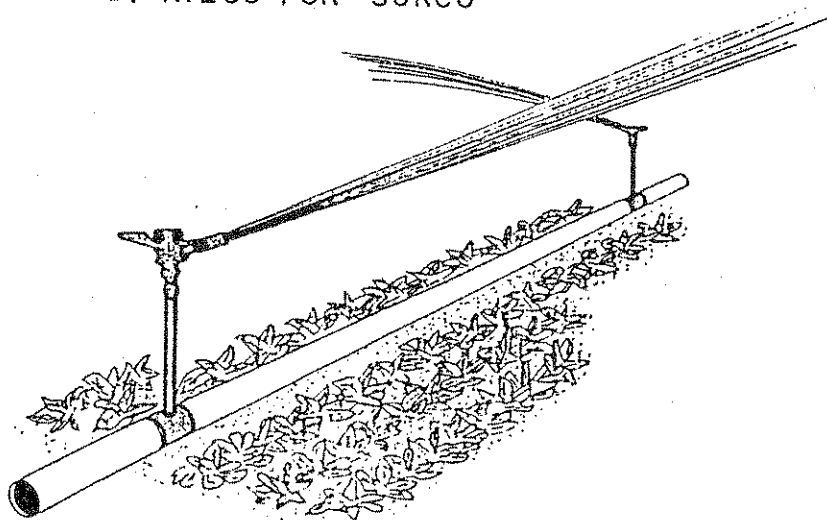
El cuadro 11.15.8 presenta datos sobre la calidad de efluente esperable para cada opción de tratamiento en terreno. Entre las alternativas evaluadas, el tratamiento por infiltración lenta es el que puede producir los mejores resultados cuando los sistemas están bien diseñados y operados.



a) TRAYECTORIA DEL LIQUIDO



b) RIEGO POR SURCO



c) DISTRIBUCION POR ASPERSION

Figura 11.15.1

Tratamiento sobre el terreno por infiltración lenta

Cuando se utiliza infiltración lenta, la materia orgánica aplicada se degrada principalmente en los primeros centímetros del terreno. Los mecanismos iniciales de remoción de DBO son filtración y adsorción, y por último se completa la oxidación biológica.

La retención de sólidos suspendidos se produce principalmente por filtración. Los sólidos orgánicos se oxidan biológicamente, mientras que los sólidos fijos o minerales se incorporan a la estructura del terreno.

El nitrógeno es removido principalmente por los cultivos, y la eficiencia de este proceso varía con la especie y su rendimiento. Para mejorar la remoción, es conveniente cosechar, es decir retirar físicamente del terreno, la parte de la planta que contiene el nitrógeno. Asimismo, se han verificado procesos de denitrificación en terrenos con condiciones predominantemente aeróbicas.

Cuadro 11.15.8

Calidad de agua tratada esperable  
con tratamiento sobre el terreno

Parámetro	INFILTRACION (a) LENTA		INFILTRACION (b) RAPIDA		ESCURRIMIENTO (c) SUPERFICIAL	
	Valor medio	Máximo	Valor medio	Máximo	Valor medio	Máximo
DBO	<2	<5	2	<5	10	<15
Sólidos suspend.	<1	<5	2	<5	10	<20
Nitrógeno de amoníac	<0,5	<2	0,5	<2	0,8	<2
Nitrógeno total	3	<8	10	<20	3	<5
Fósforo total	<0,1	<0,3	1	<5	4	<6

(a) Percolación de efluente primario o secundario a través de 1,5 m de terreno.

(b) Percolación de efluente primario o secundario a través de 4,5 m de terreno.

(c) Escurrimiento superficial de agua residual doméstica (desarenada y pretratada con triturador) sobre una pendiente de 45 m.



El fósforo es retenido en el terreno por dos mecanismos de fijación: adsorción y precipitación química. La eficiencia de este proceso es generalmente elevada cuando se utiliza infiltración lenta y depende más de las propiedades del terreno que de la concentración de fósforo aplicada. Entre un 15 y un 30% del fósforo aplicado es retenido por el cultivo, dependiendo de su tipo.

#### 11.15.5.- Infiltración Rápida

Cuando se utiliza infiltración rápida, la mayor parte del agua residual aplicada percola a través del terreno y, finalmente, el líquido tratado alcanza las napas de agua subterránea. Este método de tratamiento es viable en suelos arenosos o limo-arenosos con alta permeabilidad. El agua residual se aplica por inundación o aspersión y la depuración se produce a medida que el líquido percola. En este caso generalmente no se utiliza vegetación.

La figura 11.15.2 esquematiza el recorrido típico del líquido cuando se emplea infiltración rápida. La proporción de agua residual aplicada que percola a las napas subterráneas es mucho mayor que en infiltración lenta. Además, el uso consuntivo de las plantas es casi inexistente y la evaporación, notablemente inferior debido a la utilización de una superficie de terreno menor. En muchos casos, la recuperación del agua tratada es parte del sistema, para lo cual se utiliza un sistema de drenaje o una serie de pozos, tal como se indica en la figura 11.15.2.

##### 11.15.5.1.- Objetivos

Los objetivos buscados con la utilización de infiltración rápida pueden incluir, entre otros:

- Recarga de acuíferos.
- Recuperación de agua tratada mediante pozos o sistemas de captación con el subsiguiente reuso o descarga.
- Recarga de cuerpos de agua superficiales mediante captación de agua subterránea.
- Almacenamiento temporario en el acuífero del agua tratada.

La recarga de un acuífero por infiltración rápida puede ayudar a revertir el gradiente hidráulico del mismo cuando la calidad de su agua subterránea se ve amenazada por intrusión salina. Por otra parte, el retorno de agua tratada a cuerpos superficiales mediante pozos o sistemas de captación puede ser necesario por razones de derecho del uso del agua. Asimismo, cuando la calidad esperable del líquido

tratado por un sistema de infiltración rápida se considera incompatible con la calidad del acuífero, se requiere su captación y posterior reuso a fin de evitar la alteración de la calidad original del acuífero.

#### 11.15.5.2.- Eficiencia

Cuando se utiliza infiltración rápida, la remoción de sólidos suspendidos, DBO y coliformes fecales es en general casi completa. Esto se debe al efecto de tamizado y filtrado que tiene lugar en el terreno. Por su parte, la remoción de nitrógeno normalmente es escasa, aunque el efluente obtenido está nitrificado.

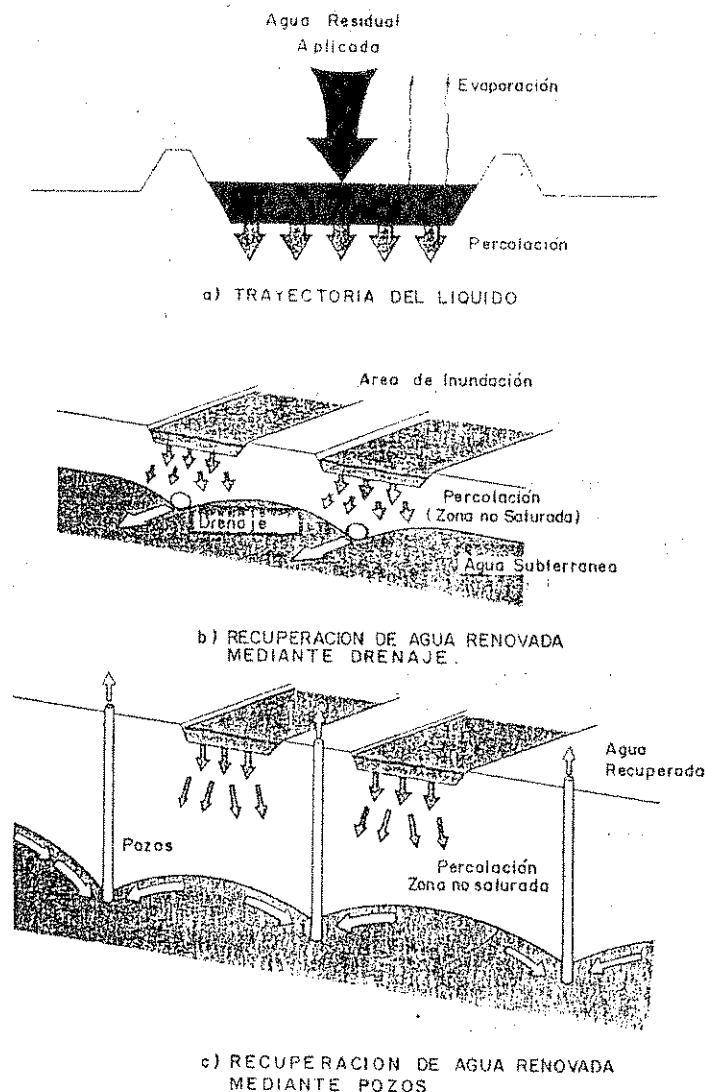


Figura 11.15.2

Infiltración rápida

La eficiencia en la remoción de fósforo puede variar entre 70 y 99%, dependiendo de las características físicas y químicas del terreno. Al igual que en infiltración lenta, los mecanismos de remoción más importantes son adsorción y precipitación química, por lo tanto, la capacidad de remoción en el largo plazo está limitada por la masa de suelo en contacto con el agua residual. Otros factores de importancia que inciden en la retención de fósforo son el tiempo de permanencia en el terreno y la distancia que recorre.

#### **11.15.6.- Esgurrimiento Superficial**

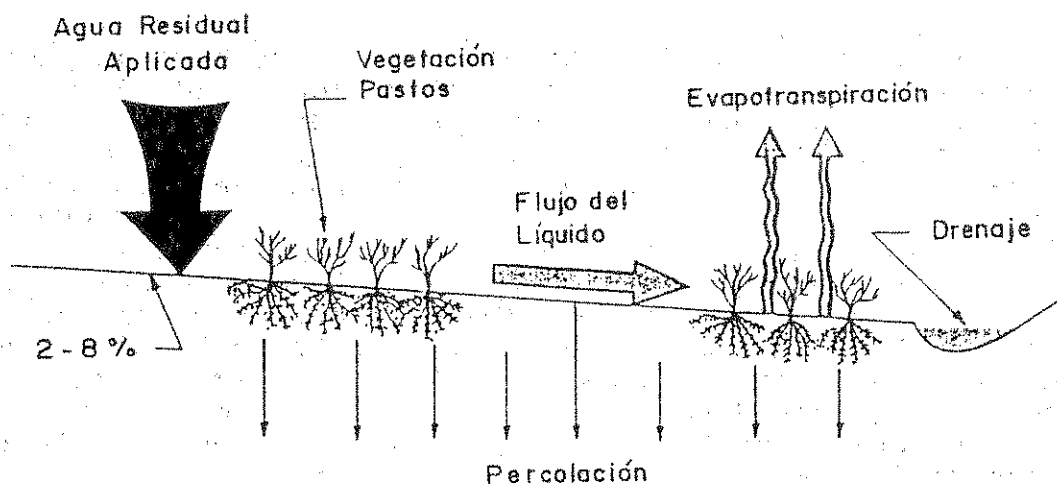
Esta alternativa de tratamiento consiste en aplicar el agua residual en suelos con pendiente y escasa permeabilidad. El líquido a tratar recorre el terreno desde la parte superior alcanzando canales transversales al sentido de esgurrimiento a medida que desciende. De este modo, el agua residual fluye formando una delgada película sobre el suelo, siendo depurada por mecanismos físicos, químicos y biológicos. La figura 11.15.3 muestra un esquema de un sistema de esgurrimiento superficial típico. Como puede verse, la percolación de líquido es escasa.

##### **11.15.6.1.- Objetivos**

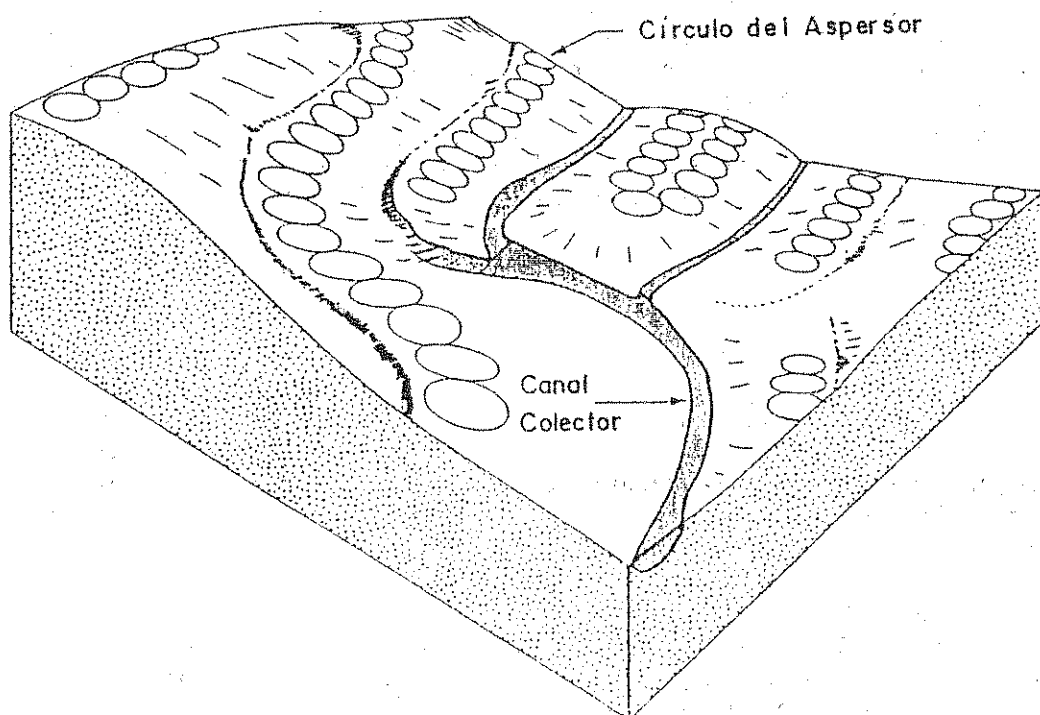
Esta alternativa de tratamiento generalmente está dirigida a la depuración de agua residual y, en menor medida, a la agricultura. El objetivo del tratamiento puede ser alcanzar la calidad de un efluente secundario partiendo de un líquido con tratamiento primario; o bien lograr una elevada remoción de nitrógeno y DBO, comparable a la del tratamiento terciario a partir de efluente secundario. El líquido tratado se colecta al pie de las terrazas de esgurrimiento y de allí puede reutilizarse o descargarse a cuerpos de agua superficiales. Los terrenos empleados para el esgurrimiento pueden dedicarse al cultivo de forraje o a la preservación de áreas verdes.

##### **11.15.6.2.- Eficiencia**

Los principales mecanismos de remoción de materia orgánica y sólidos suspendidos son oxidación biológica, sedimentación y filtración a través de la vegetación. Se ha verificado la necesidad de períodos de aclimatación del orden de los tres meses para lograr los mejores resultados.



a) TRAYECTORIA DEL LIQUIDO



b) VISTA DE UNA APLICACION POR ASPERSION

Figura 11.15.3  
Esgurrimiento superficial

En la remoción de nitrógeno se le atribuye un papel importante al proceso de denitrificación. Además, la utilización de este nutriente por parte de cultivos puede implicar una vía de remoción significativa. Sin embargo, este último mecanismo solamente puede considerarse de importancia permanente si el cultivo se cosecha y se retira del terreno. La volatilización de amoníaco puede ser importante si el pH del líquido es superior a 7. Cuando se utiliza escurrimiento superficial es dable esperar niveles de remoción de nitrógeno entre 75 y 90%, quedando la mayor parte del nitrógeno residual en la forma de nitrato ( $\text{NO}_3^-$ ). A medida que la temperatura ambiente desciende los niveles de nitrato y amoníaco residual aumentan debido a la disminución de la actividad biológica y a la menor utilización por parte de las plantas.

Los mecanismos de remoción del fósforo son esencialmente los mismos que en infiltración lenta y rápida, es decir: precipitación y adsorción. Sin embargo, la eficiencia de este tratamiento es limitada en virtud del escaso contacto entre el agua residual y los puntos de adsorción ubicados a cierta profundidad dentro del terreno. Las remociones de fósforo con escurrimiento superficial generalmente varían entre 30 y 60% en términos de concentración. Adicionando al agua residual algún coagulante inorgánico como sulfato de aluminio o cloruro férrico antes de su aplicación al terreno puede mejorarse la remoción de fósforo.

#### 11.15.7.- Otros Procesos

En los últimos años se ha prestado especial atención a la utilización de ecosistemas naturales para el tratamiento de efluentes domésticos. El empleo de bañados y la aplicación subsuperficial de aguas residuales se cuentan entre estas alternativas.

Los bañados son terrenos cenagosos inundados por aguas de origen pluvial o por algún río o laguna cercana. En general poseen abundante vegetación, aunque la gran cantidad de agua con que cuentan impide la mayoría de los usos agrícolas o de silvicultura. Existen distintos tipos de bañados con diferentes reservas de sustrato orgánico, crecimiento vegetativo y además variados niveles de humedad del suelo. Este sistema normalmente requiere de terrenos bajos y saturados con una cobertura total o intermitente de agua estancada.

La depuración del agua residual aplicada a bañados se debe al suelo, la vegetación y los microorganismos que actúan a medida que el líquido se mueve a través y sobre el perfil del terreno. En alguna medida el funcionamiento de los bañados se asemeja a los sistemas de escurrimiento superficial, ya que la mayor parte del agua fluye sobre un terreno relativamente impermeable y la depuración es más

dependiente de la actividad microbiana y vegetal que de la constitución química del suelo.

Los factores que inciden en la selección de la carga hidráulica a aplicar incluyen:

- Tiempo de detención del líquido aplicado.
- Pérdida de agua del sistema por desbordes previstos o infiltración lenta del sistema.
- Mal funcionamiento del sistema debido al lavado producido por lluvias o a la aplicación de agua residual en exceso.

El cuadro 11.15.9 presenta algunos ejemplos de utilización de bañados para el tratamiento de aguas residuales indicando los niveles de calidad de efluente alcanzados.

Cuadro 11.15.9

Criterios generales de eficiencia en algunos sistemas de tratamiento que emplean bañados

Tipo de sistema a	Tratamiento previo	Tasa de Aplicac. cm/d	Concentraciones finales (mg/L)			
			DBO	Sólid. Susp.	Nitróg. Total	Fósforo Total
Bañado/laguna artific.	Aereación	4,6	16	43	4	2,2
Bañado artific.	Primario y secundario	b	5-18	14-80	...	10-12
Bañado natural	Primario y secundario	...	5-27	90-154	0,5-2	1-3
Pantano natural	Laguna	...	<10 b	<40 b	<8 b	<1 b

a La aplicación se realiza durante todo el año.

b La aplicación varía para llegar a tiempos de permanencia entre 5 horas y 10 días.

## 11.15.8.- Diseño de Procesos

### 11.15.8.1.- Sistema de Infiltración Lenta

La capacidad de los sistemas de infiltración lenta generalmente será gobernada por la tasa de aplicación hidráulica o la de nitrógeno. Por lo tanto, desde el punto de vista de la capacidad del proceso y del impacto causado sobre la matriz del terreno no se requiere generalmente de pretratamientos para reducir la carga orgánica y los sólidos suspendidos.

Sin embargo, cuando el agua residual es aplicada por aspersión, debe realizarse una sedimentación primaria con el objeto de eliminar los sólidos más grandes que podrían obstruir los rociadores y una desinfección para evitar el arrastre de bacterias a la atmósfera.

En la figura 11.15.4 se indican las etapas de diseño cuyo procedimiento es iterativo. El área de tratamiento se calcula dos veces. La primera vez basándose en la tasa de aplicación hidráulica y la segunda teniendo en cuenta la tasa de aplicación de nitrógeno, la cual se determina mediante un balance del mismo. El área mayor obtenida es la que se usa para el diseño. Las cargas aceptables tanto desde el punto de vista hidráulico como de la aplicación de nitrógeno, dependen en parte del tipo de vegetación elegida.

#### A - Tasa de aplicación hidráulica

Este parámetro será el limitante cuando la permeabilidad del terreno sea baja o cuando no sea crítica la tasa de aplicación de nitrógeno. Para el cálculo de la tasa de aplicación hidráulica debe tenerse en cuenta la permeabilidad del terreno como se indica en la figura 11.15.5. A través de un balance de agua puede calcularse la tasa de aplicación hidráulica:

$$L_w + Pr = ET + W_p + R$$

Donde:

$L_w$  = tasa de aplicación hidráulica (cm/semana)

$Pr$  = precipitaciones (cm/semana)

$ET$  = evapotranspiración o consumo de agua por el tipo de vegetación.

$W_p$  = agua percolada (cm/semana) \*

$R$  = agua que escurre por el terreno sin percolar.

Para un sistema de infiltración lenta se asume que el agua residual percola, por lo tanto el término R puede despreciarse al considerarse insignificante.

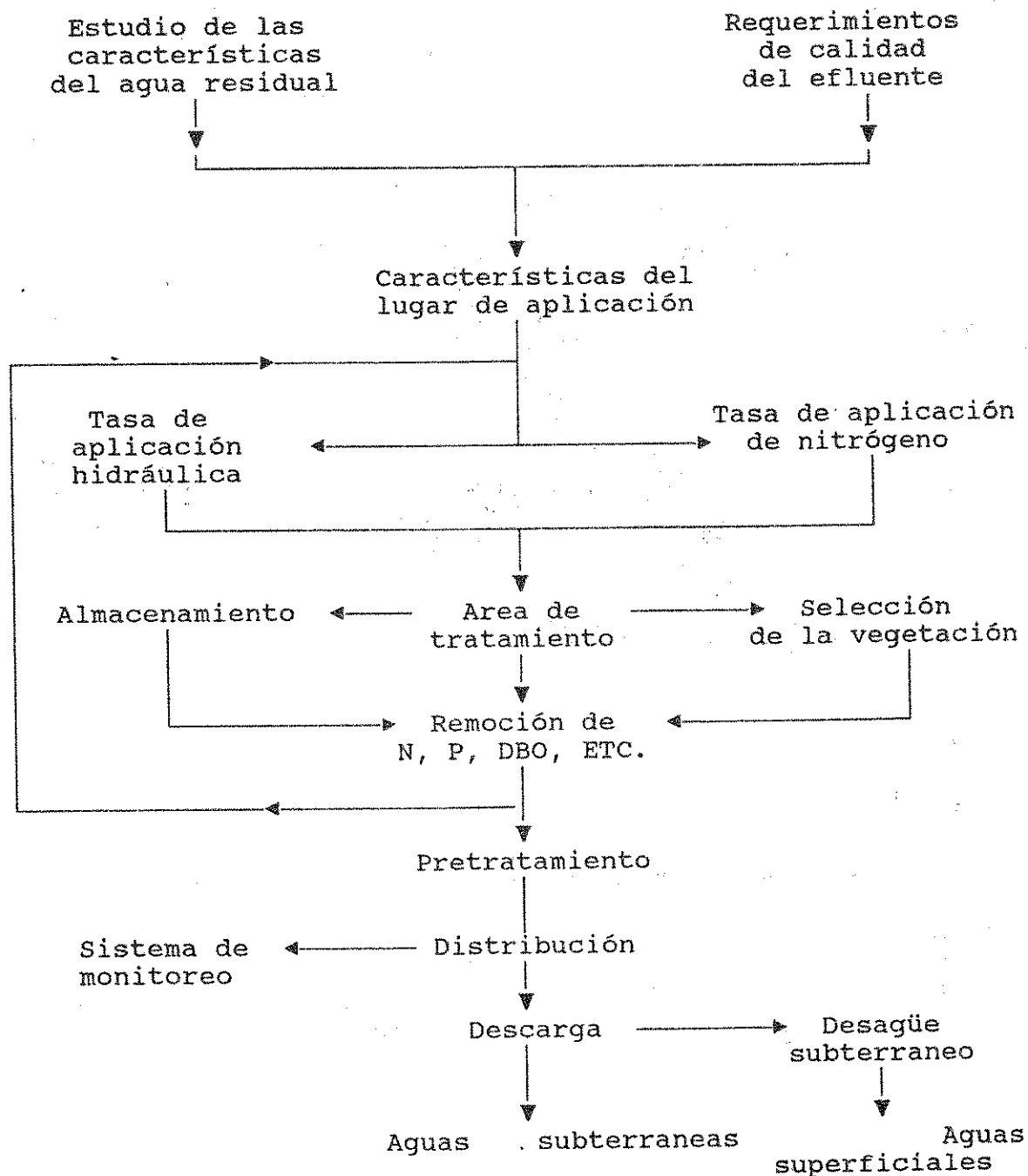
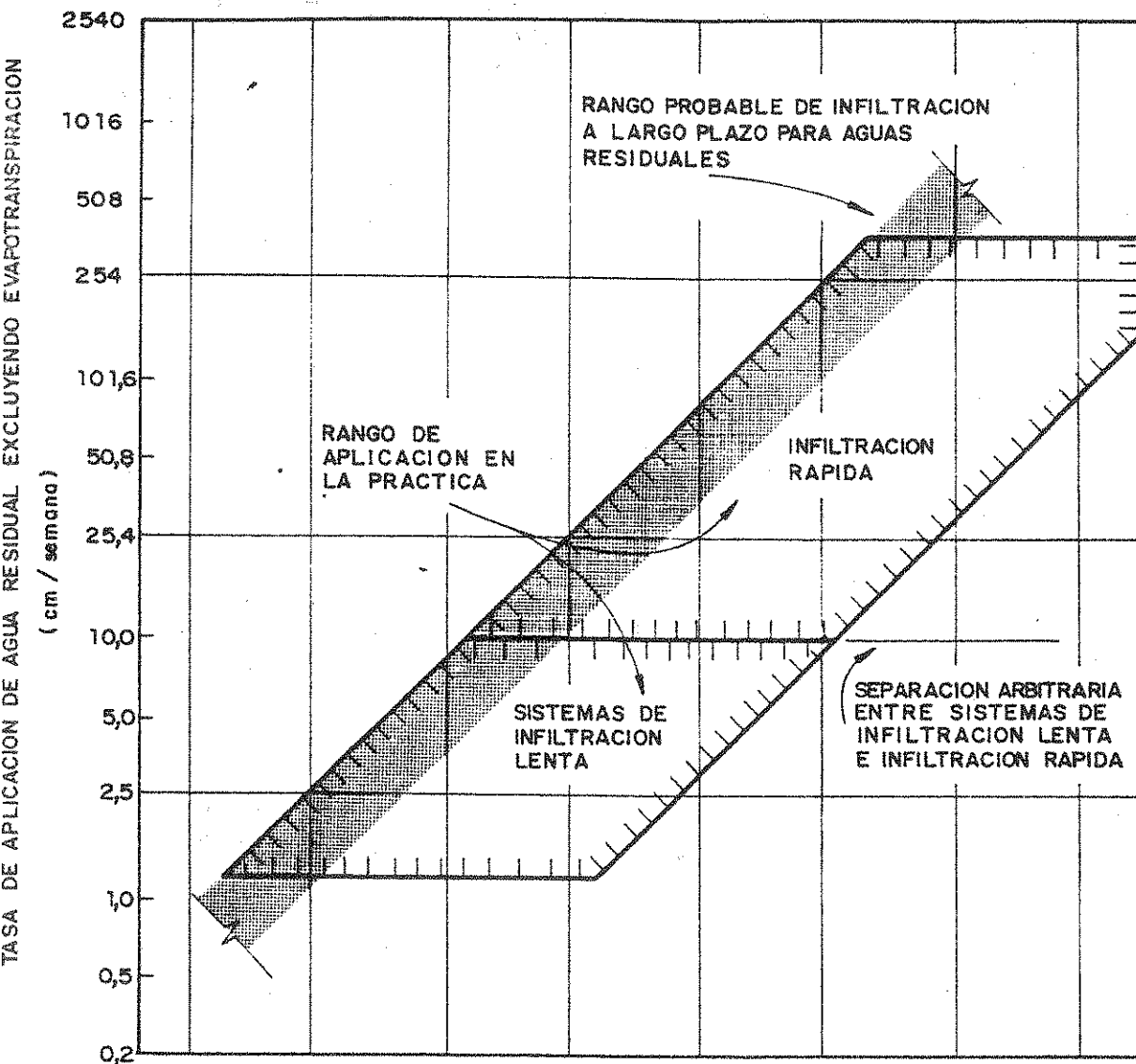


Figura 11.15.4

Etapas de diseño de un sistema de infiltración lenta





PERMEABILIDAD DE LA CAPA MAS RESTRICTIVA EN EL PERFIL DEL TERRENO

PERMEABILIDAD * (cm / h)						
Muy Lenta	Lenta	Moderadam. Lenta	Moderada	Moderadam. Rápida	Rápida	Muy Rápida
< 0,2	0,2 - 0,5	0,5 - 1,5	1,5 - 5,0	5,0 - 15	15 - 51	> 51

\* Medida con agua limpia

Figura 11.15.5

Permeabilidades del suelo Vs. rangos de tasas de aplicación hidráulica para sistemas de infiltración lenta y rápida

## B - Tasa de aplicación de nitrógeno

En estos sistemas, el consumo principal de nitrógeno lo realiza la vegetación o cultivo, aunque se debe tener en cuenta también el proceso de denitrificación. El cuadro 11.15.10 presenta algunos rangos de consumo de nitrógeno típicos para diferentes cultivos.

Cuadro 11.15.10

Rangos de consumo de nitrógeno típicos  
para diferentes cultivos

Cultivo	Consumo de Nitrógeno (Kg N / Ha * año)
Alfalfa	220 - 540
Maíz	175 - 195
Algodón	75 - 115
Forestales	25 - 115

El balance anual de nitrógeno resulta:

$$LN = U + D + 2,7 W_p * C_p$$

Donde:

$L_N$  = tasa de carga de nitrógeno (kg/ha\*año)

U = consumo de nitrógeno por la vegetación

D = denitrificación

$W_p$  = agua percolada

$C_p$  = concentración de nitrógeno en el agua percolada

Resulta difícil determinar la denitrificación en terrenos pero se considera que las pérdidas de nitrógeno por este proceso generalmente están en el rango del 15% al 25% del nitrógeno aplicado. Los factores que favorecen la denitrificación son: la alta carga orgánica, suelos de textura fina o baja permeabilidad, medios neutros o ligeramente alcalinos, altas temperaturas, recubrimiento del suelo con vegetación.

El nitrógeno que percole deberá limitarse a una concentración de 10 mg/L para el caso en que el agua subterránea sea utilizada como agua de bebida.

### C - Remoción de trazas de metales

Cuando el efluente contenga descargas industriales deberán considerarse las concentraciones de los posibles metales presentes en él, controlando que no se excedan los valores máximos recomendables. En el cuadro 11.15.11 se incluyen, a modo de referencia, algunos valores sugeridos por la bibliografía.

Cuadro 11.15.11

Aplicación de metales máxima sugerida <sup>1</sup>

Elemento	Masa Aplicada al Terreno (Kg / Ha)	Valores Máximos <sup>2</sup> Recomendables (mg/l)
Aluminio	4570	10
Arsénico	92	0,2
Berilio	92	0,2
Boro	683	1,4 <sup>3</sup>
Cadmio	9	0,02
Cromo	92	0,2
Cobalto	46	0,1
Cobre	184	0,4
Fluor	918	1,8
Hierro	4570	10
Plomo	4570	10
Litio	----	2,5 <sup>4</sup>
Manganeso	184	0,4
Selenio	18	0,04
Molibdeno	9	0,02
Níquel	184	0,4
Zinc	1837	4

#### Notas:

- <sup>1</sup> - Valores desarrollados para cultivos sensibles en suelos con escasa capacidad para la retención de elementos en forma disponible por el vegetal.
- <sup>2</sup> - Basado en el alcance del límite máximo de aplicación másica en 20 años con una tasa de aplicación anual de 2,4 m/año.
- <sup>3</sup> - El boro produce efectos de toxicidad en plantas sensibles dentro del rango 0,75 - 1,0 mg/L.
- <sup>4</sup> - El límite de toxicidad del litio se sugiere como 2,5 mg/L para todos los cultivos, con excepción de los cítricos, los cuales presentan un límite aproximado de 0,075 mg/L. La retención en el terreno es muy pobre.

Estos valores son los máximos recomendados para cultivos sensibles y suelos con bajas capacidades de retención de metales. Están referidos a una masa de aplicación máxima en un período de 20 años y a una tasa de aplicación anual de 2,44 m/año.

El boro exhibe toxicidad a valores comprendidos entre 0,75 - 1,0 mg/L. El límite de toxicidad del Li se sugiere para todos los cultivos a excepción de los citrus cuyo límite es de 0,075 mg/L.

#### **D - Remoción de DBO y sólidos suspendidos**

La concentración esperada de DBO para el agua tratada, después de percolar a través de 1,5 m de terreno es menor a los 2 mg/L. En cuanto a la remoción de sólidos suspendidos, si bien se dispone de pocos datos en la bibliografía para los sistemas existentes, se espera una remoción similar a la de DBO.

#### **E - Remoción de fósforo**

La remoción de fósforo es muy efectiva en estos sistemas como consecuencia de la adsorción y precipitación química. Puede mejorarse con la plantación de ciertos cultivos que consumen este elemento en grandes cantidades como por ejemplo la alfalfa.

#### **11.15.8.2.- Sistemas de Infiltración Rápida**

La posibilidad de obstrucción del terreno por los sólidos suspendidos en el líquido es mayor para los sistemas de infiltración rápida que para los de infiltración lenta, debido a que las tasas de carga hidráulica son mayores.

Se deberá realizar entonces un tratamiento primario, como mínimo, para la remoción de los sólidos más gruesos y sedimentables. La reducción de sólidos a niveles de tratamiento secundario, incrementará las tasas de carga hidráulica aplicables en este tipo de sistemas.

Las principales diferencias con los sistemas de infiltración lenta son:

- Permite alcanzar mayores tasas de aplicación.
- La remoción de nitrógeno depende principalmente del proceso de nitrificación-denitrificación, ya que es despreciable el consumo de nitrógeno por el cultivo.
- Admite una descarga mayor de sólidos suspendidos.

- Permite una mejor adaptación a condiciones climáticas más severas.

En la figura 11.15.6 se indican las etapas de diseño.

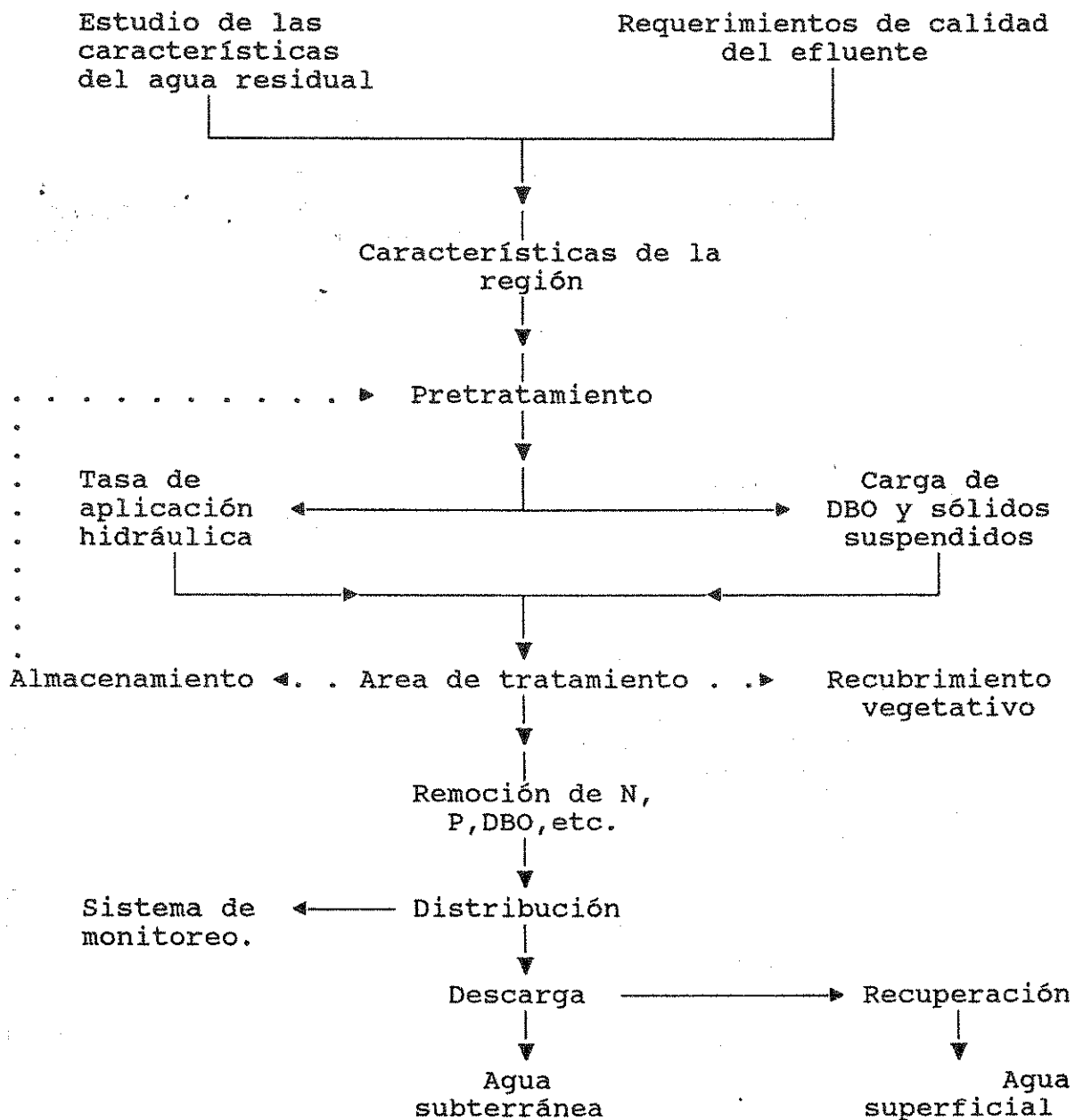


Figura 11.15.6

Esquema de diseño de un sistema de infiltración rápida

## A - Tasa de aplicación hidráulica

La tasa de aplicación hidráulica anual puede estar comprendida entre 6 - 120 m/año. La figura 11.15.5 se puede utilizar para una estimación preliminar de la velocidad de infiltración promedio.

Para la obtención del valor final de diseño se recurre a las mediciones en campo. En el diseño se deberá trabajar con la permeabilidad correspondiente a la capa más limitante (la de permeabilidad más baja). Estos sistemas se diseñan teniendo en cuenta un ciclo de aplicación y otro de descanso. Al final del mismo se deberá llegar a una velocidad de infiltración cercana al valor inicial en terreno limpio.

Cuadro 11.15.12

Ciclos de aplicación y descanso típicos

Ubicación del sistema	Objetivo del tratamiento	Período de Aplicación	Período de Descando	Tipo de suelo
Calumet, Michigan, USA	Maximizar la tasa de aplicación hidráulica	1 - 2 d	7 - 14 d	Arena (sin limpieza)
Flushing Meadows, Arizona, USA	Infiltración máxima			
	Incrementar la capacidad De adsorción de amoníaco	2 d	5 d	Arena (con limpieza) y cubierta de pasto
Verano	Maximizar la remoción de nitrógeno	14 d	10 d	Arena (con limpieza) y cubierta de pasto
Invierno	Maximizar la remoción de nitrógeno	14 d	20 d	Arena (con limpieza) y cubierta de pasto
Lake George, New York				
Verano	Maximizar la velocidad de infiltración	9 h	4 - 5 d	Arena (con limpieza)
Invierno	Maximizar la velocidad de infiltración	9 h	5 - 10 d	Arena (con limpieza)
Tel Aviv, Israel	Maximizar la renovación de agua	5 - 6 d	10 - 12 d	Arena

La duración de los períodos de aplicación y descanso dependen del objetivo del sistema. Si el propósito es incrementar la velocidad de infiltración, el período de descanso deberá ser mayor que si el objetivo es la maximización en la remoción de nitrógeno.

El período de descanso debe permitir un drenaje y secado adecuado del terreno, de acuerdo con las condiciones locales del clima y la carga de sólidos aplicada a fin de recuperar la velocidad de infiltración. Si la superficie del terreno se mantiene sin vegetación, debe removerse periódicamente evitando los equipos pesados que puedan compactar la superficie del suelo. El Cuadro 11.15.12 presenta algunos ejemplos de tratamiento en terreno y los períodos de aplicación y descanso correspondientes.

Por otro lado, cuando se desea privilegiar la remoción de nitrógeno por denitrificación, se debe evitar la reaeración del terreno, lo cual limita la posibilidad de que los sólidos sean degradados e incorporados a la superficie del suelo.

#### B - Tasa de aplicación de nitrógeno

Cuando el objetivo del sistema es la nitrificación, los períodos de aplicación deberán ser cortos seguidos de períodos de descanso largos, para así promover la aereación del terreno. En cambio cuando los ciclos de aplicación sean largos, los descansos cortos y en consecuencia se restrinja la aereación del terreno se favorecerán las pérdidas de nitrógeno por denitrificación. Se ha comprobado experimentalmente que la remoción de nitrógeno aumenta a medida que la velocidad de infiltración disminuye. La figura 11.15.7 ilustra este fenómeno.

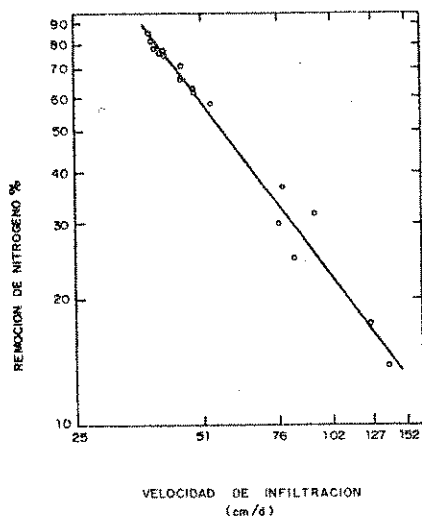


Figura 11.15.7

Efecto de la velocidad de infiltración sobre la remoción de nitrógeno utilizando infiltración rápida.  
(Phoenix, Arizona, USA)

## **C - Remoción de DBO y de sólidos suspendidos**

La remoción de la materia orgánica y de los sólidos en suspensión dependerá del tipo de suelo y de la profundidad del recorrido del agua residual en el terreno. La remoción de DBO se lleva a cabo principalmente por las bacterias aeróbicas cuya existencia depende de la reaeración del suelo durante el período de descanso. El Cuadro 11.5.8 indica los niveles de DBO y sólidos suspendidos esperables al utilizar infiltración rápida.

## **D - Remoción de fósforo**

Los mecanismos básicos de remoción de fósforo son los mismos que los descriptos para sistemas de infiltración lenta. Los suelos utilizados en este sistema son de textura gruesa para poder alcanzar velocidades de infiltración altas. Este tipo de terreno tiene baja capacidad de absorción de fósforo y en consecuencia se satura rápidamente. Debido a esto, la remoción del fósforo dependerá principalmente de la precipitación química.

## **E - Remoción de metales**

Los metales pesados son retenidos en el suelo por fenómenos de adsorción, precipitación e intercambio iónico. Los principales aspectos que deben preocupar respecto de los metales pesados aplicados en sistemas de infiltración rápida son:

- a) Tasas de aplicación hidráulica elevadas.
- b) Escasa capacidad de adsorción de los terrenos de textura gruesa y elevada permeabilidad.

Los criterios de aplicación de metales pesados recomendados para la protección de cultivos sensibles en sistemas de infiltración lenta pueden excederse para los de infiltración rápida debido a que en este último caso no se emplea vegetación sensible.

## **F - Remoción de microorganismos**

Los mecanismos de remoción de microorganismos incluyen la sedimentación, adsorción, predación, desecación y radiación durante la aplicación e infiltración del líquido en el terreno. En Phoenix, Arizona-USA, se han registrado niveles de coliformes fecales en el rango de 0-30 NMP/100 mL en muestras extraídas a 30 m de profundidad, luego de aplicar un agua residual con un contenido inicial de 1.000.000 NMP/100 mL a un suelo arenoso. Con suelos de textura similar se obtuvieron resultados comparables en muestras tomadas a profundidades menores.



### 11.15.8.3.- Escurrimiento Superficial

Debido a que este tipo de tratamiento es básicamente superficial, las obstrucciones del terreno por los sólidos no resultan un inconveniente. La necesidad de una predesinfección dependerá del método de distribución del agua residual.

En estos sistemas se requerirá de un pretratamiento para disminuir la concentración promedio de fósforo en el efluente, ya que resultan ser menos efectivos en la remoción de este elemento que los sistemas de infiltración. En la figura 11.15.8 se detallan las etapas a seguir para el diseño.

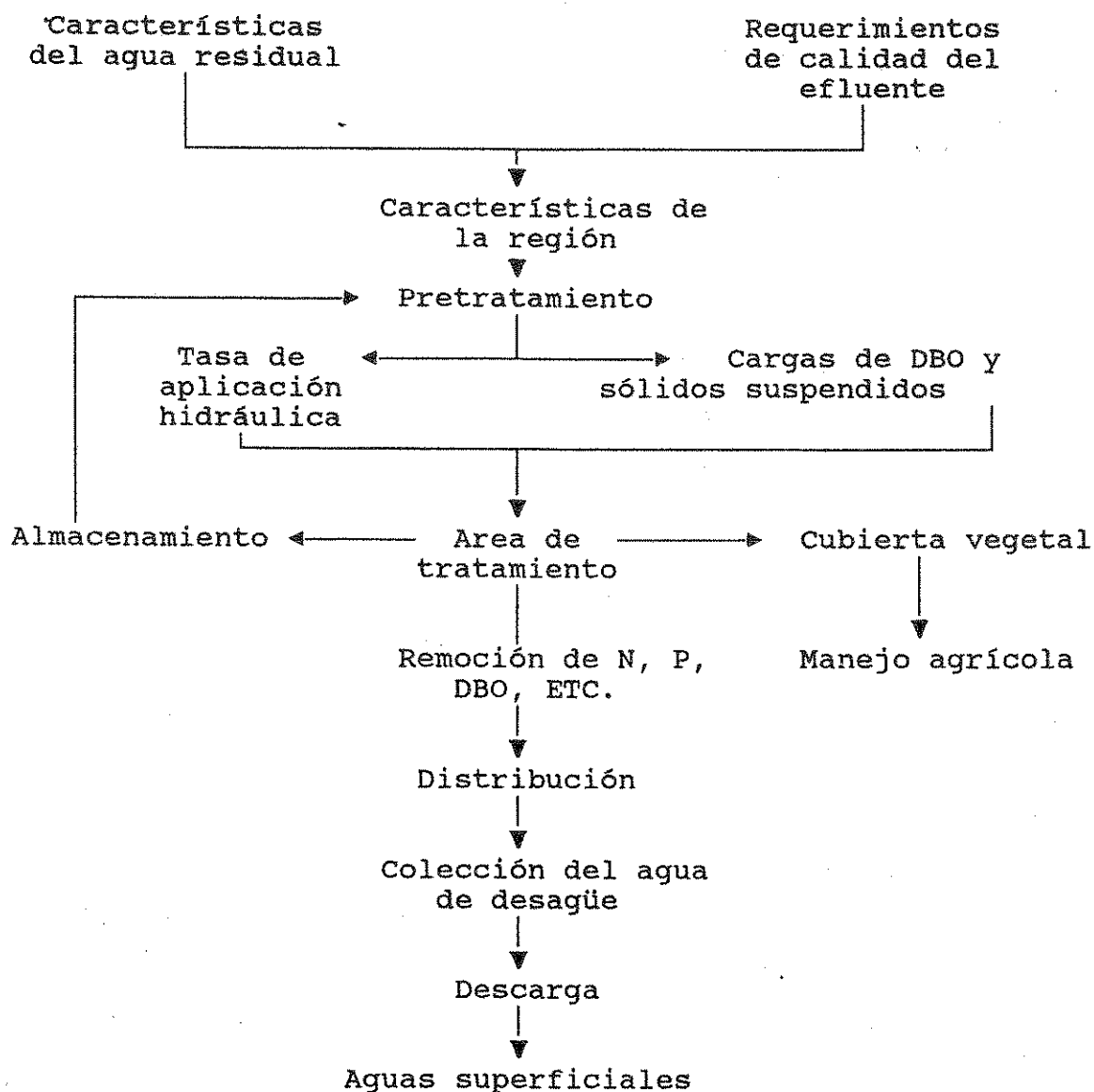


Figura 11.15.8

Esquema del procedimiento de diseño de un sistema de escurrimiento superficial

## A - Tasa de aplicación hidráulica

La tasa de aplicación hidráulica o carga hidráulica y la duración de los períodos de aplicación y descanso para estos sistemas se proyectan con el propósito de mantener el crecimiento activo de los microorganismos sobre la superficie del terreno. El principio de operación del sistema resulta ser similar al de los filtros percoladores convencionales con dosis de aplicación intermitentes.

Los períodos de descanso deben ser lo suficientemente largos como para permitir la reaeración de la capa superficial del terreno, pero también lo suficientemente cortos como para mantener a los microorganismos en su estado activo.

Cuando se trate de un efluente primario o sin tratamiento previo, la tasa de aplicación puede variar entre 6 a 20 cm/semana, dependiendo de los factores climáticos y tiempos de detención sobre la pendiente del terreno. Se deberán considerar valores más bajos (7 a 10 cm/semana) para pendientes mayores al 6%, para terrazas de longitudes mayores a 45 m o cuando la actividad biológica se vea afectada por condiciones climáticas más severas.

Para efluentes secundarios las cargas pueden aplicarse entre 15 y 40 cm/semana, debiéndose considerar valores más bajos, entre 17 y 25 cm/semana cuando se den los factores desfavorables antes mencionados. El cuadro 11.15.13 presenta algunas cargas hidráulicas típicas aplicadas en sistemas existentes.

Cuadro 11.15.13

Cargas hidráulicas típicas para sistemas  
de escurrimiento superficial

Tipo de Efluente	Carga Hidráulica (cm/semana)	Pendiente (%)	Longitud de la Pendiente (m)
Crudo-triturado <sup>1</sup>	10 - 20	2 - 4	36
Lecho percolador <sup>2</sup>	25 - 40	2 - 4	36
Laguna de oxidación <sup>3</sup>	26	2 - 3	45
Laguna de oxidación <sup>4</sup>	6 - 13	2 - 8	45

<sup>1</sup> y <sup>2</sup> Ada, Oklahoma, USA., <sup>3</sup> Pauls Valley, Oklahoma, USA.

<sup>4</sup> Utica, Mississippi, USA.

## **B - Remoción de nitrógeno**

En estos sistemas, la remoción de nitrógeno es excelente. Los mecanismos responsables de la misma son: la nitrificación/denitrificación biológica y el consumo de nitrógeno por la vegetación empleada.

Se presenta una doble capa aeróbica-anaeróbica: la primera formada por la película de agua sobre el terreno y la segunda por el terreno saturado, necesarias para el proceso de nitrificación-denitrificación.

En sistemas operados con líquido crudo y tasas hidráulicas de aplicación entre 10 y 20 cm/semana fue posible medir las siguientes concentraciones de nitrógeno residual en el efluente tratado: 2,9 - 3,0 mg N total/L; 1,6 mg N orgánico/L; 0,8 mg N-NH<sub>3</sub>/L; 0,5 mg N-NO<sub>2</sub><sup>-</sup>+NO<sub>3</sub><sup>-</sup>.

## **C - Remoción de DBO y sólidos suspendidos**

La eficiencia en la remoción de DBO tiende a mejorar con el tiempo de operación en estos sistemas, pudiéndose tomar como referencia de valores esperados para el efluente los presentados en el cuadro 11.15.8. La remoción de sólidos suspendidos generalmente resulta menor a la obtenida para DBO.

## **D - Remoción de fósforo**

El sistema de escurrimiento superficial es el menos eficiente de los tres principales procesos de tratamiento en terreno debido a que el contacto suelo-agua se limita principalmente al área superficial, existiendo una percolación muy limitada que disminuye las probabilidades de adsorción del fósforo en el suelo. La remoción puede mejorarse con el agregado de algún coagulante como sulfato de aluminio al agua residual antes de su descarga al terreno. El cuadro 11.15.14 detalla los resultados obtenidos en un estudio realizado en Ada, Oklahoma.

## **E - Remoción de trazas de metales**

La remoción de elementos metálicos es relativamente buena. En la bibliografía se informan remociones mayores al 90%. Se cree que la mayoría de los metales pesados quedan retenidos en el manto orgánico superficial.

## **F - Remoción de microorganismos**

Los mecanismos de remoción de microorganismos en sistemas de escurrimiento superficial son similares a aquellos que permiten la remoción de metales. Existen referencias en la bibliografía que indican remociones de aproximadamente 95% y 90% para coliformes totales y fecales respectivamente.

**Cuadro 11.15.14**

Concentración de fósforo en un líquido tratado mediante  
escurrimiento superficial (Ada, Oklahoma, USA)

MUESTRA	CONCENTRACION TOTAL DE FOSFORO (mgP/L)	REMOCION PORCENTUAL (%)
Agua residual sin tratamiento	9,8	---
Agua tratada con escurrimiento superficial		
Sin sulfato de aluminio	3,7	62
14 mg/L de sulfato de aluminio	1,6	84
20 mg/L de sulfato de aluminio	1,5	85

**11.15.8.4.- Bañados**

Si bien la utilización planificada de bañados para el tratamiento de aguas residuales es un concepto relativamente nuevo, la aplicabilidad de esta alternativa ha sido demostrada en diversos sistemas operados en forma piloto. La existencia de bañados exige terrenos bajos, saturados y cubiertos en forma permanente o intermitente con agua estancada.

**A - Tasa de aplicación hidráulica**

Los bañados se asemejan a los sistemas de escurrimiento superficial ya que la mayor parte del líquido escurre sobre un terreno relativamente impermeable y la acción depuradora depende más de la actividad microbiana y de la acción de las plantas que de la química del suelo. Los aspectos más importantes a considerar para la selección de la tasa de aplicación son:

- Tiempo de permanencia del líquido aplicado.
- Velocidad de salida del líquido ya sea por desborde o infiltración

**B - Remoción de nitrógeno**

En los bañados podemos distinguir dos zonas: una de oxidación constituida por la lámina de agua y la otra de reducción en el terreno propiamente dicho. Estas zonas proveen las condiciones biológicas ideales para llevar a cabo el proceso de nitrificación-denitrificación. La figura 11.15.9 facilita la comprensión del proceso:

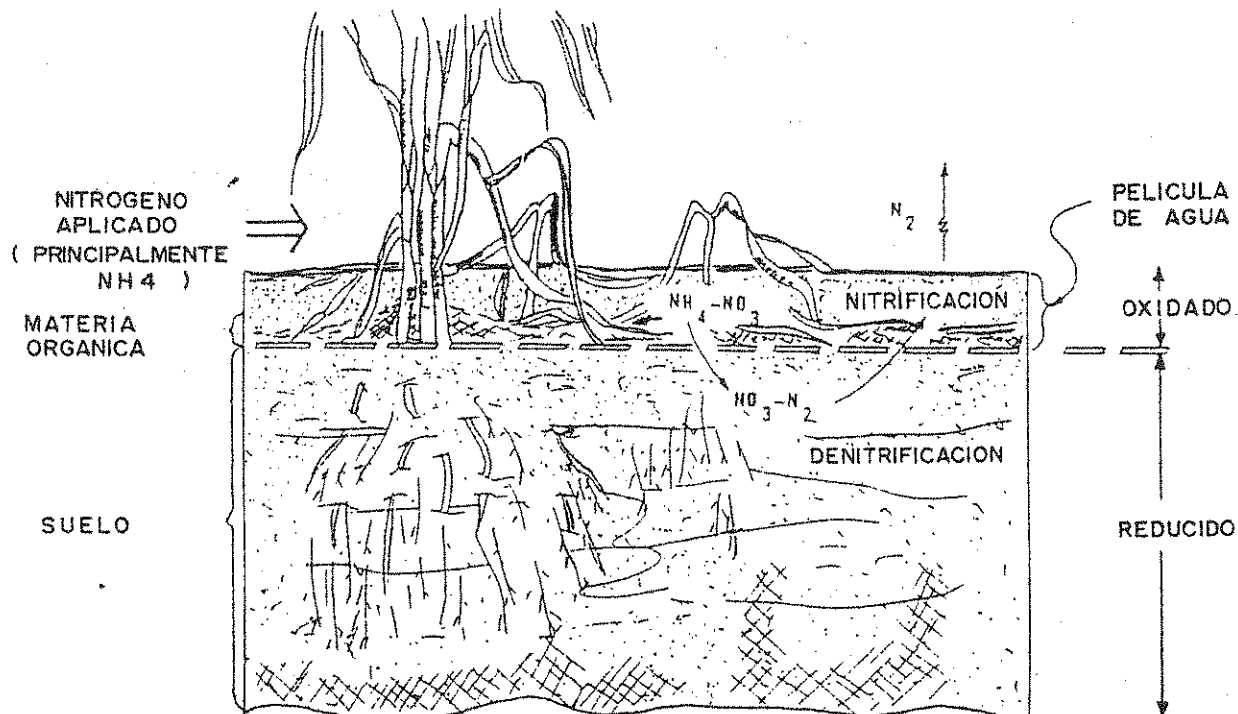


Figura 11.15.9

### Transformaciones del nitrógeno en bañados

#### C - Remoción de fósforo

La remoción de fósforo puede variar considerablemente para los distintos tipos de bañados y en distintas épocas del año. Se han informado eficiencias promedio anuales tan disímiles como 30, 40 y 90% para sistemas diferentes. En general las eficiencias mayores se registran durante el período de crecimiento de las plantas mientras que en la época invernal, cuando éstas atraviesan un período recesivo, la remoción es escasa pudiéndose producir un cierto arrastre de fósforo proveniente de desprendimientos del suelo.

#### D - Remoción de trazas de elementos

Los suelos orgánicos tienen altas capacidades de intercambio catiónico, por lo tanto, si bien es difícil encontrar en la bibliografía información sobre este punto, se supone que la remoción de trazas de elementos debería ser excelente. No obstante, siempre se deben tener en cuenta los efectos del pH.

#### E - Remoción de microorganismos

Los sistemas que funcionan principalmente por infiltración a través del terreno ligeramente permeable, tendrán remociones excelentes de todos los tipos de

microorganismos debido a que éstos quedan atrapados físicamente en el terreno y luego mueren. Los que funcionan por desborde ofrecen una menor remoción, ya que en este caso la muerte depende de factores climáticos como por ejemplo la radiación y del tiempo de detención en especial.

#### 11.15.9.- Aspectos Sanitarios del Reuso de Aguas Residuales

La presencia de microorganismos patógenos en las aguas residuales a depurar, es un aspecto esencial para la salud de los operadores de sistemas de tratamiento en terreno, así como para la salud pública del área de influencia en general. La variedad de microorganismos patógenos puede ir desde parásitos y protozoarios hasta bacterias y virus. El número de especies individuales es elevado y su concentración relativa muy variable.

La bibliografía presenta datos sobre estimaciones realizadas respecto de algunos microorganismos patógenos en agua residual sin tratar (cruda) y luego de recibir tratamiento primario y secundario. La información mencionada se presenta a modo de referencia en el cuadro 11.15.15. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el contenido de patógenos en un líquido cloacal particular, dependerá de varios factores locales entre los cuales tal vez el más importante sea el estado de salud de la población que lo genera.

Cuadro 11.15.15

Estimación del contenido de algunos  
microorganismos patógenos en agua residual (a)

Número de organismos / Litro				
Patógeno	Agua Residual sin tratar	Efluente Primario	Efluente Secundario	Efluente Desinfectado (b)
Salmonella	$5,29 \times 10^3$	$2,64 \times 10^3$	$1,32 \times 10^2$	$1,32 \times 10^{-1}$
Entamoeba histolítica	$3,96 \times 10^0$	$3,44 \times 10^0$	$3,17 \times 10^0$	$3,17 \times 10^{-3}$
Huevos de helminths	$6,61 \times 10^1$	$6,61 \times 10^0$	$1,32 \times 10^0$	$1,32 \times 10^{-3}$
Micobacterium	$5,29 \times 10^1$	$2,64 \times 10^1$	$3,97 \times 10^0$	$3,97 \times 10^{-3}$
Enterovirus humano (poliovirus, etc.)	$6,06 \times 10^4 (c)$	$5,29 \times 10^3$	$5,29 \times 10^2$	$5,29 \times 10^1$

(a) Adaptado de Foster y Engelbrecht

(b) Condición suficiente para alcanzar 99,9 % de mortandad.

(c) Se informaron valores tan altos como  $1,06 \times 10^6/L$ .

Las excretas y los líquidos cloacales generalmente contienen concentraciones elevadas de agentes patógenos, sobre todo en las regiones donde predominan las enfermedades diarreicas y los parásitos intestinales. De acuerdo con FEACHEM y colaboradores las infecciones causadas por agentes patógenos excretados pueden clasificarse en cinco categorías, según sus características de transmisión en el medio ambiente.

Las infecciones de la categoría I, son causadas por agentes patógenos infecciosos en el momento de la excreción, los cuales se caracterizan por una baja dosis infectiva media y no se pueden multiplicar en el medio ambiente. Esta categoría abarca virus y protozoarios excretados y los helmintos *Enterobius vermicularis* (lombriz blanca u oxiuro) e *Hymenolepis enana* (tenia enana). La transmisión de estos agentes patógenos ocurre sobre todo mediante contagio directo de una persona a otra en su medio doméstico inmediato, sobre todo cuando predominan el hacinamiento y los malos hábitos de higiene personal. De cualquier forma, el tiempo de supervivencia de los virus y protozoarios excretados puede ser suficientemente prolongado para que constituya un peligro para la salud en sistemas de utilización de excretas y aguas residuales.

Las infecciones de categoría II corresponden a bacterias excretadas. Si bien estos patógenos también son infectivos en el momento de la excreción, causando las infecciones de la categoría I, requieren una mayor dosis infectiva media. Esto significa que, por lo general, deben ingerirse en grandes números para poder causar enfermedad, pero pueden multiplicarse fuera del huésped, por ejemplo, en los alimentos o la leche. Las características de persistencia en el medio ambiente los constituyen en un riesgo para la salud en los sistemas de reuso de agua. Un ejemplo de este tipo de infección se da en los casos de propagación del cólera por riego de cultivos de verduras con aguas contaminadas y sin tratar.

Las enfermedades de la categoría III son causadas por nemátodos intestinales transmitidos por el suelo, que no necesitan huésped intermedio. Sus huevos exigen un período de latencia para desarrollarse en el medio ambiente antes de que puedan causar infección. Por otra parte, la dosis infecciosa mínima es un solo microorganismo y estos parásitos se ven muy poco afectados por la inmunidad del huésped. Los más importantes son las ascárides *Ascaris lumbricoides*, los anquilostomas *Ancylostoma duodenale* y *Necator americanus*, y los tricocéfalos *Trichuris trichiura*. Todos se transmiten fácilmente mediante el uso de excretas y aguas residuales en estado bruto o insuficientemente tratadas en la agricultura. En realidad, estos agentes patógenos son los de mayor preocupación para la salud pública en los sistemas de aprovechamiento en agricultura.

Las infecciones de categoría IV son causadas por *Taenia saginata* y *T. solium*. Su transmisión se realiza a través ganado (bovino o porcino), el cual puede ser utilizado posteriormente como alimento humano. Cuando se consume la carne mal cocida de animales infectados el contagio puede tener lugar. Una posible vía para la transmisión de esas enfermedades es el riego de campos de pastura con aguas residuales.

La categoría V de infecciones es causada por helmintos acuáticos que requieren uno o dos huéspedes acuáticos intermedios como por ejemplo los caracoles, los peces o macrófitas acuáticas. La importancia de estos helmintos se limita a zonas endémicas donde se reusan aguas residuales crudas o con insuficiente grado de tratamiento. El uso en agricultura no es importante, excepto en el sentido de que todos los sistemas de riego pueden facilitar la transmisión de la esquistosomiasis.

En la clasificación anterior, las infecciones de las categorías III a V son causadas por helmintos excretados. Estos organismos necesitan un tiempo después de la excreción para ser infectivos para el hombre y ese período, generalmente conocido como período de latencia, transcurre en el suelo, el agua o un huésped intermedio. Muchos de ellos persisten en el ambiente, con períodos de supervivencia que oscilan entre varias semanas y algunos años. El concepto de persistencia en este caso indica el período comprendido entre la excreción de un agente patógeno y su posible muerte o inactivación en el ambiente. En el caso de agentes patógenos helmínticos con uno o más huéspedes intermedios, la persistencia se define como el período de supervivencia de la etapa infectiva final.

#### **11.15.9.1.- Supervivencia de Agentes Patógenos**

Los agentes patógenos sobreviven en el suelo por un período que puede variar desde unas pocas horas hasta varios meses, dependiendo del tipo de organismo, tipo de suelo, contenidos de humedad y materia orgánica en el terreno, pH, temperatura, irradiación solar, lluvia, grado de contaminación del agua residual inicialmente aplicada, y predación de la flora microbiana propia del suelo. En general la persistencia de los microorganismos entéricos es de entre 2 y 3 meses. Por ello, el tratamiento sobre el terreno que utiliza períodos de descanso favorece la muerte de los microorganismos entéricos retenidos en el terreno. El cuadro 11.15.16 presenta los períodos de supervivencia en el suelo y superficie de los cultivos para ciertos agentes patógenos.

Se pueden observar amplias variaciones en los períodos de supervivencia indicados. Esto refleja tanto la variación de cepas como el efecto de factores climáticos, así como las diferencias en las técnicas de análisis. En lagunas de estabilización, se puede esperar que se reduzca el número



de bacterias y virus sólo de uno a tres órdenes de magnitud, según la dilución, el tiempo de retención hidráulica y los factores climáticos. Los huevos de helmintos y los quistes amibianos se asientan en el fondo del estanque donde pueden permanecer viables por períodos prolongados.

Los patógenos sobreviven en las superficies de los cultivos por períodos más cortos que en el suelo, ya que en ese medio están menos protegidos contra la luz solar y la desecación. Sin embargo, los períodos de supervivencia pueden ser suficientemente prolongados en algunos casos como para significar cierto riesgo sanitario, sobre todo cuando esos períodos son más largos que los ciclos de crecimiento del cultivo, como sucede a menudo con las verduras.

Cuadro 11.15.16

Períodos de supervivencia en el suelo y las superficies de los cultivos  
a 20 - 30°C para ciertos agentes patógenos. <sup>a</sup>

Agente Patógeno	Período de Supervivencia	
	En el Suelo	En los Cultivos
Virus		
Enterovirus <sup>b</sup>	<100, comúnmente <20 días	<60, comúnmente <15 días
Bacterias		
Coliformes fecales	< 70, comúnmente <20 días	<30, comúnmente <15 días
Salmonella spp	< 70, comúnmente <20 días	<30, comúnmente <15 días
Vibrio cholera	< 20, comúnmente <10 días	< 5, comúnmente < 2 días
Protozoarios		
Quistes de Entamoeba histolytica	< 20, comúnmente <10 días	<10, comúnmente < 2 días
Helmintos		
Huevos de Ascaris lumbricoides	Muchos meses	<60, comúnmente <30 días
Larvas de anquilostomas	< 90, comúnmente <30 días	<30, comúnmente <10 días
Huevos de Tenia saginata	Muchos meses	<60, comúnmente <30 días
Huevos de Trichuris trichiura	Muchos meses	<60, comúnmente <30 días

<sup>a</sup> OMS-Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura, 1989.

<sup>b</sup> Incluye poliovirus, echovirus y coxsackievirus.

#### 11.15.9.2.- Criterios Bacteriológicos para el Reuso de Aguas Residuales

Cuando se trata de reusar aguas residuales con fines agrícolas, el principal objetivo del tratamiento previo es la eliminación de agentes patógenos. Generalmente las normas sobre reuso de agua se expresan según el máximo permisible de bacterias fecales. Este criterio se basa en la suposición de que estos microorganismos fecales pueden utilizarse como indicadores razonablemente confiables de patogenicidad, existiendo por lo menos una relación semicuantitativa entre las concentraciones de microorganismos patógenos y las de indicadores.

En la práctica, las bacterias coliformes fecales cumplen adecuadamente con la premisa anterior, ya que sus características de supervivencia en el medio ambiente y su índice de eliminación instantánea o paulatina en los procesos de tratamiento son similares a las de los organismos patógenos, por lo general. El grupo de coliformes totales es menos confiable como indicador, ya que no todas las bacterias coliformes son de origen fecal. Especialmente en climas cálidos, la proporción de coliformes no fecales es muy elevada. Sin embargo, cuando se trata de virus excretados los coliformes fecales son indicadores menos satisfactorios; más aún si lo que se desea es detectar protozoarios o helmintos, para los cuales no existen indicadores seguros.

Las normas sobre reuso de agua para riego de cultivos indican el máximo número de coliformes y requisitos mínimos de tratamiento según el tipo de cultivo que se desea regar, si es para consumo o no. Otro criterio importante a tener en cuenta es el grado de exposición de los operadores al líquido a reusar.

Los criterios de calidad bacteriológica para reuso de agua aplicados durante muchos años han sido, en general, muy estrictos. Hasta cierto punto, esas primeras normas se basaron en un concepto de riesgo nulo, con el objetivo de lograr un medio libre de agentes patógenos. Un ejemplo de estos criterios son las normas del Departamento de Salud Pública del Estado de California, las cuales permiten la presencia de coliformes en el rango de 23 a 2,3 / 100 mL, según el cultivo regado y el método de riego empleado.

En 1971, el Grupo de Expertos de la OMS en Aprovechamiento de Efluentes, reconoció que las normas extremadamente estrictas establecidas en California no tenían su justificación en las pruebas epidemiológicas existentes. Como consecuencia, este Grupo amplió el límite de coliformes totales admisible en agua empleada para riego de verduras que se consumen cocidas hasta 100 por cada 100 mL.

Durante los últimos años se han desarrollado estudios y acumulado nuevas pruebas epidemiológicas. El consenso de los epidemiólogos que han revisado estos datos se centra en que el riesgo real relacionado con el riego de aguas residuales tratadas es mucho menor de lo previsto y que no justifica que hayan sido tan restrictivas las primeras normas sobre el tema. En base a los trabajos de SHUVAL y colaboradores, BLUM y FEACHEM, y ENGELBERG se han establecido nuevos criterios que prevén normas menos estrictas que las establecidas anteriormente para coliformes fecales. Sin embargo, estas nuevas normas resultan más estrictas que las anteriores con respecto al número de huevos de helmintos, los cuales se han reconocido como el mayor riesgo real para la salud pública en zonas de helmintiasis endémica. El cuadro 11.15.17 resume los nuevos criterios sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales reutilizadas en agricultura.

Cuadro 11.15.17

Criterios recomendados sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales empleadas en agricultura. <sup>a</sup>

Cat.	Condiciones de Aprovechamiento	Grupo Expuesto	Nematodos Intestinales <sup>b</sup> Media geométrica Nº de huevos/litro	Coliformes Fecales <sup>c</sup> Media geométrica Nº/100 mL	Tratamiento Requerido
A	Riego de cultivos que comunmente se consumen crudos, campos de deporte, parques públicos.	Trabajadores, consumidores, público.	≤ 1	≤ 1000 <sup>d</sup>	Serie de lagunas de estabilización que permite lograr la calidad microbiológica indicada o tratam. equivalente.
B	Riego de cultivos de cereales industriales y forrajeros, praderas y árboles. <sup>e</sup>	Trabajadores	≤ 1	No se recomienda ninguna norma	Retención en lag. de estabilización por 8 a 10 días o remoción equivalente de helmintos y coliformes fecales.
C	Riego localizado de cultivos en la categoría B cuando ni los trabajadores ni el público están expuestos	Ninguno	No es aplicable	No es aplicable	Tratamiento previo según lo exija la tecnología de riego por no menos que sedimentación primaria.

<sup>a</sup> OMS - Directrices sanitarias sobre el uso de aguas residuales en agricultura y acuicultura, 1989.

<sup>b</sup> Especies Ascaris y Trichuris y anquilostomas.

<sup>c</sup> Durante el período de riego.

<sup>d</sup> Cuando es posible contacto directo del público convienen criterios más estrictos (≤200 coliformes fecales/100 mL).

<sup>e</sup> Para árboles frutales, el riego debe cesar dos semanas antes de cosechar. No es conveniente el riego por aspersión.

Como referencias adicionales pueden tomarse los valores guía propuestos por nuestro país para la Cuenca del Plata, donde se sugieren concentraciones de coliformes totales  $\leq 1000$  / 100 mL para uso agrícola y coliformes fecales  $\leq 200$  / 100 mL para uso recreativo con contacto directo. Por otra parte, se puede citar que el National Technical Advisory Committee on Water Quality, USA, ha recomendado para aguas de uso agrícola, que el promedio mensual de coliformes totales no exceda los 5000/100 mL, mientras que la concentración correspondiente de coliformes fecales no debería superar los 1000/100 mL.

Los valores de referencia del Cuadro 11.15.17 deben interpretarse con precaución y, de ser necesario, se podrán modificar a fin de ajustarse a las condiciones epidemiológicas, socioculturales y ambientales de cada lugar. Por ejemplo, se puede proceder con mayor precaución cuando hay grupos muy expuestos que son más susceptibles a la infección que la población en general, por ejemplo personas carentes de inmunidad a las infecciones endémicas locales.

#### 11.15.10.- Capacidad de Almacenamiento y Compensación

Los sistemas de tratamiento sobre el terreno normalmente requieren de una cierta capacidad de almacenamiento del líquido a aplicar a fin de regular el riego a los cultivos o compensar los períodos en los cuales se presentan condiciones climáticas adversas. Los sistemas de infiltración lenta y escurrimiento superficial son los más afectados por las condiciones climáticas, mientras que los de infiltración rápida generalmente operan durante todo el año. Los factores limitantes que determinan la capacidad de almacenamiento de un sistema de tratamiento sobre el terreno dependen del tipo de clima.

En los climas fríos debe tenerse en cuenta que las temperaturas por debajo de  $0^{\circ}\text{C}$  afectan la capacidad operativa de los sistemas de infiltración lenta. Por otra parte, si se riegan cultivos estacionales con un ciclo de crecimiento anual, entonces es el período de crecimiento el que determina la necesidad de almacenamiento. Sin embargo, cuando se riegan cultivos perennes, como por ejemplo pastos o forestaciones, la suspensión de la aplicación se puede dar en condiciones de frío extremas y prolongadas, cuando el suelo se congela.

Algunos criterios mínimos utilizados para considerar condiciones operativas favorables en climas fríos son: temperatura media diaria superior a  $0^{\circ}\text{C}$ , precipitación diaria menor a 25 mm, presencia de una capa superficial de nieve menor a 25 mm.

En regiones húmedas donde raramente la temperatura desciende por debajo de  $0^{\circ}\text{C}$  y además una proporción significativa de los días del año se producen

precipitaciones, uno de los factores limitantes más importantes es la velocidad a la cual drena y se seca el terreno.

Por el contrario, en las regiones cálidas y semiáridas, generalmente existen pocas limitaciones climáticas a la aplicación del agua residual sobre el terreno. En estos casos, la capacidad de almacenamiento requerida dependerá esencialmente del balance hídrico entre la disponibilidad de agua, la tasa de aplicación y la cantidad de ciertos componentes del agua residual como por ejemplo el nitrógeno. Debe tenerse en cuenta que la limitación de los valores de nitrógeno aplicado permite proteger la calidad del agua subterránea.

El volumen de capacidad de almacenamiento requerido en una región cálida y semiárida puede surgir de un balance hídrico que contemple la carga de nitrógeno aplicada. Los elementos a considerar son:

$$\begin{array}{rcl} \text{PRECIPITACION DE} & \text{AGUA RESIDUAL} & \\ \text{DISEÑO} & \text{APLICADA} & \\ + & & = \text{EVAPOTRANSPIRACION} + \text{PERCOLACION} + \text{ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL} \end{array}$$

Debido a los cambios estacionales que puede sufrir este balance hídrico se debe verificar para cada mes en las distintas estaciones del año. Dado que entre los elementos a utilizar en el balance, la precipitación resulta posiblemente el factor de más difícil predicción, en la medida de lo posible, es conveniente utilizar los datos correspondientes al año de más lluvias proveniente de una serie histórica de no menos de 10 años. El intervalo de recurrencia utilizado para el dato de evapotranspiración debe ser el mismo que el empleado para precipitación.

#### EJEMPLO 11.15.1:

El caudal medio de agua residual a tratar de una población de 19.000 habitantes mediante un sistema de infiltración lenta es de 44 L/s. El área de aplicación se calculó previamente y por separado en base a la carga de nitrógeno, resultando ser de 48 Ha. En 11.15.11.2.- Cálculo del Área de Aplicación de Riego aplicando el criterio de carga de nitrógeno. Los cultivos elegidos son pasturas las cuales se riegan durante todo el año. Se prevé colectar el escurrimiento superficial que pueda producirse para volver a aplicarlo sobre el terreno. Se desea estimar el volumen de almacenamiento requerido suponiendo que la reserva de líquido estará vacía al comienzo del ciclo hídrico anual.

<sup>1</sup> NOTA: Posteriormente se incluye un ejemplo de cálculo de área de riego aplicando el criterio de carga de nitrógeno. (EJEMPLO 11.15.2)

## Solución:

A fin de estimar el volumen de almacenamiento requerido es necesario realizar un balance hídrico con los siguientes elementos:

- a) Datos representativos de evapotranspiración y precipitación.

Con el objeto de contar con cierto margen de seguridad se seleccionaron los datos correspondientes al año más húmedo de una serie de 15 años.

- b) Percolación admisible.

En base a un balance de nitrógeno se definió el volumen de percolado admisible a fin de preservar la calidad del agua subterránea. El nivel de percolado admisible es de 127 mm/mes durante los meses críticos de junio, julio y agosto, y de 254 mm/mes el resto del año.

- c) Cálculo de las pérdidas de agua.

Dado que se prevé la colección y recirculación del agua que pueda escurrir por la superficie del terreno, los únicos términos a considerar como pérdida de agua en el balance hídrico son la percolación y la evapotranspiración:

$$\begin{array}{l} \text{PERDIDAS DE} \\ \text{AGUA} \end{array} = \text{PERCOLACION} + \text{EVAPOTRANSPIRACION}$$

- d) Déficit de agua.

El déficit de agua resulta de la diferencia entre las pérdidas de agua y las precipitaciones.

$$\begin{array}{l} \text{DEFICIT DE} \\ \text{AGUA} \end{array} = \text{PERDIDAS DE AGUA} - \text{PRECIPITACIONES}$$

- e) Agua residual disponible.

Dado que el balance hídrico se expresa en términos de una lámina de líquido medida en mm/mes, es necesario transformar el caudal de líquido a tratar en esas unidades. Teniendo en cuenta que el área de aplicación ya calculada es de 48 Ha:

$$\begin{aligned} \text{AGUA RESIDUAL} & 0,044 \text{ m}^3/\text{s} * 86400 \text{ s/d} * 30 \text{ d/mes} * 1000 \text{ mm/m} \\ \text{DISPONIBLE} & = \frac{\phantom{0,044 \text{ m}^3/\text{s} * 86400 \text{ s/d} * 30 \text{ d/mes} * 1000 \text{ mm/m}}}{480 \text{ Ha} * 10000 \text{ m}^2/\text{Ha}} \\ & = 238 \text{ mm/mes} \end{aligned}$$

f) Variación de volumen en el almacenamiento.

El cambio de volumen almacenado que se producirá mensualmente resultará de la diferencia entre el agua residual disponible y el déficit de agua mensual.

VARIACION DE VOLUMEN EN EL ALMACENAMIENTO = AGUA RESIDUAL DISPONIBLE - DEFICIT DE AGUA

En base a los elementos anteriores se puede plantear el siguiente balance hídrico para aplicación de agua residual sobre el terreno:

**BALANCE HIDRICO ANUAL PARA TRATAMIENTO SOBRE EL TERRENO (INFILTRACION LENTA)**

Valores en mm/mes.

MES	EVAPOTRANS- PIRACION	PERCOLADO ADMISIBLE	PERDIDAS DE AGUA	PRECIPI- TACION	DEFICIT DE AGUA	AGUA RESIDUAL DISPONIBLE	VARIACION DE VOLUMEN ALMACENAMIENTO	ALMACENA- MIENTO TOTAL
(1)	(2)	(3)	(2) + (3) = (4)	(5)	(4) - (5) = (6)	(7)	(7) - (6) = (8)	(9)
Abr	58	254	312	41	271	238	- 33	0
May	25	254	279	61	218	238	20	20
Jun	13	127	140	69	71	238	167	187
Jul	5	127	132	76	56	238	182	369
Ago	7	127	134	71	63	238	175	544
Set	28	254	282	86	196	238	42	586
Oct	76	254	330	76	254	238	- 16	570
Nov	89	254	343	53	290	238	- 52	518
Dic	122	254	376	25	351	238	-113	405
Ene	152	254	406	13	393	238	-155	250
Feb	145	254	399	28	371	238	-133	117
Mar	99	254	353	51	302	238	- 64	53
TOTAL ANUAL	819	2667	3486	650	2836	2856		

Como puede observarse en el cuadro anterior, el máximo volumen de almacenamiento sería de 586 mm, correspondiente al mes de setiembre. Suponiendo un área de aplicación de 48 Ha, el volumen de almacenamiento correspondiente sería:

VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO =  $0,586 \text{ m} * 480.000 \text{ m}^2 = 281.280 \text{ m}^3$   
(m<sup>3</sup>)

Para el caudal medio considerado, este volumen brindaría un tiempo de permanencia de 74 días.

#### **11.15.11.- Instalaciones Pequeñas**

Se denominan instalaciones pequeñas a aquellas diseñadas para manejar caudales diarios menores o iguales a 9 L/seg. Cuando el rango varía entre 9 - 45 L/seg se consideran sistemas de tamaño intermedio.

Las ventajas que ofrecen los sistemas de tratamiento compacto son: mejor adaptación a las variaciones climáticas y de caudal y menores requerimientos de operación. No obstante, los fundamentos de diseño son los mismos para todas las dimensiones.

##### **11.15.11.1.- Selección del proceso de tratamiento en terreno para instalaciones pequeñas.**

Los sistemas de infiltración lenta son los elegidos en primer lugar debido a su similitud con las prácticas de agricultura normal y debido a que no son afectados sensiblemente por cambios operacionales.

En segundo lugar se hallan los sistemas de infiltración rápida debido a que las remociones de la mayoría de los componentes del agua son excelentes, con bajos requerimientos de operación y mantenimiento. Sin embargo en esta alternativa es más difícil alcanzar niveles de remoción de nitrógeno considerables si se los compara con otros sistemas.

Los sistemas de escurrimiento superficial requieren de mayor mantenimiento y entrenamiento adicional de los operadores para la conservación de las terrazas. El cuadro 11.15.18 presenta criterios que permiten guiar la selección preliminar de la alternativa adecuada. La descarga no superficial se refiere a descargas indirectas a aguas superficiales o a aguas subterráneas.

##### **11.15.11.2.- Cálculo del área de aplicación**

Se basa en la tasa de aplicación semanal y la duración del período de aplicación. La permeabilidad del suelo, junto con los requerimientos de agua para riego del cultivo, determinan la tasa de aplicación semanal tal como se muestra en el cuadro 11.15.19.



## Selección preliminar del sistema de tratamiento en terreno

Calidad del (mg/L)	Rango de permeabilidad (cm/h)						
	<0,2	0,2 - 0,5	0,5 - 1,5	1,5 - 5,1	5,1 - 15,2	15,2 - 50	>50
DBO $\leq 4$ SS $\leq 2$ N $\leq 4$ P $\leq 0,1$	---	Infiltrac. Lenta	Infiltrac. Lenta	Infiltrac. Lenta	Infiltrac. Lenta	---	---
DBO $\leq 5$ SS $\leq 5$ N $\leq 15$ P $\leq 1$	---	---	---	---	Infiltrac. Rápida	Infiltrac. Rápida	Infiltrac. Rápida
DBO $\leq 10$ SS $\leq 10$ N $\leq 3$ P $\leq 5$	Escurr. Superf.	Escurr. Superf.	---	---	---	---	---
Descarga no superficial	Infiltr. Lenta	Infiltr. Lenta	Infiltr. Lenta	Infiltr. Lenta	Infiltr. Lenta  Infiltr.	Infiltr. Lenta  Infiltr.	Infiltr. Lenta  Infiltr.

La tasa de aplicación anual se determina a través del producto de la tasa de aplicación semanal obtenida de la tabla anterior y la duración del período de aplicación. El área de aplicación se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$F = \frac{0,01 * Q}{L * R}$$

Donde:

F = área de aplicación (ha)

Q = caudal anual (m<sup>3</sup>/año)

L = período de aplicación (semana/año)

R = velocidad de aplicación (cm/semana)

Tasas de aplicación hidráulica utilizadas  
en instalaciones pequeñas

Tipo de Permeabilidad	Rango de Permeabilidad (cm/h)	Tasa de Aplicación (cm/semana)		
		Infiltración Lenta	Infiltración Rápida	Escurrimiento Superficial
Muy baja	< 0,2	---	---	10,2 - 20,3
Baja	0,2 - 0,5	1,3 - 2,5	---	10,2 - 20,3
Moderadamente baja	0,5 - 1,5	2,5 - 3,8	---	---
Moderada	1,5 - 5,1	3,8 - 7,6	---	---
Moderadamente rápida	5,1 - 15,2	7,6 - 10,2	10,2 - 50,8	---
Rápida	15,2 - 50,8	10,2	20,3 - 76,2	---
Muy rápida	>50,8	---	30,5 - 101,6	---

En los sistemas de infiltración lenta, el período de aplicación se determinará sobre la base del tipo de cultivo (anuales o perennes). En los sistemas de infiltración rápida generalmente la aplicación se realiza durante todo el año, aunque se deberán tener en cuenta períodos de interrupción para aquellas regiones de clima muy frío donde es posible que el agua aplicada se congele o se puedan tener problemas de distribución.

En los sistemas de escurrimiento superficial, la tasa de aplicación no depende de la permeabilidad del suelo sino de la actividad biológica. La experiencia indica que una tasa de 10 cm/semana resulta razonable para no afectar la misma. El período de aplicación para este tipo de sistemas también debe tener en cuenta las condiciones climáticas.

### 11.15.11.3.- Selección del Sistema de Aplicación

Para sistemas de infiltración lenta, el método de distribución que se prefiere cuando la topografía es llana o de pendiente moderada es el superficial ya que ofrece el menor costo capital, de operación y mantenimiento, además de no acarrear problemas de transporte aéreo de posibles

sustancias nocivas. Los rociadores se pueden usar con casi cualquier tipo de topografía, pero se prefieren para aquellas zonas que tienen una pendiente menor al 15% para minimizar los problemas de erosión del terreno.

En instalaciones pequeñas se prefiere el uso de distribución superficial para los sistemas de infiltración rápida y de escurrimiento superficial.

#### **EJEMPLO 11.15.2.**

Se desea dimensionar un sistema de tratamiento sobre el terreno para un líquido cloacal principalmente doméstico con aportes de efluentes líquidos de industrias vitivinícolas, quesería y galvanoplastia.

#### **Datos:**

- a) El caudal promedio a tratar es de 61,32 L/s.
- b) El pretratamiento es de tipo secundario y consiste en lagunas de aereación.
- c) La concentración de nitrógeno total en el agua residual a tratar es de 20 mg N/L.
- d) El requerimiento de calidad del efluente es:

$$\begin{aligned} \text{DBO} &\leq 4 \text{ mg/L} \\ \text{P} &\leq 0,1 \text{ mg/L} \\ \text{SS} &\leq 2 \text{ mg/L} \\ \text{N} &\leq 10 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

- e) Las características de la región son:

Permeabilidad del terreno:	0,3 a 0,35 cm/h
Clima:	moderado
Precipitación promedio anual:	457 mm
Evapotranspiración promedio anual:	803 mm

#### **Solución:**

- A) Selección preliminar del sistema de tratamiento en terreno.

Con los datos de calidad requerida para el efluente y la permeabilidad del terreno se entra en el cuadro 11.15.18, para determinar el tipo de tratamiento a utilizar. Para este caso, el sistema de infiltración lenta resulta ser el más adecuado.

B) Cálculo de la tasa de aplicación hidráulica.

Habiendo seleccionado el sistema de tratamiento en terreno y conociendo la permeabilidad del mismo, se puede obtener la tasa de aplicación hidráulica a partir de la figura 11.15.5. También podría haberse calculado haciendo uso del siguiente balance si todos los términos necesarios para el cálculo fueran conocidos:

$$\begin{aligned}L_w + Pr &= Et + W_p + R \\L_w &= Et + W_p + R - Pr\end{aligned}$$

Donde:

$L_w$  = tasa de aplicación hidráulica (mm/año).

$Et$  = evapotranspiración y/o consumo de agua por el cultivo (mm/año).

$W_p$  = agua percolada (mm/año).

$R$  = agua que escurre superficialmente (mm/año).

$Pr$  = precipitación (mm/año).

En sistemas de infiltración lenta, el término  $R$  es insignificante, por lo tanto puede despreciarse. Se asume entonces que el agua residual percola principalmente a través del terreno. Las condiciones de aplicación supuestas son:

Duración diaria del período de aplicación: 12 - 16 hs.  
Ciclo de aplicación: 1 semana  
Ciclo de descanso: 5 semanas

$$\begin{aligned}W_p &= 3 \text{ mm/h} * 12 \text{ h/d} * 7 \text{ d/aplic.} * 8 \text{ aplic./año} \\W_p &= 2016 \text{ mm/año}\end{aligned}$$

La tasa de aplicación hidráulica queda entonces:

$$\begin{aligned}L_w &= (803 + 2016 - 457) \text{ mm/año} \\L_w &= 2362 \text{ mm/año}\end{aligned}$$

C) Cálculo de la tasa de aplicación de nitrógeno.

Considerando el balance de nitrógeno correspondiente:

$$L_n = U + D + 0,01 * W_p * C_p$$

Donde:

$U$  = consumo de nitrógeno por el cultivo (KgN/Ha\*año).

$D$  = remoción de nitrógeno por denitrificación (%  $L_n$ ).

$W_p$  = agua percolada (mm/año).

$C_p$  = concentración de nitrógeno permisible en el agua percolada (mg N/L)

Suponiendo:

$U = 380 \text{ Kg N/Ha*año}$

$D = 20\% \text{ de } L_n$

$C_p = 10 \text{ mg N/L}$

La tasa de aplicación de nitrógeno queda:

$$L_n = 380 + 0,2 L_n + 0,01 * 2016 * 10$$

$$L_n = 727 \text{ Kg N/Ha*año}$$

D) Cálculo del area de aplicación.

C.1.- Teniendo en cuenta la tasa de aplicación hidráulica.

$$A_H = \frac{Q}{L_w} = \frac{\text{Caudal a tratar}}{\text{Tasa de aplicación hidráulica}} \frac{\text{mm/año}}{\text{mm/Ha*año}}$$

$$A_H = \frac{61,32 \frac{\text{L}}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}} * 365 \frac{\text{d}}{\text{año}} * 10^6 \frac{\text{mm}^3}{\text{L}} * \frac{1}{10^{10}} \frac{\text{Ha}}{\text{mm}^2}}{2362 \text{ mm/año}}$$

$$A_H = 81,9 \text{ Ha}$$

C.2.- Teniendo en cuenta la tasa de aplicación de nitrógeno.

El area de aplicación requerida en base a  $L_n$  será:

$$A_N = \frac{\text{Carga de nitrógeno}}{\text{Tasa de aplicación de nitrógeno}} \frac{\text{Kg N/año}}{\text{Kg N/Ha*año}}$$

$$A_N = \frac{61,32 \frac{\text{L}}{\text{s}} * 86400 \frac{\text{s}}{\text{d}} * 365 \frac{\text{d}}{\text{año}} * 20 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * 10^{-6} \frac{\text{Kg}}{\text{mg}}}{727 \text{ Kg N/Ha*año}}$$

$$A_N = 53,2 \text{ Ha}$$

Dado que el area calculada en base a la tasa de aplicación hidráulica resultó mayor, se adopta como área de aplicación:

$$A = 82 \text{ Ha}$$

E) Sistema de distribución.

Se adopta el goteo como sistema de distribución. No se prevén problemas de obstrucción en los distribuidores ya que el agua residual recibe un pretratamiento secundario mediante lagunas aereadas.

### EJEMPLO 11.15.3.

Se desea calcular la tasa de aplicación de nitrógeno para dos sistemas de tratamiento sobre el terreno ubicados en lugares diferentes: uno en una región árida y otro en una región húmeda.

Datos:

	Clima húmedo	Clima árido
Concentración de nitrógeno aplicado, $C_n$ (mgN/l).	25	25
Consumo de nitrógeno por la vegetación, $U$ (KgN/ha.año).	336	336
Denitrificación como % del nitrógeno aplicado, $D$ .	20	20
Precipitación menos evapotranspiración, $Pr - Et$ (mm/año):	520	- 520

#### 1) Cálculo del agua que percola $W_p$ .

La cantidad de agua que percola  $W_p$ , resultante del efluente aplicado  $L_w$  tiene un efecto significativo sobre la carga de nitrógeno permisible.

Teniendo en cuenta el balance de agua:

$$L_w + Pr = Et + W_p + R$$

Donde:

$L_w$  = tasa de aplicación hidráulica (mm/año).

$Pr$  = precipitación anual (mm/año).

$Et$  = evapotranspiración (mm/año).

$W_p$  = agua percolada (mm/año).

$R$  = agua escurrida superficialmente (mm/año).

El término  $R$  resulta nulo, ya que consideramos que no escurre agua sobre el terreno, por lo tanto queda:

$$W_p = L_w + Pr - Et$$

Reemplazando:

$$W_p = L_w + 520 \quad (\text{clima húmedo})$$

$$W_p = L_w - 520 \quad (\text{clima árido})$$

## 2) Cálculo de la tasa de aplicación hidráulica $L_w$

La relación entre la tasa de aplicación de nitrógeno y la tasa de aplicación hidráulica es:

$$L_n = 0,1 C_n * L_w$$

Donde:

$C_n$  = concentración de nitrógeno aplicado (mgN/L)

$L_n$  = tasa de aplicación de nitrógeno (Kg N/Ha.año).

$L_w$  = tasa de aplicación hidráulica (mm/año)

Reemplazando:

$$L_n = 0,1 * 25 * L_w$$

$$L_n = 2,5 * L_w$$

En consecuencia:

$$L_w = 0,4 * L_n$$

### 3) Cálculo de la tasa de aplicación de nitrógeno $L_n$ .

Teniendo en cuenta que el balance anual de nitrógeno es:

$$L_n = U + D + 0,1 * W_p * C_p$$

Reemplazando  $W_p$  se obtiene:

$$L_n = U + D + 0,1 * (L_w + 52) * C_p \quad (\text{clima húmedo})$$

$$L_n = U + D + 0,1 * (L_w - 52) * C_p \quad (\text{clima árido})$$

Reemplazando la relación anterior obtenida en el punto 2 en este balance resulta:

$$L_n = U + D + 0,1 * (0,4 L_n + 52) * C_p \quad (\text{clima húmedo})$$

$$L_n = U + D + 0,1 * (0,4 L_n - 52) * C_p \quad (\text{clima árido})$$

$C_p$  es la concentración límite de nitrógeno en el percolado. Para un agua subterránea que ha de destinarse al consumo humano  $C_p$  es comunmente considerada de 10 mg/l.

$$L_n = U + D + 0,1 * (0,4 L_n + 52) * 10 \quad (\text{clima húmedo})$$

$$L_n = U + D + 0,1 * (0,4 L_n - 52) * 10 \quad (\text{clima árido})$$

Sustituyendo los valores de  $U$  y de  $D$  en las expresiones anteriores se obtiene:

$$L_n = 336 + 0,2 * L_n + 0,1 * (0,4 L_n + 52) * 10$$

$$L_n = 336 + 0,2 * L_n + 0,1 * (0,4 L_n - 52) * 10$$

Despejando  $L_n$  resulta:

$$L_n = 970 \text{ Kg/Ha.año} \quad (\text{clima húmedo})$$

$$L_n = 710 \text{ Kg/Ha.año.} \quad (\text{clima árido})$$

### 4) Cálculo del área de aplicación en base a la tasa de aplicación de nitrógeno.

Teniendo en cuenta la tasa de aplicación de nitrógeno y la carga del mismo se calcula el área:

$$A_N = \frac{\text{Carga de nitrógeno (kg/ año)}}{\text{Tasa de aplicación (kg/ha.año)}}$$

:



## 11.16.- TRATAMIENTO Y DISPOSICION DE LODOS

### 11.16.1.- Conceptos y Objetivos Generales

Como resultado de los procesos de tratamiento del líquido residual en la planta, se tienen: el líquido tratado por una parte, los sólidos gruesos retenidos por el pretratamiento de rejillas y desarenador, y los lodos o barros, por la otra.

El líquido tratado, o efluente de la planta, se dispondrá vertiéndolo a un cuerpo receptor determinado previamente en los estudios.

Los sólidos gruesos tales como arena, gravas, elementos metálicos, plásticos, madera, y otros, retenidos en el pre-tratamiento de rejillas o cribas y desareno, se suelen disponer en el suelo, tratándolos como basura sólida. Uno de los procesos más comunes es el de enterramiento sanitario. Pueden sin embargo, adoptarse otras disposiciones tales como dilaceración, desintegración y posterior integración al lodo o vertimiento en otro lugar de depósito final.

Los lodos (llamados también barros o fangos), constituyen un residuo líquido que contiene en suspensiones más o menos concentradas materias orgánicas e inertes, provenientes del líquido residual crudo sujeto a tratamiento.

Debido a que normalmente los lodos contienen gérmenes patógenos, y son muy susceptibles de una rápida fermentación, con desprendimiento de malos olores, se requiere su adecuado e higiénico tratamiento y disposición.

### 11.16.2.- Características de los Lodos

Las características de los lodos son variables según los tipos de líquido crudo que los origina, los procesos de tratamiento empleados en la planta y el tiempo que media entre su producción y disposición final.

En el caso del lodo proveniente de líquido cloacal urbano, (sin mezcla con desagües industriales que por su composición y/o su cantidad afecte sensiblemente su composición), el cuadro 11.16.1 nos proporciona las características generales de los mismos según el tratamiento de procedencia. Esta tabla hace referencia a las características físicas y organolépticas más visibles.

En cuanto a la composición química y parámetros físicos tales como las proporciones de sólidos totales, volátiles, poder calórico, el cuadro 11.16.2 contiene valores típicos indicando máximos y mínimos de los intervalos más comunes para cada parámetro.

Características del fango producido durante el  
tratamiento del agua residual

SOLIDOS O FANGO	DESCRIPCION
Residuos del Desbaste	Incluyen todo tipo de materiales orgánicos e inorgánicos de tamaño suficientemente grande para ser eliminados por rejillas de barras. El contenido de materia orgánica varía dependiendo de la naturaleza del sistema y la estación del año.
Arena	El material retenido en los desarenadores está constituido, normalmente por los sólidos inorgánicos que sedimentan con velocidades relativamente altas. Dependiendo de las velocidades de funcionamiento, la "arena" puede también contener cantidades significativas de materia orgánica.
Espumas	La espuma está formada por los materiales flotantes recogidos en la superficie de los tanques de sedimentación primarios y secundarios. Puede incluir grasas y aceites minerales y vegetales, grasa animal, ceras, jabones, residuos alimenticios, pieles de hortalizas, cabellos, papel y algodón, colilla de cigarrillos, cápsulas de plástico, preservativos de goma, partículas de arena y materiales similares. El peso específico de la espuma es menor que 1, generalmente alrededor de 0,95.
Fango primario	El fango de los tanques de decantación primaria es generalmente gris y, en la mayoría de los casos, produce un olor extremadamente molesto. Puede digerirse fácilmente si se adoptan condiciones adecuadas de funcionamiento.
Fango de precipitación química	El fango procedente de tanques de precipitación química es de color oscuro, aunque su superficie puede ser roja si contiene mucho hierro. Su olor puede ser molesto, pero no tanto como el del fango de decantación primaria. Aunque es algo grasiento, los hidratos de hierro o aluminio contenidos en él lo hacen gelatinoso. Si se deja suficiente tiempo en el tanque, se produce su descomposición como en el caso del fango de decantación primaria, pero a una velocidad menor. Produce gas en cantidades sustanciales y su densidad aumenta con el tiempo.

Fango activado	El fango activado tiene generalmente una apariencia floculenta de color marrón. Si el color es muy oscuro, puede estar próximo a volverse séptico. Si el color es más claro de lo normal puede haber estado aerado insuficientemente y los sólidos tienen tendencia a sedimentar lentamente. El fango en buenas condiciones tiene un olor no molesto característico. Tiende a convertirse en séptico con bastante rapidez y luego adquiere un olor desagradable de putrefacción. Se digiere fácilmente solo o mezclado con fangos primarios frescos.
Fango de filtros percoladores	El humus de los filtros percoladores es pardusco floculento y relativamente inodoro cuando está fresco. Experimenta generalmente la descomposición más lentamente que otros fangos crudos pero cuando contiene muchos gusanos puede convertirse rápidamente en molesto. Se digiere fácilmente.
Fango digerido (aerobio)	El fango digerido por vía aerobia es de color marrón oscuro y tiene apariencia floculenta. El olor de este tipo de fango no es molesto. El fango aerobio bien digerido se deshidrata fácilmente, y los sólidos secos resultantes son inodoros.
Fango digerido (anaerobio)	El fango digerido por vía anaerobia es de color marrón oscuro-negro y contiene una cantidad excepcionalmente grande de gas. Cuando está totalmente digerido, no es molesto, siendo su olor relativamente débil y parecido al del alquitrán caliente, goma quemada o lacre. Cuando se evacua a playas de secado en capas de poco espesor, los sólidos son transportados en primer lugar a la superficie por la acción de los gases que contiene dejando en la parte inferior una lámina de agua relativamente clara, que se drena rápidamente y permite que los sólidos sedimenten lentamente sobre el lecho. A medida que progresa el secado, los gases escapan dejando una superficie muy agrietada con un olor que recuerda el compost de jardín.
Residuos de fosas sépticas	El fango de las fosas sépticas es negro. A menos que esté bien digerido como consecuencia de un largo tiempo de almacenamiento, es molesto a causa del sulfuro de hidrógeno y otros gases que desprende. El fango puede secarse sobre playas de secado si se extiende en capas de poco espesor, pero cabe esperar olores desagradables mientras se drena a menos que haya sido bien digerido.

## Composición química típica del fango crudo y digerido

Característica	Fango primario crudo		Fango digerido	
	Intervalo	Valor típico	Intervalo	Valor típico
Sólidos secos totales (ST)%	2,0-8,0	5,0	6,0-12,0	10,0
Sólidos volátiles (% de ST)	60-80	65	30-60	40,0
Grasas y aceites (solubles en éter, % de ST)	6,0-30,0	-	5,0-20,0	-
Proteínas (% de ST)	20-30	25	15-20	18
Nitrógeno (N, % de ST)	1,5-6,0	4,0	1,6-6,0	4,0
Fósforo ( $P_2O_5$ , % de ST)	0,8-3,0	2,0	1,5-4,0	2,5
Potasio ( $K_2O$ , % de ST)	0,0-1,0	0,4	0,0-3,0	1,0
Celulosa (% de ST) -	8,0-15,0	10,0	8,0-15,0	10,0
Hierro (no como sulfuro)	2,0-4,0	2,5	3,0-8,0	4,0
Sílice ( $SiO_2$ , % de ST)	15,0-20,0	-	10,0-20,0	-
pH	5,0-8,0	6,0	6,5-7,5	7,0
Alcalinidad (mg/L como $CaCO_3$ )	500-1500	600	2500-3500	3000
Ácidos orgánicos (mg/L como HAc)	200-2000	500	100-600	200
Poder calorífico (Kcal/Kg)	3800-5500	4200 <sup>a</sup>	1500-3700	2100 <sup>b</sup>

<sup>a</sup> Basado en el 65% de materia volátil<sup>b</sup> Basado en el 40% de materia volátil

Muchos de los constituyentes químicos del lodo, son importantes desde el punto de vista de la disposición final del mismo y del líquido residual separado por desecación, espesamiento u otros procesos a aplicar al lodo.

En particular, el valor fertilizante del barro, se basa en su contenido de nutrientes como el nitrógeno, fósforo y potasio, lo que hay que evaluar siempre que se prevea su deposición como mejorador de suelos.

El PH, la alcalinidad, y el contenido de ácidos orgánicos, tienen importancia para el control y operación del proceso de digestión anaeróbica. El poder calórico, es un dato básico para el supuesto de que se piense utilizar algún proceso de combustión.

Los datos consignados en las tablas, son orientativos, y solo pueden utilizarse para el diseño, si se carece en absoluto de información experimental sobre el lodo a tratar. En cualquier caso, referencias de determinaciones de laboratorios de plantas de ciudades de similares características, será una importante base de información para el diseño.

### 11.16.3.- Cantidad de Lodos

La cantidad probable de lodos en un caso determinado, depende de factores como características del líquido cloacal a tratar, variabilidad de estas características en el tiempo, tipo de procesos de tratamiento, tipo de red colectora (sistema unitario o separativo). En Argentina se utiliza el sistema separativo.

Cuadro 11.16.3

Datos típicos sobre las características físicas y las cantidades de fango producido en diversos procesos de tratamiento de aguas residuales

Proceso de tratamiento	Peso específico de los sólidos del fango	Peso específico del fango	Sólidos secos, $\text{Kg}/10^3 \text{ m}^3$	
			Intervalo	Valor típico
Decantación primaria.	1,4	1,02	110-170	150
Fango activado (en exceso)	1,25	1,005	70-100	85
Filtros percoladores (en exceso).	1,45	1,025	55-90	70
Aeración prolongada (fango en exceso).	1,30	1,015	80-120	100 <sup>a</sup>
Laguna aerada (fango en exceso).	1,30	1,010	80-120	100 <sup>a</sup>
Filtración.	1,20	1,005	10-20	15
Eliminación de algas.	1,20	1,005	10-25	15
Adición de productos químicos a los clarificadores primarios para la eliminación del fósforo.				
Dosis baja de cal (350-500 mg/L).	1,9	1,04	250-400	300 <sup>b</sup>
Dosis alta de cal (800-1600 mg/L).	2,2	1,05	600-1280	800 <sup>b</sup>
Nitrificación por crecimiento en suspensión.	-	-	- -	- -
Denitrificación por crecimiento en suspensión.	1,20	1,005	10-30	16
Filtros de desbaste.	1,28	1,020	- -	- -

<sup>a</sup> Suponiendo que no hay tratamiento primario.

<sup>b</sup> Fangos a añadir al normalmente eliminado por decantación primaria.

Para un líquido cloacal urbano tipo (caracterizado en el numeral 11.16.2 segundo párrafo), el cuadro 11.16.3 nos da las cantidades de lodo (valor típico e intervalo entre máximos y mínimos) esperados en función de los distintos tipos de tratamientos más usuales. Las cantidades se expresan como sólidos secos. Asimismo consigna al peso específico del lodo y de los sólidos (sólidos totales secos, es decir, obtenidos como residuos de evaporación a 105°C).

El cuadro 11.16.4 presenta las concentraciones de sólidos de fangos como porcentaje (en peso), para diversas operaciones y procesos de tratamiento.

Cuadro 11.16.4  
Concentraciones esperadas del fango procedentes de diversas  
operaciones y procesos de tratamiento

Funcionamiento o aplicación del proceso	Concentración de sólidos del fango, % de sólidos secos	
	Intervalo	Valor típico
Tanque de decantación primaria		
Fango primario	4,00-12,0	5,00
Fango primario a ciclón <sup>a</sup>	0,50-3,00	1,50
Fango primario y activado en exceso	3,00-10,0	4,00
Primario y humus de filtro percoladores	4,00-10,0	5,00
Fango primario con adición de hierro para la eliminación del fósforo	5,00-14,0	7,50
Fango primario con adición de dosis baja de cal para la eliminación del fósforo	2,00-8,00	4,00
Fango primario con adición de dosis altas de cal para la eliminación del fósforo	4,00-16,00	10,00
Tanque de sedimentación secundaria		
Fango activado en exceso, con decantación primaria	0,50-1,50	0,75
Fango activado en exceso, sin decantación primaria	0,75-2,50	1,25
Fango activado con oxígeno puro, con decantación primaria	1,25-3,00	2,00
Fango activado con oxígeno puro, sin decantación primaria	1,50-4,00	2,50
Humus de filtro percolador	1,00-3,00	1,50
Espumas	3,00-10,0	5,00
Espesador por gravedad		
Fango primario únicamente	6,00-12,0	8,00
Primario y activado en exceso	3,00-10,0	4,00
Primario y humus de filtro percolador	4,00-10,0	5,00
Espesador por flotación		
Fango activado en exceso únicamente	3,00-6,00	4,00
Digestor aerobio		
Fango primario únicamente	5,00-10,0	7,00
Primario y activado en exceso	2,50-7,00	3,50
Primario y humus de filtro percolador	3,00-8,00	4,00
Digestor aerobio		
Fango activado en exceso solamente	0,75-2,50	1,25
Fango activado en exceso y primario	1,50-4,00	2,50
Fango primario únicamente	2,50-7,00	3,50

<sup>a</sup> Deben preverse dispositivos adecuados para diluir un fango más concentrados

Para el diseño de reactores, tuberías, equipos de bombeo y otros elementos de tratamiento de lodos, se requieren datos sobre los volúmenes a considerar. Estos, dependen de la concentración de sólidos en el fango (más o menos acuoso), la que suele ser muy variable entre distintas plantas con un mismo proceso. En efecto, inciden factores tales como el diseño, la operación, el control y otros. En rigor, el volumen de lodos depende sustancialmente de su contenido de agua, y en menor medida de la materia sólida.

El volumen de un fango puede calcularse con la siguiente expresión:

$$V = \frac{P_s}{\rho (1 - \mu)}$$

Donde:

$V$  = volumen de lodo ( $m^3$ )  
 $P_s$  = peso de los sólidos secos (Kg)  
 $\rho$  = peso específico del lodo ( $Kg/m^3$ )  
 $\mu$  = contenido de humedad

Para calcular el volumen de un lodo puede efectuarse el siguiente razonamiento. Suponiendo que el lodo posee un 95% de humedad, en 100 Kg tendrá:

95 Kg de agua  
 5 Kg de sólidos

Si el peso específico de los sólidos fuera 1,5 Kg/L (compuesto de materia orgánica  $\approx$  1,05 Kg/L y materia mineral 2,5 Kg/L, en promedio 1,5 Kg/L) y el peso específico del agua 1 Kg/L el volumen ocupado por los 100 Kg será:

$$\frac{95}{1} + \frac{5}{1,5} = 98,3 \text{ L}$$

Si al lodo se le modifica la humedad, a partir de la expresión:

$$\frac{\text{Peso agua}}{\% \text{ agua}} = \frac{\text{Peso sólidos}}{\% \text{ sólidos}}$$

Podemos escribir:

$$\text{Peso agua} = \frac{\text{Peso sólidos} \% \text{ agua}}{\% \text{ sólidos}}$$

Si suponemos que el lodo se seca hasta el 80% de humedad y como la cantidad de sólidos no cambió, se tendrá:

$$\text{Peso del agua} = \frac{5 * 0,80}{0,20} = 20 \text{ Kg}$$

el denominador es 0,2 es el porcentaje de sólidos, (el 80% es agua).

Y el volumen ocupado:

$$\frac{20}{1} + \frac{5}{1,5} = 23,33 \text{ L}$$

La variación de volumen con la variación de humedad puede ser determinada, en forma aproximada, con la siguiente expresión:

$$V_2 = \frac{V_1 (1 - P_1)}{1 - P_2}$$

Donde:

- $V_1$  = volumen inicial
- $P_1$  = % de humedad inicial
- $V_2$  = volumen final
- $P_2$  = % de humedad final

La expresión no es exacta pues no considera las posibles modificaciones en el peso específico de lodo.

Otro criterio para estimar el volumen de lodos, es a partir del número de habitantes servidos por el sistema. Para el caso de líquidos residuales industriales orgánicos puede aplicarse el concepto de equivalencia en habitantes.

El cuadro 11.16.5 indica las cantidades de fango esperadas para distintas operaciones y procesos de tratamiento.

El contenido de sólidos totales de un líquido cloacal determinado, no es constante en el tiempo. En consecuencia, cabe esperar considerables variaciones en la cantidad diaria de fangos a tratar en una planta, por este motivo y por la propia variación del volumen de líquido a tratar.



Tabla de las cantidades de fango

	Contenido de sólidos [g/hab*día] a	Contenido de sólidos en [%] b	Contenido de agua [%] c	Cantidad de fango l/hab*día (a / 10*b) d
<b>A. Decantadores con digestores</b>				
1. Fangos fresco extraído bajo el agua en los tanques tolva	54	2,5	97,5	2,16
2. Fangos fresco, desprovisto del agua en exceso al ser bombeado	54	2,5	95	1,08
3. Fangos digerido húmedo	34	13	87	0,26
4. Fangos digerido secado al aire	34	45	55	(0,13)
<b>B. Lechos bacterianos con digestores (- de baja carga, + de alta carga)</b>				
5. Fangos de los decantadores secundarios	-13 +20	8 5	92 95	0,16 0,40
6. Fangos fresco mixto (de los decantadores primarios y secundarios)	-67 +74	5,5 5	94,5 95	1,22 1,48
7. Fangos mixto digerido húmedo	-43 +48	10 10	90 90	0,43 0,48
8. Fangos mixto digerido seco (aerado)	-43 +48	45 45	55 55	(0,17) (0,19)
<b>C. Instalación de activación con digestores</b>				
9. Fangos en exceso bombeado fresco.	-31 +25	0,7 1,5	99,3 98,5	4,43 1,67
10. Fangos en exceso, con la misma densidad que tiene al separarse a la media hora en una muestra de agua del tanque de aeración	-31 +25	1,5 2,0	98,5 98,4	2,07 1,25
11. Fangos en exceso fresco mezclado en los decantadores primarios con el fango de estos decantadores	-85 +79	4,5 4,5	95,5 95,5	1,87 1,75
12. Fangos mixto digerido	-55 +52	7 10	93 90	0,79 0,52
13. Fangos mixto digerido, secado al aire (aerado)	-55 +52	45 45	55 55	(0,23) (0,22)

El cuadro 11.16.6 presenta valores indicativos, en base a lo observado en diversas plantas, de la variaciones del volumen de barros y la frecuencia con que dichas variaciones pueden esperarse en ciudades grandes y medianas. En poblaciones más pequeñas suelen darse variaciones mayores. Es evidente que para cada planta en particular se deben analizar las circunstancias locales para estimar la frecuencia y amplitud de las variaciones del volumen de lodos a disponer.

Cuadro 11.16.6

Variaciones de la cantidad de fangos	
% de Volumen Medio Diario	Ocurrencia en número de días por año
120	30
125	25
140	20
160	15
180	10
225	5
300	3
380	2

Las variaciones de la cantidad de fango tiene influencia en el volumen de los reactores a proyectar. En el caso de que el tratamiento incluya digestores, puede tomarse el volumen correspondiente a una ocurrencia de 30 días (120%). Si no se prevén digestores, se puede adoptar el correspondiente a 7 días (aproximadamente 200%).

#### 11.16.4.- Objetivos del Tratamiento de Lodos

Los objetivos esenciales que se persiguen en un tratamiento de lodos son los siguientes:

- \* Reducción de la capacidad de fermentación, proceso comunmente denominados de estabilización
- \* Reducción del volumen
- \* Eliminación de microorganismos patógenos
- \* Disposición final

Otros objetivos y propósitos pueden ser: reducción del tamaño de sólidos, eliminación de arenas, mezclado, almacenamiento, reducción de masa, acondicionamiento, lixiviación, reducción de peso, recuperación de productos.

En general, la eliminación de arenas y otros materiales gruesos, corresponde a la etapa de pretratamiento, que se ha analizado en capítulos anteriores.

#### **11.16.4.1.- Estabilización**

Como ya se ha dicho en el numeral 11.16.1, el lodo crudo o fresco, tiene un alto potencial de fermentación, con desprendimiento de malos olores. En realidad, es la tendencia a iniciar el proceso anaeróbico de fermentación ácida.

Esta característica de los lodos, los hace ofensivos y potencialmente agresivos, ya que puede ser un medio apto de cultivo y crecimiento de microorganismos patógenos. Por estas razones, se hace necesaria la estabilización de los mismos.

#### **11.16.4.2.- Reducción de Volumen**

Otra de las características más comunes de los lodos, es su alto contenido de agua, es decir presentan una fase muy preponderantemente líquida.

Esto hace dificultoso y antieconómico su manejo, y por lo tanto se requiere la disminución de su volumen y al mismo tiempo su reducción a una fase más sólida. Un criterio práctico común, es que sea posible manejarlos con pala de mano.

La reducción del volumen consiste en separar el líquido (agua con algún contenido de materias disueltas o en suspensión) del lodo aumentando su concentración de sólidos.

#### **11.16.4.3.- Eliminación de Microorganismos Patógenos**

Consiste en la destrucción de los virus y bacterias patógenas que pudiera haber en el lodo, antes de proceder a su disposición final.

#### **11.16.4.4.- Disposición Final**

Es la última etapa de un tratamiento integral de lodos. Se trata de seleccionar el lugar donde (y en que condiciones) se depositarán los lodos, una vez estabilizados, reducido su volumen, y eliminados los patógenos.

#### **11.16.5.- Operaciones, Procesos o Métodos de Tratamiento**

Para lograr los objetivos referidos anteriormente, se dispone de una serie de operaciones, procesos o métodos de tratamientos. Algunos, tienen efectos respecto de uno de los objetivos, y otros, sobre varios de ellos.

Los métodos, operaciones o procesos, que pueden ser utilizados, y sus funciones o efectos principales, se indican en el cuadro 11.16.7.

## Métodos de tratamiento y evacuación de fangos

Operación unitaria, proceso unitario o método de tratamiento	Función
<b>Operaciones de pretratamiento</b>	
Trituración	Reducción de tamaño
Desarenado	Eliminación de arenas
Mezclado	Mezclado
Almacenamiento	Almacenamiento
<b>Espesamiento</b>	
Por gravedad	Reducción de volumen
Por flotación	Reducción de volumen
Por centrifugación	Reducción de volumen
<b>Estabilización</b>	
Oxidación con cloro	Estabilización
Estabilización con cal	Estabilización
Tratamiento térmico	Estabilización
Digestión anaerobia	Estab., reducción de masa
Digestión aerobia	Estab., reducción de masa
<b>Acondicionamiento</b>	
Acondicionamiento químico	Acondicionamiento del fango
Elutriación	Lixiviación
<b>Desinfección</b>	
Desinfección	Desinfección
<b>Deshidratación</b>	
Filtro de vacío	Reducción de volumen
Filtro prensa	Reducción de volumen
Filtro de banda horizontal	Reducción de volumen
Centrífuga	Reducción de volumen
Era de secado	Reducción de volumen
Laguna	Almacenamiento, reducción de volumen
<b>Secado</b>	
Instantáneo	Reducción de peso, reducción de volumen
Por pulverización	Reducción de peso, reducción de volumen
En horno rotativo	Reducción de peso, reducción de volumen
En horno de pisos múltiples	Reducción de peso, reducción de volumen
<b>Compostaje</b>	
Compostaje (sólo fango)	Reducción de peso, reducción de volumen
Compostaje combinado con residuos sólidos	Reducción de peso, reducción de volumen
<b>Reducción térmica</b>	
Horno de pisos múltiples	Reducción de volumen, recuperación de calor

Horno de lecho fluidificado	Reducción de volumen
Combustión instantánea	Reducción de volumen
Coincineración con residuos sólidos	Reducción de volumen
Copirólisis con residuos sólidos	Reducción de volumen, recuperación de calor
Oxidación por vía húmeda	Reducción de volumen
Evacuación final	Evacuación final
A vertedero	Evacuación final
Aplicación al terreno	Evacuación final, regeneración del terreno
Regeneración de tierras	Evacuación final, recuperación de recursos
Reutilización	

Un tratamiento de lodos, puede incluir uno o más de los procesos u operaciones mencionadas en el Cuadro 11.16.7. En la figura 11.16.1, se muestra un diagrama general de combinaciones posibles, que como puede verse, son muy numerosas.

En la práctica, hay básicamente dos tipos de procesos: con aplicación de un tratamiento biológico, o sin él. Salvo que se trate de aguas residuales con altos contenidos de residuos industriales, que afecten los procesos biológicos, en la mayoría de los casos se utilizan estos.

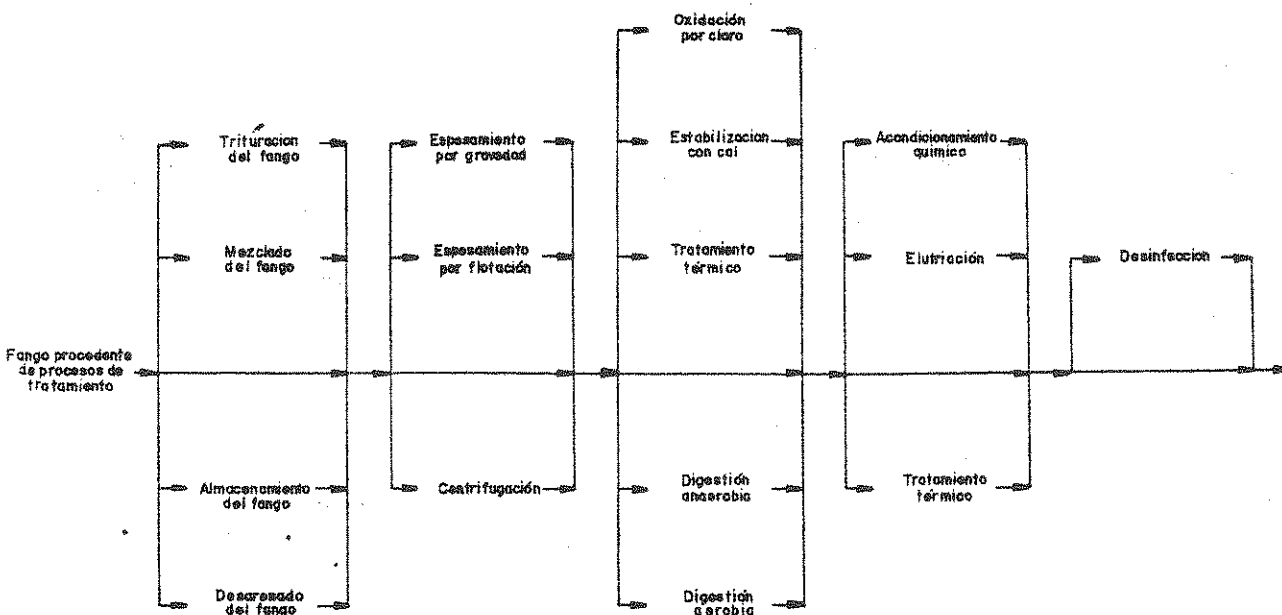
Para nuestro caso (población hasta 30.000 habitantes), donde se requiere soluciones técnicas que contemplen el equilibrio, entre procesos altamente sofisticados y otros excesivamente rudimentarios, se proponen las soluciones que se indican en la figura 11.16.2.

#### 11.16.6.- Espesamiento o Concentración del Lodo

El objetivo básico del proceso de **espesamiento** es reducir el volumen del lodo, luego de su separación inicial del líquido residual. El procedimiento procura separar o extraer líquido, para concentrar los sólidos.

El líquido remanente del proceso de espesamiento, generalmente de una alta DBO, debe ser retornado al tratamiento. En el caso de espesamiento por flotación, puede ser recirculado, como veremos más adelante.

En plantas pequeñas de tratamiento (menos de 45 L/s), raras veces se efectúa el espesamiento del lodo como operación separada. En su lugar, se realiza el espesado por gravedad, en el tanque de decantación primaria, en las unidades de digestión o en ambas.



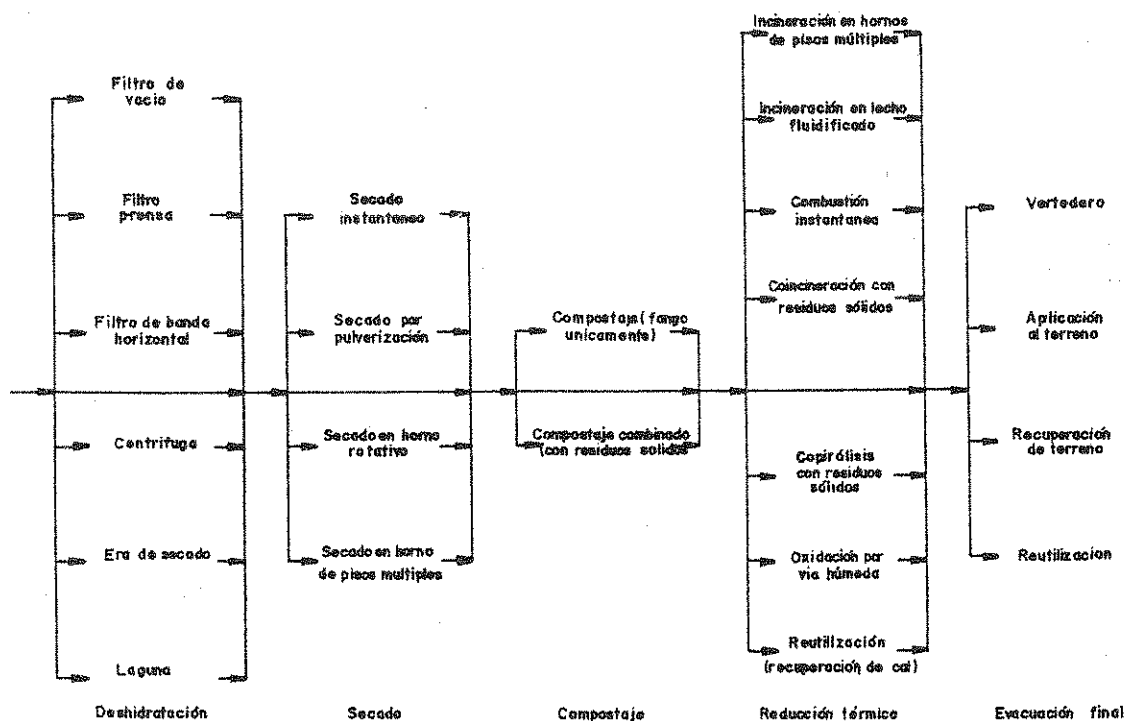
Operaciones de  
pretratamiento

Esposamiento

Estabilización

Acondicionamiento

Desinfección



Deshidratación

Secado

Compostaje

Reducción térmica

Evacuación final

Figura 11.16.1

Diagrama de flujo general para el tratamiento y evacuación del fango

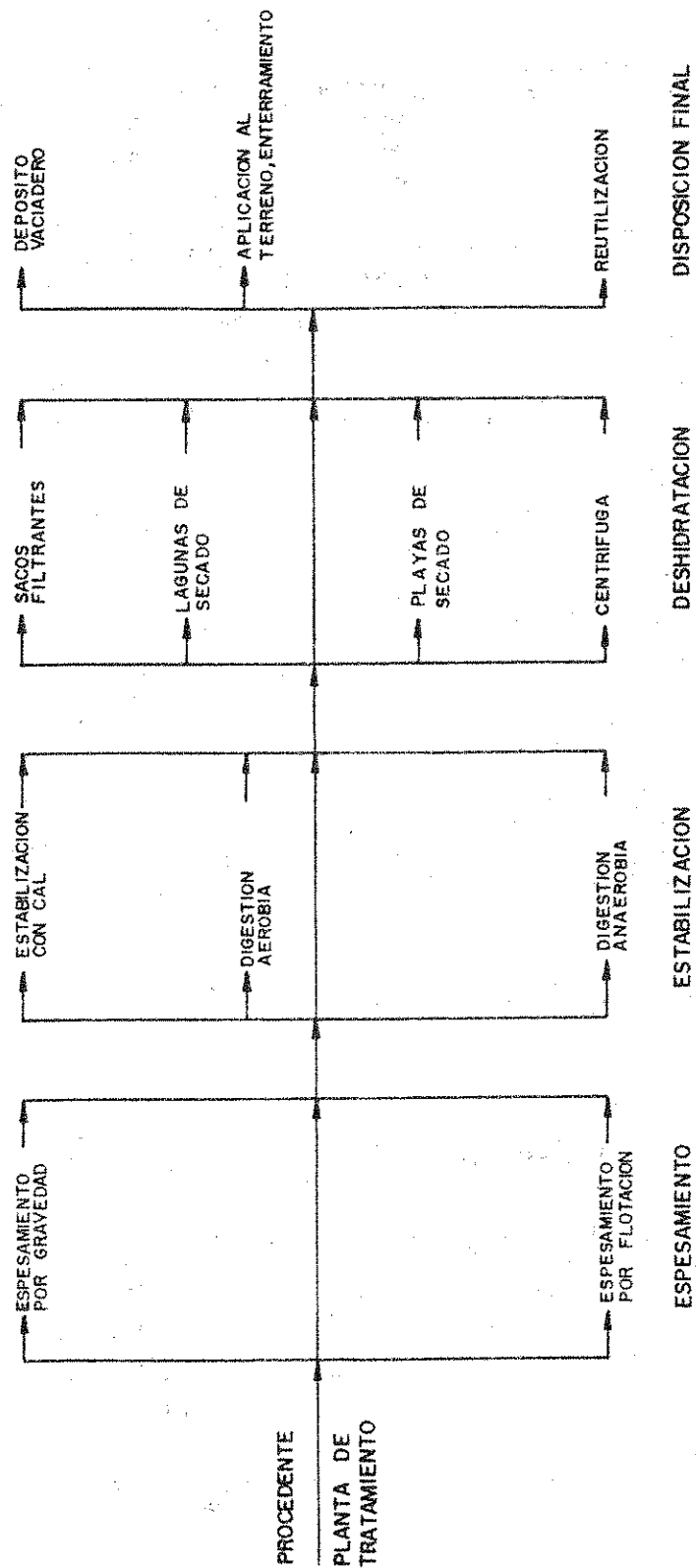


Figura 11.16.2

Líneas de procesos indicados por su sencillez y economía, para el tratamiento de lodos

En plantas de tratamiento de gran tamaño, el costo adicional de unidades independientes de espesamiento, puede justificarse por las mayores concentraciones que suelen lograrse, debido a un mejor diseño y control del proceso.

Las principales ventajas y utilidades del espesamiento, son, que beneficia los procesos subsiguientes tales como la digestión, deshidratación, secado y combustión y disposición final, en los siguientes aspectos:

- Menores capacidades requeridas de tanques, equipos de bombeo, y otras instalaciones.
- Menores cantidades requeridas de productos químicos, en caso de acondicionamiento del lodo
- Menor requerimiento de calor en digestores, y de combustible para el secado o incineración.
- Menores volúmenes y pesos para el transporte a lagunas o al suelo, por bombeo o vehículos, o para establecer las superficies de playas de secado.

Corresponde sin embargo, señalar algunos inconvenientes del procedimiento de espesamiento, en particular cuando se prevén unidades para tratamiento separado o independiente, para que sean tenidos en cuenta en el momento de diseñar una planta de tratamiento.

- El proceso requiere operadores adiestrados y eficientes, debido a las variaciones de caudal y composición de los lodos.
- Con cierta frecuencia, se presentan malos olores, en especial en el caso de tiempos de espesamiento largos, que permiten el inicio de la septización de los lodos.
- El costo inicial de construcciones y equipamiento, es más elevado, con respecto a dispositivos de espesamiento incluidos en sedimentadores, digestores o cámaras de aeración. Debe evaluarse cuidadosamente el posible beneficio técnico y económico, en caso de considerar unidades independientes para espesamiento.
- Casi siempre es necesario usar productos químicos, coagulantes o polielectrolitos para mejorar los resultados.

En general, y como se ha sugerido anteriormente, no es conveniente para pequeñas y aún medianas plantas de tratamiento, disponer unidades separadas para el proceso de espesamiento. En estos casos, es preferible prever dispositivos tales como tolvas; en el fondo de sedimentadores primarios y/o secundarios, o en digestores, para lograr un cierto grado de espesamiento del lodo.



Los métodos de espesamiento, por orden creciente de complejidad operacional y requerimientos de equipos sofisticados, son los siguientes:

- . Por gravedad
- . Por flotación
- . Por centrifugación

Incluimos para este tema, el Cuadro 11.16.8, que nos da información sobre los tres métodos antes mencionados, aplicados a diferentes tipos de lodos y un comentario sobre frecuencia de uso y resultados de cada combinación.

Cuadro 11.16.8  
Utilización de los métodos de espesado en el  
tratamiento de fangos

Método	Tipo de fango	Frecuencia de uso y éxito obtenido
Gravedad	Primario crudo	En aumento, excelente resultados
Gravedad	Primario crudo y fango activado en exceso	Utilizado a menudo, especialmente en plantas pequeñas: resultados satisfactorios con concentraciones de fangos variables entre el 4% y 6%
Gravedad	Primario crudo y fango activado en exceso	Algunas instalaciones nuevas: resultados marginales.
Gravedad	Fango activado en exceso	Nunca se utiliza: resultados pobres.
Gravedad	Mezcla del fango primario y activado en exceso digerido.	Utilizado minimamente en plantas nuevas: utilizado para reducir la cantidad de productos químicos de acondicionamiento antes de la deshidratación mecánica. Buenos resultados, utilización en aumento.
Gravedad	Fango en exceso de aeración extendida	
Flotación por aire disuelto	Primario crudo y fango activado en exceso.	Cierto uso limitado
Flotación por aire disuelto	Fango activado en exceso.	En aumento: buenos resultados
Centrífuga de camisa maciza.	Fango activado en exceso.	Cierto uso limitado: problema de captura de sólidos
Centrífuga de discos.	Fango activado en exceso.	Cierto uso limitado: actualmente se están acumulando datos.

#### 11.16.6.1.- Espesamiento por Gravedad

El espesamiento (o concentración) por gravedad, es un proceso simple y económico, y el más empleado en plantas de tratamiento de líquidos residuales, cuando se trata de lodos muy diluidos o por un gran volumen que justifique el tratamiento.

En este apartado, se tratará solamente el caso de unidades independientes de espesamiento, ya que los dispositivos para tal fin, incluidos en sedimentadores primarios o secundarios o en digestores, se tratan en capítulos correspondientes a los mismos.

El espesamiento por gravedad, es esencialmente un proceso de sedimentación, y por tanto responde a las mismas leyes que este último, las que ya han sido tratadas y explicadas, en el numeral correspondiente a sedimentadores.

Solamente, se hace hincapié, en que la mayoría de los autores describen cuatro zonas de arriba hacia abajo, en una cámara de espesamiento, en cada una de las cuales se dan características diferentes de sedimentación:

- . Zona superior (superficie líquida hacia abajo), o de sedimentación libre o de partículas discretas, donde rigen las leyes clásicas de Newton y Stokes.
- . Zona intermedia superior (debajo de la anterior), o de sedimentación floculenta, donde la característica principal, es que las partículas (flóculos) van aumentando de tamaño. Las velocidades de sedimentación varían en función de numerosas causas, por lo que es conveniente realizar ensayos de sedimentación, en columna con orificios de muestreo a distintas alturas, para determinar porcentajes de eliminación de sólidos en función del tiempo y altura. Con estos datos, se puede establecer profundidades de espesador, en función de tiempos de permanencia y porcentaje de remoción de sólidos.
- . Zona intermedia inferior (debajo de la anterior), o de sedimentación retardada (o zonal), donde la característica principal, es el asentamiento de las partículas en capas, conservando su posición relativa. Se forman "canales" verticales, por donde sube el líquido claro. Las velocidades de sedimentación, son función de la concentración de sólidos y de la densidad de los flóculos.
- . Zona inferior (al fondo) de compactación, (o de compresión), donde las partículas forman una "estructura", tomando aparentemente contacto entre sí, hasta alcanzar la masa una densidad prácticamente estable en el tiempo, si no se la remueve o extrae.

En un ensayo de laboratorio a lo largo del tiempo, en la cámara de espesamiento, las zonas superior e inferior crecen a expensas de las intermedias, que disminuyen, hasta prácticamente desaparecer.

Los criterios aplicables al diseño de espesadores por gravedad son los siguientes:

- a) La forma más comunmente adoptada, es la de cámaras de planta circular, con fondo en tolva tronco-cónica. El proceso más usado es el continuo, aunque puede ser intermitente o discontinuo.

Si el espesador es estático, es decir sin dispositivo mecánico de barrido de fondo, la inclinación de las paredes de las tolvas, debe ser como mínimo de  $45^\circ$  con respecto a la horizontal, para un adecuado escurrimiento del lodo hacia la toma central de fondo.

Si se prevé barredor de fondo, la inclinación del mismo puede ser de hasta un mínimo de  $6^\circ$  con respecto a la horizontal.

- b) El diámetro de los espesadores, queda limitado por las dimensiones y costos resultantes para las estructuras en celosía de los barredores y pasarelas de acceso a la zona central. Un rango de diámetros usuales, varía entre 3 y 30 metros. En lugar de mayores diámetros conviene adoptar un número mayor de unidades.

- c) Los barredores mecánicos de fondo, o rascadores, mejoran sensiblemente las condiciones de acumulación y extracción del lodo, y permiten menores inclinaciones de fondo, con la consiguiente economía de obra. Deben ser de construcción robusta ya que soportan momentos (torques) muy grandes y frecuentes sobrecargas.

Las rasquetas deben disponerse en forma de peine, e inclinadas con respecto al radio, para conducir los lodos hacia el centro.

Las velocidades de giro típicas se proyectan dentro de un rango cuyos límites son 0,02 a 0,05 r.p.m.

Las barras verticales de agitación, adosadas a la estructura de celosía de los barredores o rascadores de fondo, mejoran sensiblemente el rendimiento del proceso, en el orden de un 15 a un 20%.

- d) El área de los espesadores de lodos, se dimensiona en base a la carga de sólidos y a la carga de superficie hidráulica.

En el caso de no poderse realizar ensayos de sedimentación, una base racional para el diseño de espesadores es estimar la cantidad de sólidos del lodo a tratar por día, cuantificados en base a datos y performances de plantas existentes operadas durante muchos años.

Cargas de sólidos típicas y concentraciones de lodos espesados y sin espesar, para fangos procedentes de distintos tipos de tratamiento se consignan en el cuadro 11.16.9, y pueden ser usados para el cálculo de las áreas superficiales de espesadores.

Si bien la carga superficial (en volumen de lodos), no es un parámetro fundamental para el diseño, como antecedente puede utilizarse valores observados en plantas existentes, que se encuentran en un rango de 16 a 36 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*día.

Cuadro 11.16.9  
Concentraciones típicas de fangos sin espesar y espesados  
y cargas de sólidos para espesadores

Tipo de fango	Concentración del fango %		Carga de sólidos para espesador por gravedad [Kg/m <sup>2</sup> d]
	Sin espesar	Espesado	
Por separado			
Fango primario	2,5-5,5	8-10	100-150
Fango de filtro percolador	4-7	7-9	40-50
Fango activado	0,5-1,2	2,5-3,3	20-40
Fango de oxígeno puro	0,8-3,0	2,5-9	25-50
Conjuntamente			
Fango primario y de filtro percolador	3-6	7-9	60-100
Fango primario y de aeración modificada	3-4	8,3-11,6	60-100
Fango primario y activado por aire	2,6-4,8	4,6-9,0	40-80

- e) La altura de los espesadores, se determina en función de las profundidades requeridas de las zonas de sedimentación libre, floculenta, de compresión y compactación, para una eficiencia de concentración determinada. Estos datos, se obtienen experimentalmente, en base a ensayos de sedimentación, como los ya mencionados.

De no ser posible la obtención de datos experimentales, puede utilizarse como base para el diseño, alturas de espesadores existentes, para tipo similar de lodo. El rango de las profundidades medias de los espesadores, varía entre 3 y 6 metros.

- f) En el caso de espesamiento de fangos no estabilizados, debe limitarse la permanencia en el fondo a 1 día, para evitar el inicio del proceso de septización. Esta permanencia puede modificarse, si se prevé el agregado de cloro. Asimismo, puede variarse, según la temperatura en el espesador; a mayor temperatura, menor permanencia y recíprocamente.

Para ilustración de las características más salientes de un espesador circular con rascador mecánico, se incluye la figura 11.16.3.

#### 11.16.6.2.- Espesamiento por Flotación

Este método de espesamiento, ocupa una posición intermedia en cuanto a mecanización de la operación, entre los de gravedad y la centrifugación.

Hay cuatro variantes básicas del método de espesamiento por flotación:

- a) flotación por aire disuelto
- b) flotación al vacío
- c) flotación por dispersión o difusión de aire
- d) flotación biológica

Sin embargo, debido a que sólo la flotación por aire disuelto tiene aplicación generalizada en nuestro medio y en EE.UU., nos referiremos solamente a esta variante del proceso.

La utilización más común del espesamiento por flotación, es con los lodos en exceso procedentes de procesos donde la masa biológica activa se mantiene en suspensión, como el de barros activados, y en particular de aeración extendida, donde se han obtenido altos niveles de eficacia.

El proceso de espesamiento por flotación, en esencia, procura la adherencia de las partículas en suspensión, a una nube de finas burbujas de aire, para que sean llevadas hacia arriba. Entonces, la mayor concentración de sólidos se produce en la parte superior de la masa líquida, a la inversa de lo que ocurre en la sedimentación.

Como la solubilidad del aire en agua crece con la presión, es posible a  $3 \text{ Kg/cm}^2$ , disolver aproximadamente 68 mL de aire por litro de agua; al descomprimir de  $3 \text{ Kg/cm}^2$  a presión atmosférica, pueden desprenderse, por litro de agua presurizada, alrededor de 2 millones de burbujas (50 mL de aire) de un diámetro del orden de 80 micras.

Las burbujas ascienden; su adherencia de las partículas sólidas y la capacidad de mostrarlas, depende de las características superficiales de las mismas, y de las oportunidades de contacto, que depende a su vez de las concentraciones, tanto de partículas como de burbujas y de la homogeneidad de las dispersiones.

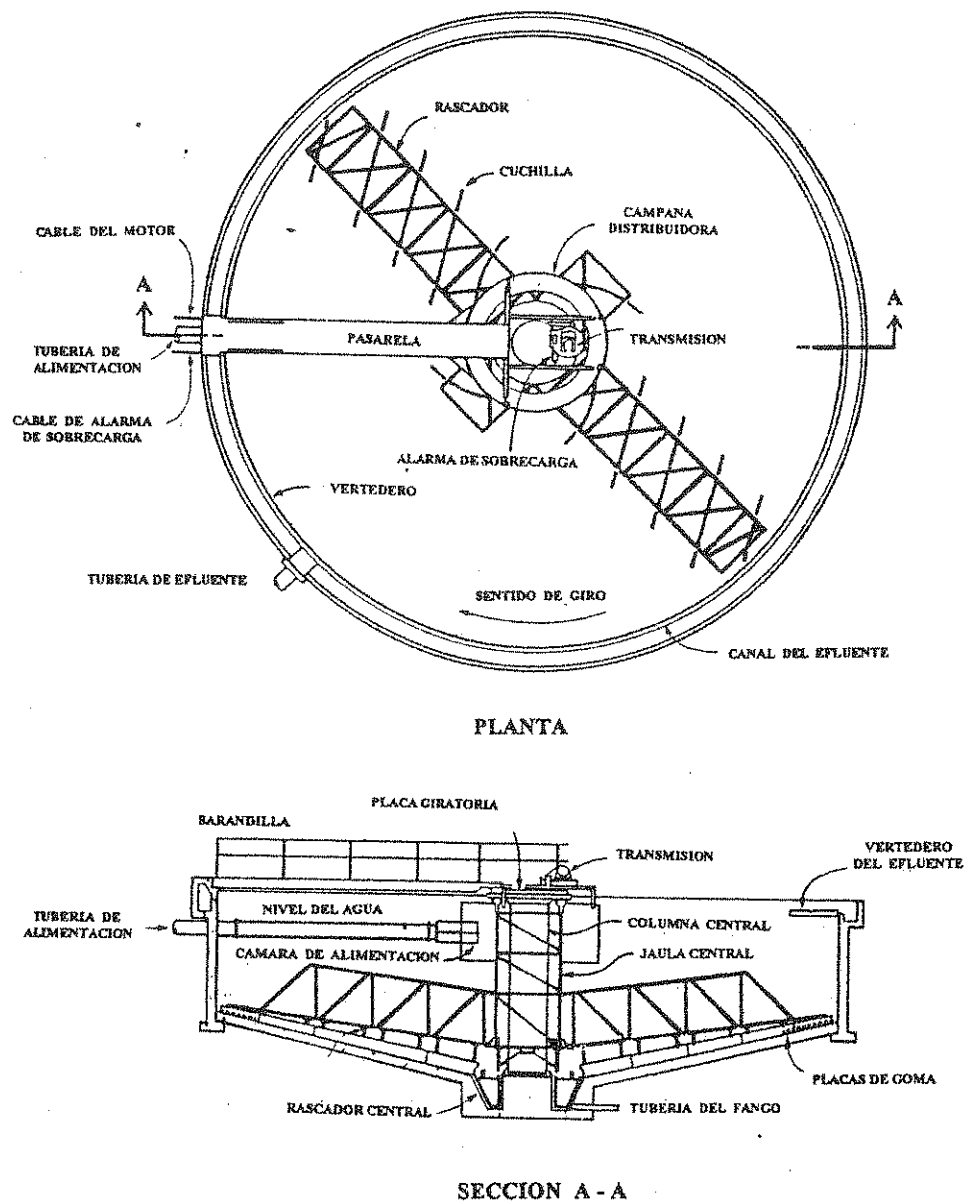


Figura 11.16.3

Esquema de un espesador mecánico (De Dorr - Oliver)

El peso específico de las partículas a separar, puede ser menor, igual o superior al del agua.

En el proceso de espesamiento por flotación, se producen fenómenos similares a los de la sedimentación retardada, en cuanto a que aparecen zonas de distinta concentración de partículas, en este caso mayor arriba que abajo. Las figuras 11.16.4 y 11.16.5 muestran curvas experimentales (valores medios típicos de laboratorio) de velocidades ascensionales de la interfase sólido-líquido y el gradiente de concentración de partículas.

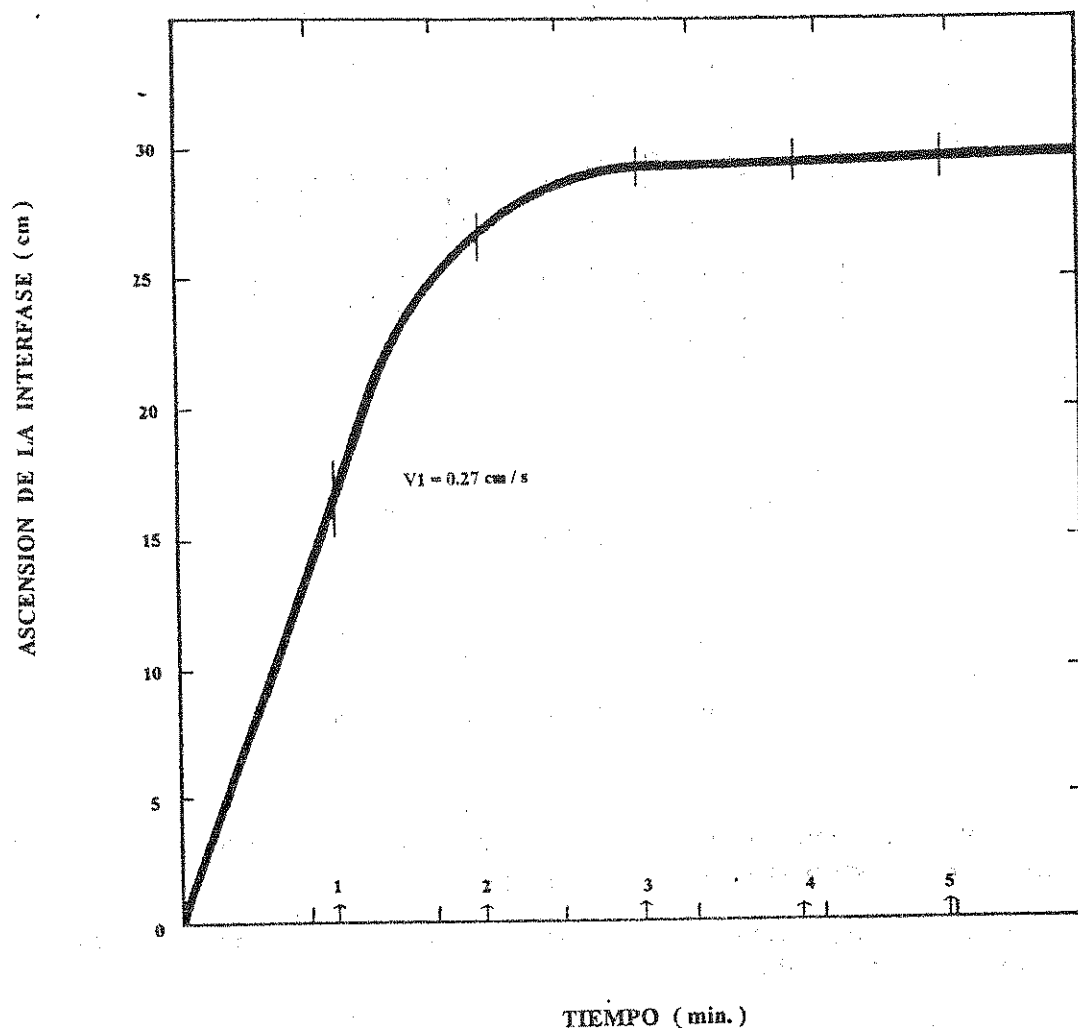


Figura 11.16.4

Tasa de ascensión de la interfase de los sólidos flotantes

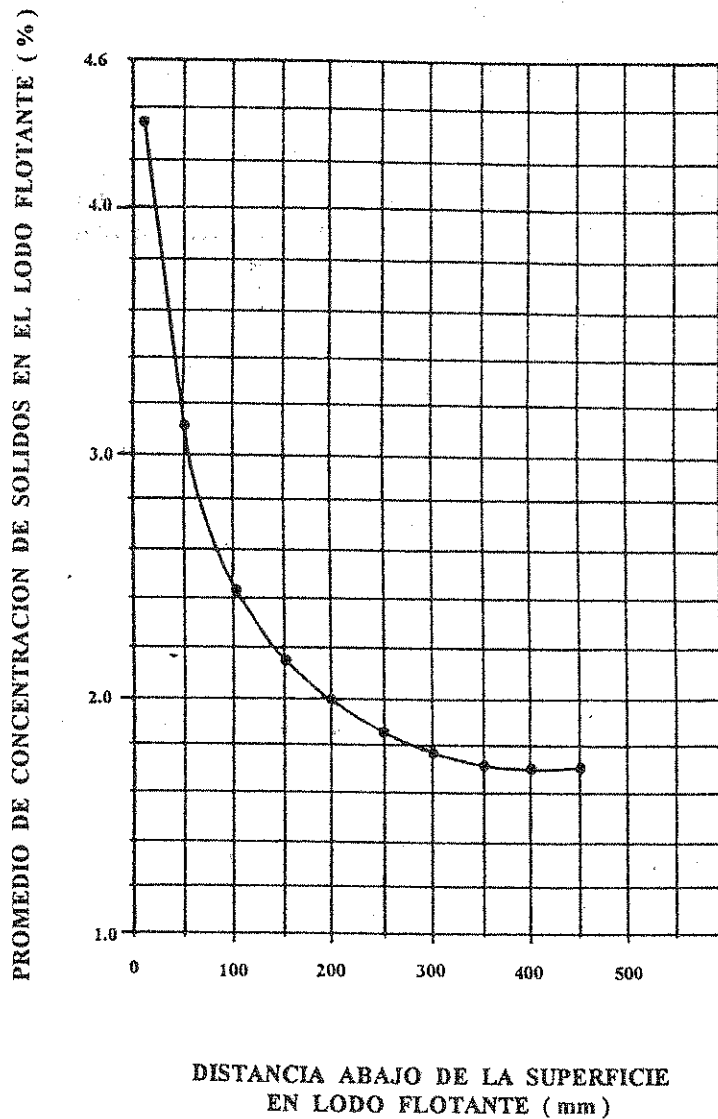
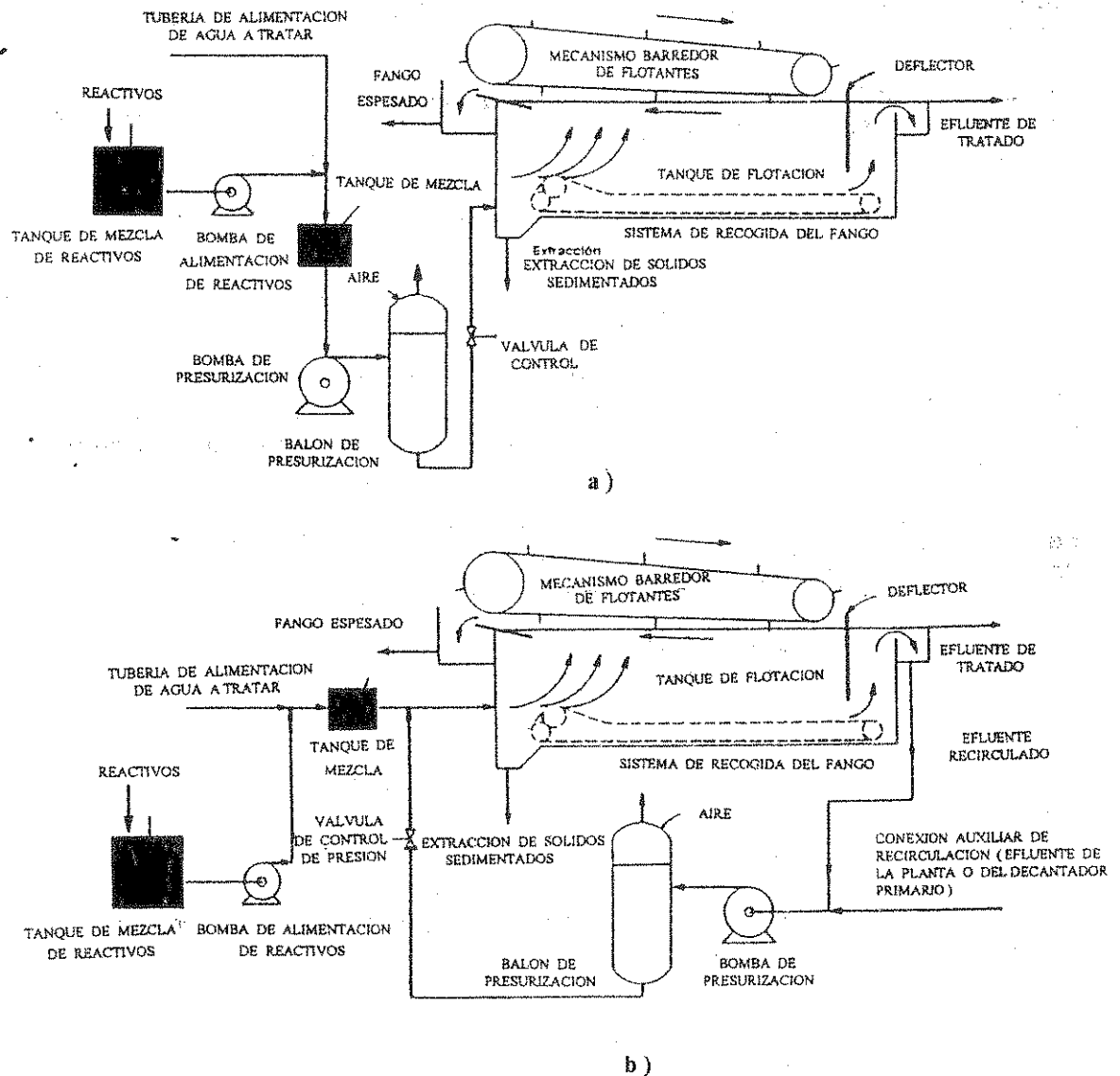


Figura 11.16.5  
Gradiente de concentración

En el proceso que estamos considerando, por aire disuelto, se pueden dar dos variantes:

- Presurización directa: consiste en introducir aire a presión directamente al lodo a tratar
- Presurización indirecta: consiste en introducir aire a presión en agua limpia, en el efluente de planta o en el líquido del proceso de espesamiento (recirculación), producir la expansión por medio de una válvula y de inmediato mezclar con el lodo a tratar. En la figura 11.16.6 se puede ver un diagrama de ambas variantes.





ESQUEMA DE LOS SISTEMAS DE FLOTACION POR AIRE DISUELTO  
a) SIN RECIRCULACION  
b) CON RECIRCULACION

Figura 11.16.6

Las principales ventajas del procedimiento de espesamiento por aire disuelto, son las siguientes:

- Comparado con el espesamiento por gravedad, produce en general lodos de mayor concentración de sólidos, en menores tiempos.

- . Como consecuencia de lo anterior, las unidades de espesamiento son más reducidas en tamaño, y su costo es menor. .
- . Es un procedimiento que puede ser aplicado con ventaja a lodos que sedimentan mal.

Como desventajas más aparentes, pueden citarse:

- . La operación y el mantenimiento tienen costos más elevados que el proceso por gravedad.
- . Hay un considerable grado de mecanización (bombas, válvula de expansión, compresor de aire, cámara de presurización, etc.), que obliga a tener operadores bien adiestrados y competentes.
- . Los numerosos factores que inciden en el proceso, que requieren una permanente atención. Los mecanismos de recolección de lodos son más complicados.

Los factores que inciden principalmente en la eficiencia del proceso de espesamiento por flotación, son los siguientes:

- Tipo y características del lodo a tratar
- Carga hidráulica superficial
- Carga de sólidos superficial
- Relación aire/sólidos
- Concentración de sólidos en el lodo a tratar
- Uso de coadyuvantes químicos para la flotación
- Calidad técnica y control de la operación

Los factores mencionados, actúan frecuentemente en forma sinérgica unos sobre otros, en forma positiva o negativa. Resulta de difícil evaluación, el efecto de la variación de uno de los parámetros, considerado individualmente, sobre el rendimiento general del proceso, sin tener en cuentas los demás.

La información disponible, da cuenta de que para lodos procedentes de procesos de fangos activados, con una concentración de sólidos entre 0,5 y 1,5% se logran mediante el proceso de espesamiento por flotación (aire disuelto), concentraciones de entre 3 y 6%, y recupero (captura) de sólidos del 85% promedio, sin agregado de coadyuvantes químicos.

El agregado de coadyuvantes, no siempre mejora las concentraciones logradas, pero es manifiesto el incremento del porcentaje de recupero de sólidos, que suele llegar con frecuencia al 98% ó 99%. Los resultados consignados, son con polielectrolitos catiónicos.

Los criterios de diseño aplicables a procesos de espesamiento por flotación, son los siguientes:

- a) La superficie del espesador se dimensiona en base a la carga de sólidos de diseño. Esta carga, puede determinarse en plantas piloto, aunque debe decirse que la utilización de estos datos, no siempre garantiza similares resultados en la planta de trabajo, por dificultades en obtener similitud dinámica y cinemática, sobre todo en los fenómenos de turbulencia. Resulta conveniente utilizar como parametros de diseño información obtenida en espesadores existentes, para condiciones y tipos similares de lodo.

En caso de no ser posible contar con información como la referida precedentemente, puede utilizarse para el diseño, las cargas de sólidos consignados en el cuadro 11.16.10, debiéndose emplear los valores mínimos.

Cuadro 11.16.10

Cargas de sólidos para unid. de flotación por aire disuelto

Tipo de fango	Carga, Kg/m <sup>2</sup> *d
Fango activado por aire (líquido mezcla)	25-75
Fango activado por aire (sedimentado)	50-100
Fango activado por oxígeno puro (sedimentado)	60-150
50% primario +50% activado (sedimentado)	70-150
Sólo primario	100-150

- b) La relación aire/sólidos (en peso) es tal vez el factor más importante a considerar para que el proceso resulte lo más eficiente posible. El valor óptimo, depende de las características del lodo y puede determinarse en laboratorio, utilizando una célula de flotación. En caso de no ser posible esta determinación de laboratorio, debe recurrirse a datos de plantas existentes.

Si no fuese posible obtener datos en las formas referidas, puede utilizarse para el diseño un valor comprendido entre el 2 y el 4%, para la relación A/S (en peso). Un valor comúnmente utilizado es el 3%. Una vez determinado este parámetro, se infiere inmediatamente la cantidad de aire necesaria, y por tanto la capacidad del compresor.

La relación entre el cociente A/S y para un sistema de presurización directa (todo el lodo a tratar), depende de las siguientes variables:

- la solubilidad del aire
- la presión de trabajo
- la concentración de lodos

La ecuación que representa el proceso viene dada por:

$$\frac{A}{S} = \frac{1,3 * S_{ar} * (f * P - 1)}{S_a}$$

Donde:

$A/S$  = relación aire/sólidos (ml/mg)

$S_{ar}$  = solubilidad del aire (ml/L). Varía con la temperatura, a 0°C: 29,2; 10°C: 22,8; 20°C: 18,7 y 30°C: 15,7

$f$  = fracción de aire disuelto a presión  $P$ , generalmente 0,8

$P$  = presión en atmósferas

1,3 = peso en mg de 1 cm<sup>3</sup> de aire

$S_a$  = concentración de sólidos en el lodo en mg/L

La ecuación correspondiente al caso en que únicamente se presuriza el caudal de recirculación, es igual a la anterior, multiplicada por  $R$  (caudal de recirculación en m<sup>3</sup>/día), y dividida por  $Q$  (caudal del líquido mezcla en m<sup>3</sup>/día).

En las dos ecuaciones, el numerador es el peso del aire y el denominador el de sólidos. El término (-1) prevé el caso de funcionamiento a presión atmosférica.

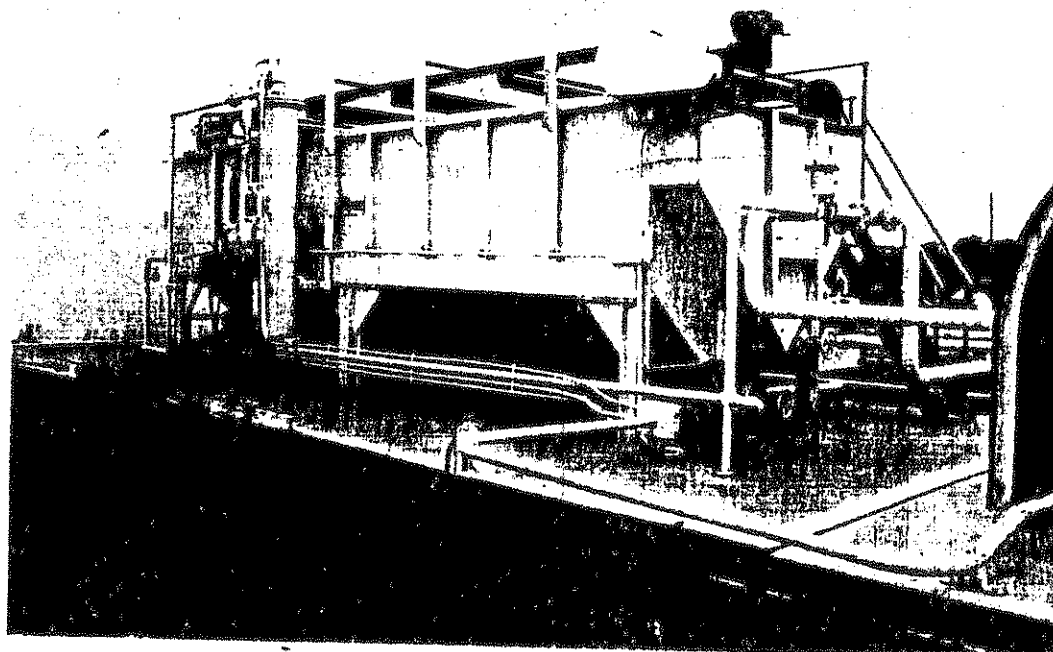
- c) La presión de la mezcla lodo más aire, de acuerdo a la información recogida de plantas en operación, puede variar entre 2,7 y 3,5 Kg/cm<sup>2</sup> (presión manométrica). Un valor comúnmente utilizado es el de 3 Kg/cm<sup>2</sup>. El tanque cerrado de presurización de la mezcla aire-lodo, debe tener un volumen adecuado para una permanencia del fluido entre 1 y 2 minutos, aunque alguna información recomienda tiempos mayores del orden de 10 minutos. En realidad, la permanencia depende de la presión y de la temperatura. Se debe tener en cuenta que, los caudales son distintos si se mezcla aire directamente con lodo, que si se incorpora agua limpia o se recircula un efluente para hacer de vehículo del aire.

:

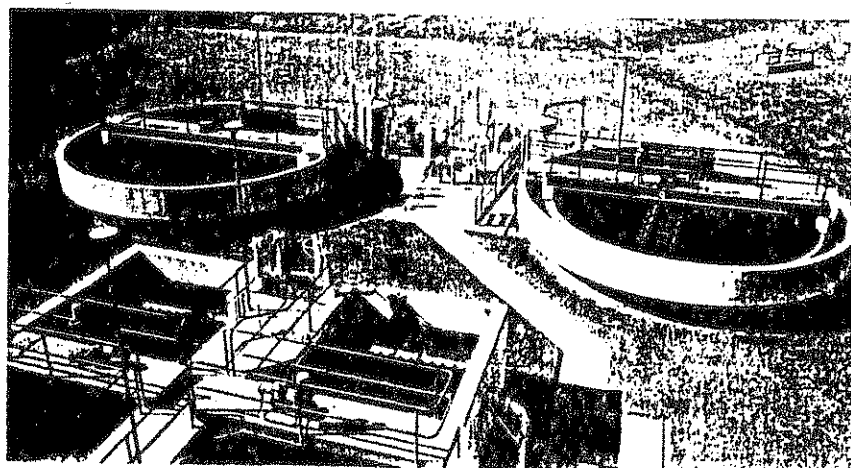
- d) La permanencia en el tanque de flotación, es importante de definir, para evaluar los requerimientos de líquido de aporte o recirculación y el efluente del propio proceso. Se recomienda que la permanencia no supere las 3 horas.
- e) Para el caso de presurización indirecta, los porcentajes de recirculación indicados, varían entre el 20 y el 40%, siendo preferibles los más altos, porque se puede incorporar más aire y diluir en mayor grado los lodos a tratar, lo que favorece mayores concentraciones. En algunos casos, se reportan recirculaciones de hasta el 120%.
- f) La profundidad media de los tanques de espesamiento por flotación puede variar entre 2 y 4 metros, siendo en general menor que la profundidad de los espesadores por gravedad. Su determinación aproximada, puede hacerse, sobre una base experimental, construyendo la curva de ascenso de la interfase en función del tiempo, para el lodo a tratar; a la altura determinada, debe sumársele la correspondiente al lodo espesado (entre 0,30 y 0,60 m) y un margen para lograr una buena distribución de burbujas de aire en toda la superficie. Como siempre, puede recurrirse a datos de plantas existentes para similares condiciones.
- g) Las unidades de espesamiento por flotación por aire disuelto, pueden construirse de forma rectangular o circular.

Medidas estándar de unidades rectangulares, son entre 9 y 170 m<sup>2</sup>, con relaciones largo/ancho entre 3 y 4. Unidades circulares, se construyen para superficies entre 30 y 130 m<sup>2</sup>, generalmente cuando no hay grandes restricciones con el terreno disponible. Para pequeñas plantas, se prefiere generalmente la forma rectangular, y en especial cuando el terreno es escaso, o hay que colocar la unidad dentro de edificios, para protegerla de las lluvias, que suelen afectar bastante al proceso.

Pueden ser construídas en chapa de acero y perfiles, las más pequeñas y de hormigón armado las mayores de 2 ó 3 m de lado o de radio. Para ilustración de unidades de espesamiento por flotación, se presentan las figuras 11.16.7.



a) Espesador de flotación de forma rectangular



b) Espesador de flotación de forma circular

Figura 11.16.7

Espesadores de flotación

### 11.16.6.3.- Espesamiento por Centrifugación

Este procedimiento, no está incluido entre los que se aconsejan, de acuerdo con la figura 11.16.2. Esto es debido a que los costos de los equipos, su mantenimiento y consumo eléctrico, suelen ser muy altos.

Por lo tanto, el proceso es normalmente aplicable solo en plantas grandes (más de  $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ), en las que el espacio disponible sea escaso, y además se cuente con operadores calificados.

La aplicación más común de la centrifugación, es para espesar fangos activados en exceso; se la usa también para la deshidratación de lodos.

El procedimiento implica la utilización de una máquina centrífuga. El alcance de este apartado, es proporcionar al ingeniero sanitario una descripción de los equipos y algunos criterios de selección de los mismos, y no la teoría de su diseño, que queda reservado a las industrias especializadas.

El espesamiento por centrifugación, es en esencia, la sedimentación por efecto de fuerzas centrífugas.

Hay tres tipos básicos de centrífugas disponibles en el mercado:

- Centrífuga de discos.
- Centrífuga de cabeza maciza.
- Centrífuga de canasto (o cesta).

La centrífuga de discos, consiste en una unidad montada verticalmente, con discos cónicos superpuestos. Cada disco actúa como una centrífuga independiente de baja capacidad. El líquido asciende entre los discos, hacia el eje central, produciéndose una clarificación gradual del mismo; los sólidos se van concentrando en la periferia de la camisa, descargándose por boquillas de pequeño diámetro, lo que exige una previa dilaceración del lodo. Es una máquina de funcionamiento continuo.

La centrífuga de camisa maciza, también de funcionamiento continuo, es de eje horizontal y de forma tronco-cónica. Los sólidos se concentran en la periferia, y un tornillo central helicoidal que gira a una velocidad ligeramente diferente a la de la camisa, conduce los barros concentrados a uno de los extremos.

Cuadro 11.16.11.

Valores nominales de tamaño y capacidad de centrífugas para el caso de lodos de barros activados

Caudal L/s	$\phi$ rotor mm	Velocidad del rotor r.p.m.	Potencia del motor kW	Velocidad del motor r.p.m.
3	356	6.100	22	3.600
8	508	4.750	56	3.600
19	762	3.300	112	1.770
35	914	2.500	149	1.770

En la figura 11.16.8, pueden verse los esquemas de funcionamiento de los tres tipos de centrífugas descriptas.

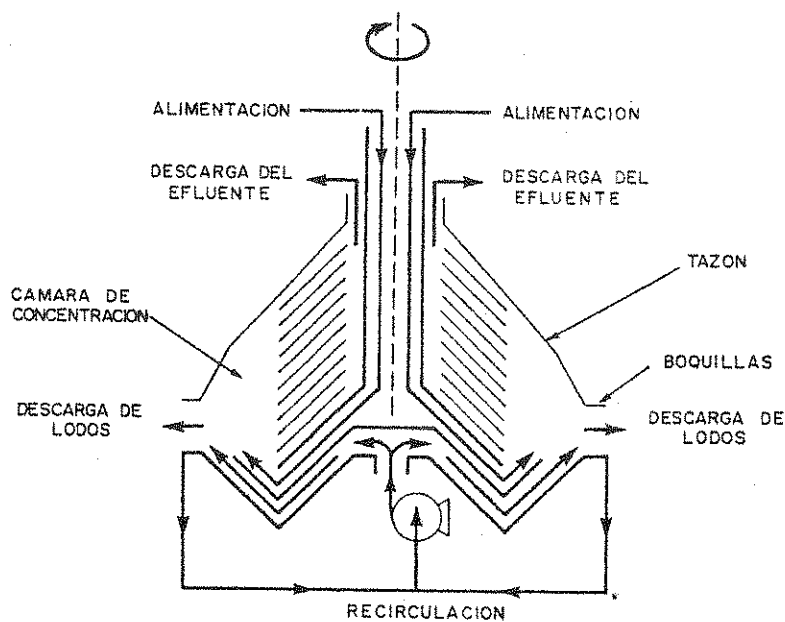


Figura 11.16.8

Centrífugas utilizadas en la deshidratación del fango  
a) Centrífuga de discos



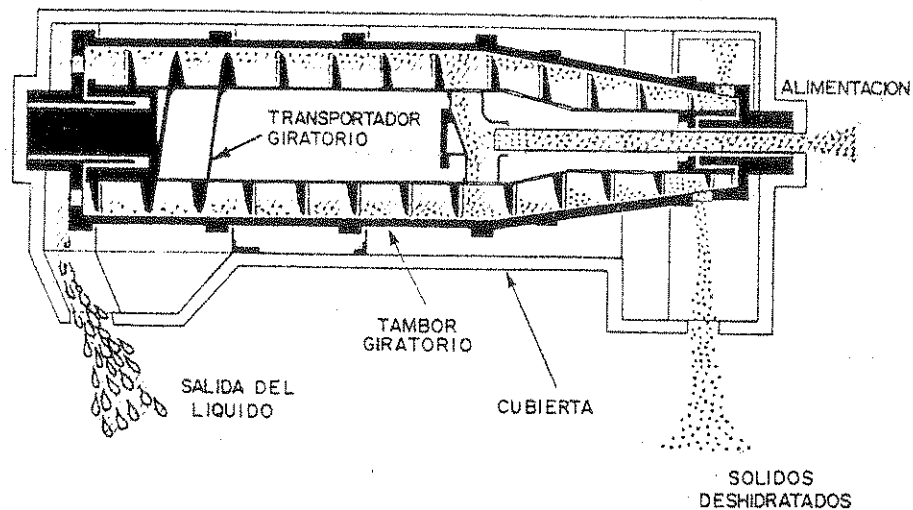


Figura 11.16.8

Centrífugas utilizadas en la deshidratación del fango  
b) centrífuga de camisa maciza

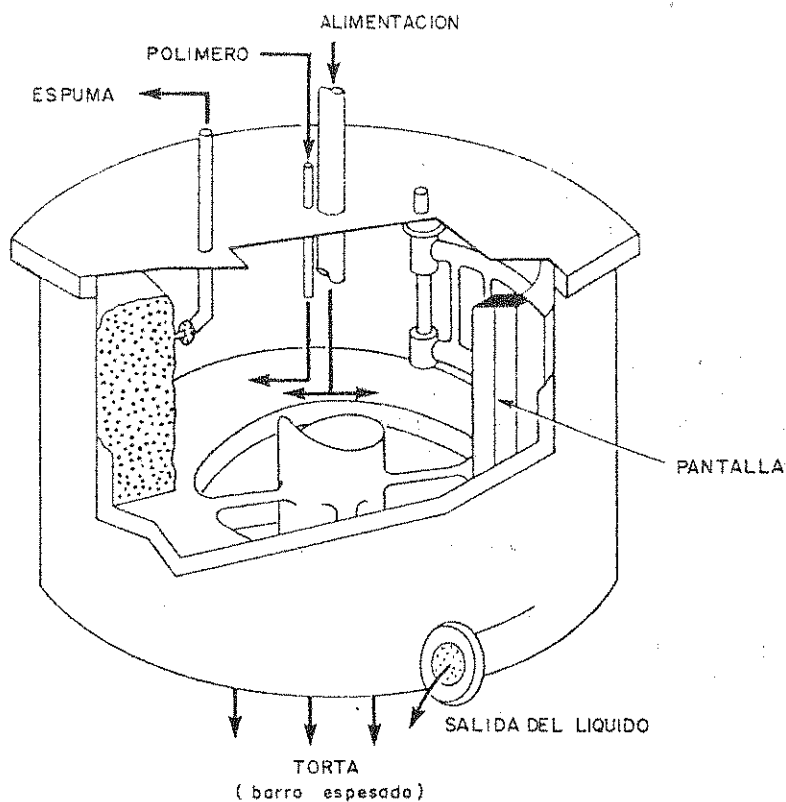


Figura 11.16.8

Centrífugas utilizadas en la deshidratación del fango  
c) centrífuga de cesta

### 11.16.7.- Estabilización de los Barros

Los objetivos que se persiguen con la estabilización de los barros, son: inhibir, reducir o eliminar su potencial de fermentación o putrefacción; eliminar los olores desagradables, y suprimir o disminuir la cantidad de microorganismos patógenos.

Para lograr estos propósitos, se debe actuar sobre la parte orgánica (o volátil) de los barros, ya que es la materia que sirve de nutriente a los patógenos, y es también la susceptible de fermentar por acción de microorganismos y producir olores.

En general se consideran cuatro vías o medios para lograr la estabilización de lodos o barros:

- Reducción biológica de la fracción orgánica.
- Oxidación química de la fracción orgánica.
- Agregado de productos químicos al lodo, para inhibir el crecimiento de microorganismos.
- Aplicación de calor a los barros para esterilizarlos o desinfectarlos.

Los procesos u operaciones que la tecnología pone a disposición, en base a las vías o medios anteriormente consignados, son:

- Digestión anaerobia.
- Digestión aerobia.
- Estabilización con cal
- Oxidación con cloro.
- Tratamiento térmico.

Como procesos u operaciones recomendadas por su comprobada eficiencia o por su sencillez y economía, nos remitimos al Cuadro 11.16.2, donde se indican los procesos de digestión anaerobia o aerobia, y la estabilización con cal que son los que se desarrollan a continuación.

#### 11.16.7.1.- Digestión Anaerobia

Los pasos iniciales en la digestión de fangos se dan a mediados del siglo pasado, sosteniendo algunos autores que la primera instalación de digestión anaerobia, se debe a Louis H. Mouras de Vesoul (Francia), hacia 1860, luego de haber observado que los sólidos en un pozo cerrado, se convertían en líquido.

La primera observación de que la digestión anaeróbica de barros, producía un gas combustible que contenía metano, se atribuye a D. Cameron, que construyó el primer tanque séptico en la ciudad de Exeter, Inglaterra, en 1895.

:

Importantes contribuciones al proceso de digestión anaerobia, se deben al Dr. Karl Imhoff, que diseñó en Alemania en 1935 el tanque de doble acción, hoy conocido como tanque Imhoff.

#### 11.16.7.1.1.- Descripción del Proceso

Se trata en esencia, de la descomposición de la materia orgánica en ausencia de oxígeno molecular (condición de anaerobiosis), con producción de metano ( $\text{CH}_4$ ) y dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ).

La descomposición al parecer puede producirse en dos o en tres etapas: en la secuencia de tres etapas, la primera fase es la de licuefacción de los compuestos de alto peso molecular por acción de enzimas, la segunda es la conversión bacteriana de los compuestos resultantes de la anterior, en otros (intermedios) de menor peso molecular y la tercera fase es la transformación por acción bacteriana, de los compuestos intermedios en otros más simples, principalmente metano y dióxido de carbono.

En la secuencia de dos fases, se supone que los dos primeros procesos mencionados en el párrafo anterior se producen simultáneamente.

En ambos procesos, en la última fase predominan bacterias anaerobias estrictas y son las que producen metano y anhídrido carbónico, razón por la cual se le llama fase de fermentación metánica. En las primeras fases, predominan bacterias facultativas y anaerobias, que producen ácidos (productos intermedios), siendo los más comunes el acético y el propiónico. Consecuentemente, se le denomina fase o fases de fermentación ácida.

Las bacterias de la fermentación metánica, tienen tasas de crecimiento muy lento, y muy influenciado por la temperatura (mayor temperatura, mayor tasa de crecimiento), y por el pH y sus variaciones (actividad máxima entre 6,8 y 7,2), siendo esto una de los principales inconvenientes de la digestión anaerobia

Con relación a la temperatura, en el rango entre  $35^\circ\text{C}$  y  $60^\circ\text{C}$ , se desarrollan bacterias llamadas termófilas y predominan las de fermentación metánica o alcalina; en el rango entre  $10^\circ\text{C}$  y  $35^\circ\text{C}$ , en cambio, predominan las mesófilas o de fermentación ácida. Para ilustrar estos fenómenos, se presentan las figuras 11.16.9 y 11.16.10 que muestran las relaciones entre temperatura, tiempo de digestión y producción de gas.

La digestión anaerobia se lleva a cabo en un reactor cerrado, donde se introducen los barros, en forma continua o intermitente, con permanencias variables según los parámetros de diseño adoptados. El residuo final, es imputrescible y de bajo contenido de patógenos.

Los procesos se ilustran esquemáticamente en la figura 11.16.11.

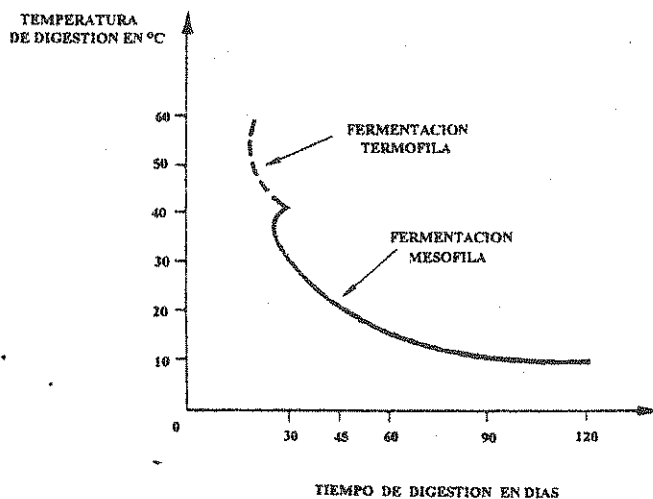


Figura 11.16.9

Tiempo necesario para la digestión total de fangos residuales urbanos a diferentes temperaturas.

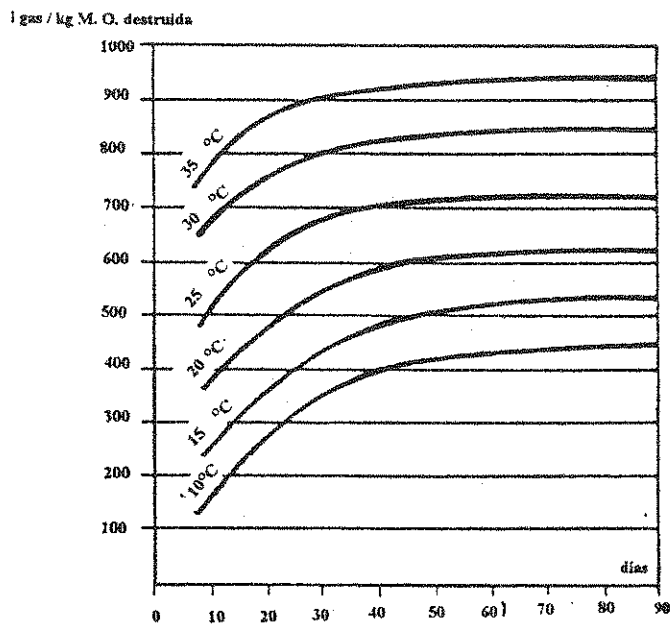


Figura 11.16.10

Variación de la producción de gas en función del tiempo y de la temperatura

### 11.16.7.1.2.- Principales variantes del Proceso

La técnica actual, reconoce dos tipos básicos de procesos de estabilización anaerobia:

- Digestores convencionales o de baja carga (figura 11.16.11.a), donde no se mezcla el contenido del reactor. En instalaciones medianas en algunos casos se cuenta con instalaciones para calentar los lodos. En las pequeñas generalmente no se aplica este proceso. Debe tenerse presente, que si no hay calentamiento, el proceso es muy impredecible e inseguro.

Es una cuestión a resolver en base a análisis de costos de instalación y operación, del grado de sofisticación de equipos, eficiencia y complejidad de operación.

El lodo se calienta por intermedio de un intercambiador de calor colocado en el exterior, que puede ser accionado por el propio gas producido.

En este proceso de una sola fase, la digestión, espesamiento y formación de sobrenadante, se efectúan simultáneamente. A medida que el gas sube hacia la superficie, arrastra partículas de lodo, dando lugar a la formación de la capa sobrenadante.

Como resultado de la digestión, el fango se mineraliza, aumentando el porcentaje de sólidos, y se va espesando por acción de la gravedad. Debido a la estratificación que ocurre, y a la falta de un mezclado, no se utiliza más del 50% del volumen de un digestor convencional de una sola fase. Por esta causa, no se lo emplea sino en pequeñas plantas, donde se aprecia su menor requerimiento de equipo y mayor facilidad de operación.

Las permanencias en el digestor varían entre 30 y 60 días, pudiendo ser necesario hasta 90 días o más, si no se prevé calentamiento.

- Digestores de alta carga (figura 11.16.11.b), donde el contenido del reactor se calienta y agita mecánicamente por recirculación de gas, bombeo o mezcladores con tubos de aspiración. No se establece en consecuencia, la estratificación antes señalada.

Difiere sustancialmente del proceso convencional, en que se aplican altas cargas, siempre se calienta el lodo, y se mezcla el contenido en el reactor.

El lodo debe bombearse al digestor en forma continua o intermitente en ciclos del orden de 30 minutos cada 2 horas, mediante temporizadores de bombas. El barro entrante, desplaza al ya digerido, que se dispone en un tanque receptor, se conduce a deshidratación o a disposición final.

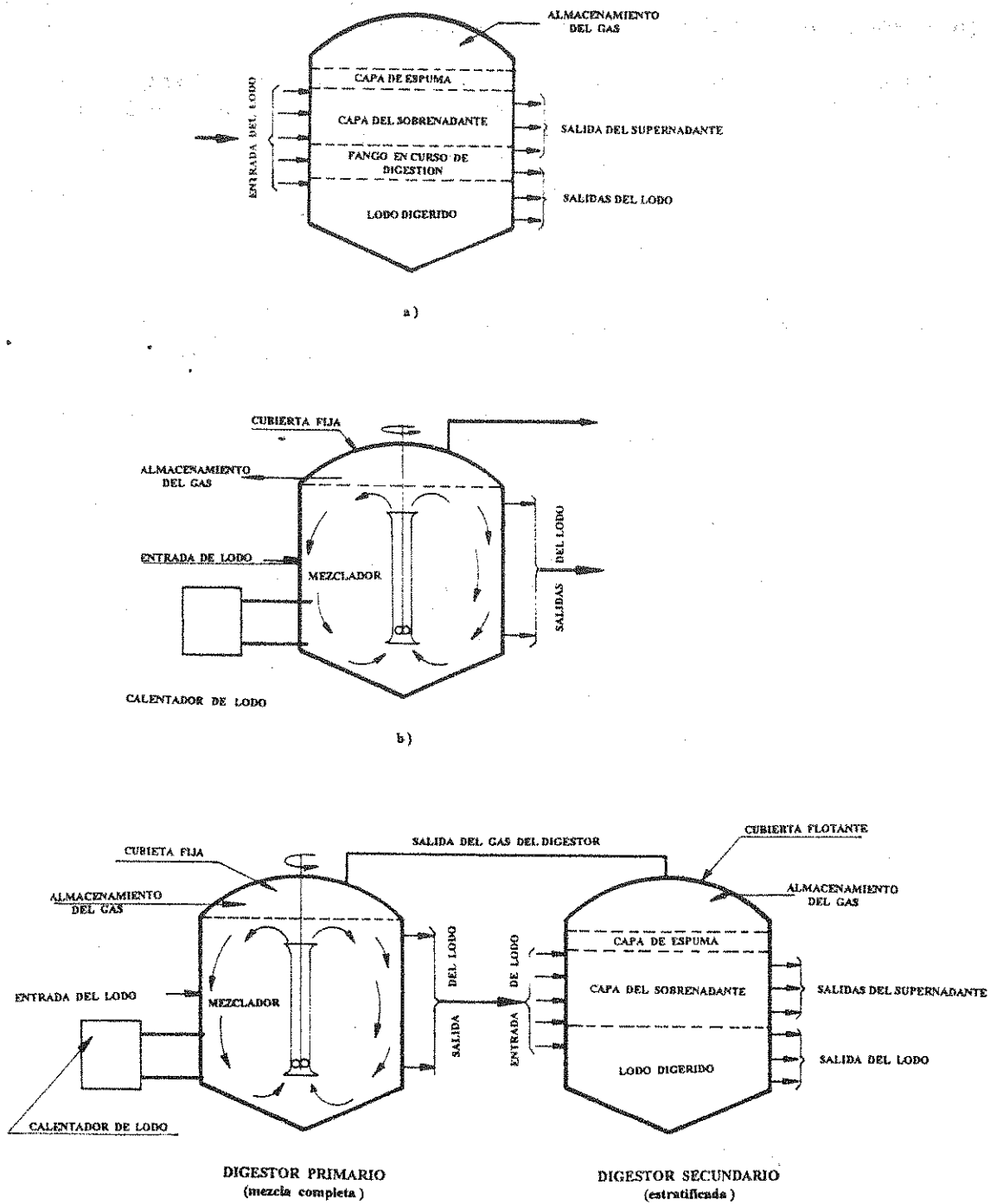


Figura 11.16.11

Digestores anaerobios típicos:

- a) proceso convencional de fase única y de baja carga;
- b) proceso de fase única tanque de mezcla completa y alta carga
- c) proceso de doble fase

En los digestores de alta carga, los sólidos totales se reducen a un 45-50%, resultando que el lodo digerido, puede tener una cantidad de sólidos del orden de la mitad con respecto al crudo.

Las permanencias en este caso oscilan entre 15 y 20 días. Las Figuras 11.16.12 y 11.16.13 muestran secciones transversales de digestores típicos convencional y de alta carga, respectivamente.

- La combinación de estos procesos básicos, se conoce como proceso de doble etapa (Figura 11.16.11.c), con dos digestores, donde la función principal de la segunda fase es separar los sólidos digeridos del líquido sobrenadante, aunque puede darse una digestión adicional con algo de producción de gas.

El primer reactor, generalmente funciona como un digestor de alta carga ya descrito; el segundo, se utiliza para el almacenamiento y concentración del fango digerido, donde se forma una capa sobrenadante de líquido relativamente clarificado.

En muchos casos, ambos tanques se construyen de iguales dimensiones, en cuyo caso, cualquiera de ellos puede actuar como primario.

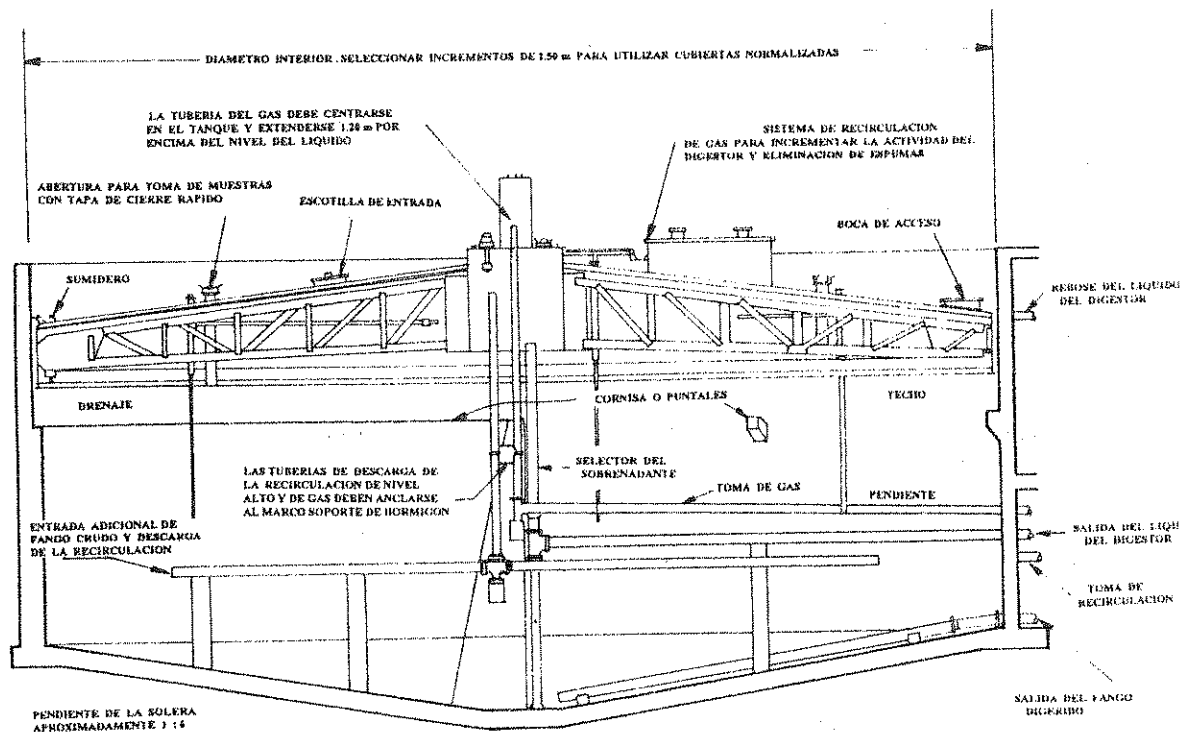


Figura 11.16.12  
Sección transversal de un digestor típico  
de cubierta flotante

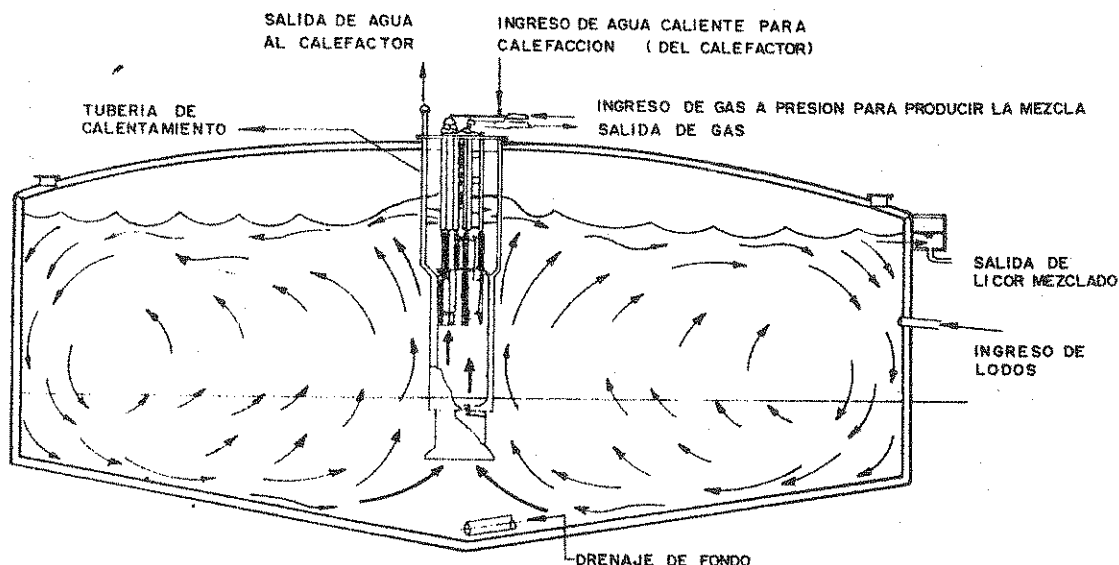


Figura 11.16.13

Sección de un digestor de alta carga con dispositivo de mezclado con gas. (De Walker Process Equipment Division, Chicago Bridge & Iron Company)

#### 11.16.7.1.3.- Criterios y Métodos de Diseño

El diseño de digestores anaeróbicos se ha realizado en base a métodos empíricos. Actualmente, se conoce más sobre la bioquímica y microbiología del proceso, en particular la cinética del crecimiento de la masa de microorganismos.

No obstante, no deben desecharse aún los métodos empíricos, algunos de los cuales se presentan más adelante.

##### a. Método Basado en el Concepto de Tiempo Medio de Retención Celular $\theta_c$

Aplicable a reactores de mezcla completa, o sea en nuestro caso, de alta carga. La expresión básica es:

$$\frac{1}{\theta_{mc}} = Y \frac{k * S_0}{K_S + S_0} - K_d$$



Donde:

$\theta_{mC}$  = tiempo medio de retención celular

$Y$  = coeficiente de producción máxima. Relación entre células formadas y sustrato consumido (masa/masa).

$S_0$  = concentración de sustrato en el lodo a tratar (masa/vol.). También DBO última del afluente a tratar.

$k$  = tasa máxima de utilización de sustrato (1/día).

$K_S$  = concentración de sustrato para el valor mitad de la tasa de crecimiento máxima (masa/vol.).

$K_d$  = coeficiente de descomposición endógena (1/día).

Debe tenerse presente, que para un digestor de alimentación continua, o aún intermitente pero regular, y de mezcla completa, el tiempo medio de retención celular (o edad del lodo digerido) es igual a la permanencia hidráulica. Es decir:

$\theta_C = V/Q = P$  (permanencia);  $V$  = volumen del digestor  
 $Q$  = caudal afluente

En consecuencia, el volumen del digestor puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$V = \theta_C * Q$$

El valor de  $\theta_C$  puede determinarse en base a valores experimentales de los coeficientes cinéticos, aplicando la fórmula consignada. Para pre-diseño, pueden usarse los valores consignados en el cuadro 11.16.12.

La correlación de  $\theta_C$  con la temperatura, se presenta el cuadro 11.16.13.

Asimismo, valores típicos de diseño para el tiempo medio de retención celular o de sólidos, son los siguientes:

$\theta_C$  (días) =      alta carga: 15 a 20      baja carga: 30 a 60

Cuadro 11.16.12

Coeficientes cinéticos típicos para la  
digestión anaerobia de diversos sustratos

Coeficiente	Unidades	Valor a)	
		Intervalo	Típico
Fangos domésticos $Y_{k_d}$	mg SSV/mg DBO b) $d^{-1}$	0,040-0,100 0,020-0,040	0,06 0,03
Acidos grasos $Y_{k_d}$	$d^{-1}$	0,040-0,070 0,030-0,050	0,050 0,040
Carbohidratos $Y_{k_d}$	$d^{-1}$	0,020-0,040 0,025-0,035	0,024 0,03
Proteínas $Y_{k_d}$	$d^{-1}$	0,050-0,090 0,010-0,020	0,075 0,014

a) Los valores presentados son para 20°C

b) SSV = sólidos suspendidos volátiles

Cuadro 11.16.13

Tiempo de retención celular sugeridos para su  
uso en el diseño de digestores de mezcla completa

Temperatura de funciona- miento. °C	$\theta_{mC}$ , d	$\theta_{dC}$ , d días, sugerido para diseño
18	11	28
24	8	20
30	6	14
35	4	10
40	4	10

Efecto de la concentración del fango y del tiempo de retención hidráulica sobre la carga de sólidos volátiles a)

Concentración de fangos %	Carga de sólidos volátiles, Kg/m <sup>3</sup> *d			
	10 d b)	12 d	15 d	20 d
4	3,06	2,55	2,04	1,53
5	3,83	3,19	2,55	1,91
6	4,59	3,83	3,06	2,30
7	5,36	4,46	3,57	2,68
8 c)	6,12	5,10	4,08	3,06
9	6,89	5,74	4,59	3,44
10	7,65	6,38	5,10	3,83

- a) Basado en el 75% de contenido volátil, y en un peso específico del fango de 1,02 (efectos de concentración despreciados).  
 b) Tiempo de detención hidráulica, d.  
 c) La carga de sólidos volátiles a 11,7 y 17,6 días es de 5,23 y 3,48 Kg/m<sup>3</sup>\*d

#### b. Método Basado en Criterios o Factores de Carga Volumétricos

Es uno de los métodos más comunmente usado para el dimensionamiento de digestores, en particular del volumen requerido para los mismos. Aunque son varios los factores propuestos, los dos cuyo uso está más difundido son:

- El peso de sólidos volátiles incorporado por día y por m<sup>3</sup> de volumen de digestor.
- El peso de sólidos volátiles incorporado por día y por unidad de peso de sólidos volátiles presentes en el digestor.

Al aplicar estos factores para dimensionar los digestores, se deberá verificar la permanencia hidráulica resultante ( $\theta_c$ ) por su relación con el crecimiento de los organismos y arrastre de sólidos (ver cuadro 11.16.13). También debe tenerse en cuenta el tipo de proceso empleado (alta o baja carga), ya que por ejemplo, solo un 50% del volumen de un digestor convencional (baja carga) es efectivamente útil.

## Carga Volumétrica

Para digestores convencionales de baja carga, las cargas volumétricas de diseño (volumen total del digestor), oscilan entre 0,5 a 1,6 Kg de SV por  $m^3$  y por día. Las permanencias hidráulicas son de entre 30 y 60 días, pudiendo llegar en algunos casos hasta más de 90 días.

Para digestores de alta carga, las cargas de diseño varían entre 1,6 y 3,2, pudiendo llegar a 6,4 Kg de SV por  $m^3$  y por día. Las permanencias hidráulicas son de entre 15 y 20 días. Algunos autores admiten hasta 10 días como límite inferior.

Para ilustrar la relación entre la carga orgánica y otros parámetros, lo que es conveniente revisar, por ejemplo para advertir que se pueden usar cargas mayores cuando los lodos son más concentrados, se incluye el cuadro 11.16.14.

También en este método debe tenerse especialmente en cuenta, la influencia de la temperatura de funcionamiento en el tiempo de retención de sólidos, o permanencia. Consultar el cuadro 11.16.13.

Conocida la carga de diseño, el volumen del digestor se calcula muy fácilmente por la siguiente expresión:

$$V_d = \text{Peso de } SS_v/\text{día (lodo crudo a agregar)}/\text{Carga (Kg}/m^3 \text{ día)}$$

## Carga Másica

El factor de carga relacionado con el peso de  $SS_v$  a incorporar por día y por peso total de  $SS_v$  presentes en el reactor, es en realidad un criterio basado en la reducción porcentual de  $SS_v$  contenidos en el digestor. Generalmente, se lo relaciona con la permanencia hidráulica.

Se puede partir de datos obtenidos de plantas en operación, tomando la reducción observada de  $SS_v$  ( $\approx 40$  a  $60\%$ ) para una permanencia y demás características del proceso determinadas. Conocida la permanencia, el cálculo del volumen del digestor, es inmediato mediante la expresión:

$$V_d = Q \text{ (de lodos a tratar)} * \text{Permanencia}$$

Para utilizar este método en un predimensionamiento, se presentan como guía, valores típicos de porcentajes de eliminación de sólidos en el siguiente cuadro 11.16.15.

Porcentajes estimados de eliminación de  
sólidos volátiles

Tipo de carga	Tiempo de digestión días	Eliminación de Sol. Vol. %
alta	30	65,5
alta	20	60,0
alta	15	56,0
baja	40	50,0
baja	30	45,0
baja	20	40,0

c. Método Basado en la Reducción Observada de Volumen

En la operación de digestores, se ha observado que durante el proceso de digestión, si se retira la capa sobrenadante retornándola por ejemplo a la entrada de planta, el volumen de fango restante, disminuye casi exponencialmente.

Si se representa graficamente el volumen restante en función del tiempo, el volumen necesario del digestor, viene dado por la superficie de la curva trazada, integrada entre límites 0 y T (tiempo de digestión en días). La ecuación que representa el modelo descripto, es:

$$V = [V_f - 2/3 * (V_f - V_d)] T$$

Donde:

V = volumen del digestor en m<sup>3</sup>

V<sub>f</sub> = volumen diario de lodo crudo agregado (m<sup>3</sup>/día)

V<sub>d</sub> = volumen diario de lodo digerido extraído (m<sup>3</sup>/día)

T = tiempo de digestión (días)

Los datos V<sub>f</sub>, V<sub>d</sub> y T, deben tomarse de digestores en funcionamiento, para lodos, temperaturas y otros parámetros, similares al que se va a diseñar.

d. Método Basado en la Población

Es un método muy usado, debido a que se dispone de gran número de datos estadísticos acumulados en el tiempo. Debe tenerse presente, sin embargo, que se aplica predominantemente a lodos provenientes de líquidos cloacales domiciliarios, sin contenido de residuos industriales.

La base del método, es la asignación de una cierta cantidad de  $m^3$  de capacidad (volumen) del digestor, por habitante, servido por el sistema.

Para los digestores calculados por este sistema, se recomiendan tiempos de detención de 35 a 45 días, más el volumen adicional necesario para almacenamiento de barro digerido, por requerimiento del proceso de secado o disposición final.

En el cuadro 11.16.16 se presentan datos de volúmenes por habitante, para un contenido de 120 gr/hab. de SS en el agua residual. Los volúmenes resultantes, son para digestores calentados. Si no se prevé el calentamiento del lodo, debe aumentarse el volumen en función de las condiciones locales de temperatura. El cuadro incluye también los valores de las NORMAS DE LOS DIEZ ESTADOS (Tens States Standards), para comparación.

Cuadro 11.16.16

Capacidades necesarias del tanque de digestión a)

Tipo de planta	Fango húmedo			Volumen requerido	
	Sólidos secos, g/hab*d	Porcentaje de sólidos	$m^3/10^3$ hab*d	Detención de 35 a 45 días, $m^3/10^3$ hab	Ten States Standards $m^3/10^3$ hab
Primario	72	5	1,44	50-65	56-85
Primario y de filtro percolador	108	4	2,70	95-122	113-142
Primario y activado	114	3	3,80	133-171	113-170

a) Basado en 120 g de sólidos suspendidos por habitante y día en el agua residual cruda.

#### 11.16.7.1.4.- Producción, Recolección y Utilización del Gas

La producción de gas es uno de los mejores indicadores del desarrollo de la digestión anaeróbica, y debe destacarse su potencial energético.

Generalmente se lo usa para el propio calentamiento de los digestores. Mediante equipamiento adecuado de motores y generadores, puede satisfacer otros requerimientos energéticos de la planta de tratamiento, con indudable economía en la operación del sistema.

El poder calorífico de algunos combustibles, para comparación, es el siguiente:

Metano:	8.580 kcal/ $m^3$
Gas de digestión (70% de metano):	6.000 kcal/ $m^3$
Gasolina:	7.300 kcal/litro

No obstante, corresponde señalar que la recolección y utilización del gas, requiere instalaciones costosas y un muy buen nivel de operación y mantenimiento. Además, siempre existe el peligro de explosiones, si por alguna falla se mezcla el gas con oxígeno del aire.

El proyectista debe evaluar cuidadosamente todos los aspectos positivos y negativos involucrados en la cuestión, desde el punto de vista económico y práctico, para establecer la conveniencia de la utilización del gas.

El gas de digestión de lodos de líquido cloacal común, contiene entre el 65 y 70% de metano (en volumen), del 25 al 30% de anhídrido carbónico y pequeñas cantidades de otros gases. Su peso específico es de  $\approx 0,86$  respecto del aire.

#### a. Producción de Gas

La cantidad de gas producido en la digestión, puede variar ampliamente en función del contenido de SV en el lodo crudo y de las condiciones especialmente la temperatura del proceso.

El volumen total de producción, se estima en general en base a la carga de SV en el digestor o en el porcentaje de reducción de SV. Los valores típicos son: de 0,5 a 0,75 m<sup>3</sup>/Kg de SV agregados, y de 0,75 a 1,12 m<sup>3</sup>/Kg de SV eliminados.

También puede estimarse el volumen total de gas, en base al aporte por habitante (valores estadísticos), para líquidos cloacales domésticos. en el orden de 0,015 a 0.022 m<sup>3</sup>/hab. para tratamiento primario y hasta 0,028 m<sup>3</sup>/hab en tratamientos secundarios.

El volumen de producción de metano (solamente), puede calcularse mediante la expresión:

$$V_m = \frac{0,35 (E * Q * S_0 - 1,42 * P_X)}{10^3 \text{ g/Kg}}$$

Donde:

$V_m$  = volumen de metano (m<sup>3</sup>/día)

0,35 = factor de conversión DBO<sub>L</sub> - metano (m<sup>3</sup>/Kg)

E = eficiencia de utilización del residuo.  
(entre 0,6 y 0,9).

Q = caudal (m<sup>3</sup>/día)

$S_0$  =  $DBO_L$ , última del afluente ( $g/m^3$ )

1,42, = factor de conversión del tejido celular a  $DBO_L$

$P_x$  = masa neta de tejido celular producido ( $Kg/día$ )

#### b. Recolección del Gas

Puede realizarse mediante cubiertas flotantes o fijas en los digestores. Las flotantes posibilitan que el volumen del gas varíe, sin permitir el ingreso de aire, lo que debe impedirse absolutamente, a fin de que no se forme una mezcla explosiva.

Las cubiertas fijas, proporcionan un volumen determinado para el gas, que aumenta de presión en forma controlada por válvulas especiales, si el nivel de lodos aumenta. Debe preverse la extracción y posterior almacenamiento del gas en gasómetros. Todas las líneas de tuberías de extracción y conducción de gas, deben tener válvulas y dispositivos que aseguren la imposibilidad de la mezcla de este con el aire.

#### c. Utilización del Gas

El poder calorífico del gas de digestión, es de aproximadamente el 60% respecto del gas natural (mezcla de metano, propano y butano). Comparativamente, es entonces el gas de digestión, un combustible de apreciable valor energético.

En plantas grandes, puede usarse como combustible para calderas y motores de combustión interna, que a su vez se emplean para accionar bombas, compresores de aire, generadores de electricidad, etc.

El agua caliente o vapor de las calderas, se usa para calentamiento del fango y calefacción de edificios. En general, la producción de gas de digestión, supera holgadamente los requerimientos energéticos de una planta de tratamiento.

El diseño, proyecto, e instalación de un sistema de aprovechamiento del gas, requiere la intervención de empresas especializadas.

#### 11.16.7.1.5.- Calefacción de los Digestores

El calentamiento de la masa de lodos contenida en un digestor, tiene efectos importantes en el tamaño de los reactores (por disminución de las permanencias) y en el incremento de la producción de gas. Además, se tiene un control más efectivo sobre las variables del proceso.



Como se ha dicho en apartados anteriores, hay dos entornos de temperaturas básicos, el termofílico y el mesofílico. En general, se ha verificado que el entorno mesofílico es más económico, y por este motivo, la mayoría de las instalaciones existentes, operan en este rango (entre 10 y 35°C).

Como es evidente deben preferirse las temperaturas de régimen más altas posibles, dentro del entorno indicado, compatibles con las condiciones climáticas del lugar y los costos involucrados.

Los requerimientos de calor son los necesarios para que los fangos que ingresan (a temperatura ambiente, aproximadamente), alcancen la del digestor (temperatura de operación); más las pérdidas por paredes techo y piso de los digestores y tuberías.

Calentamiento del fango afluyente: El calor específico del lodo es aproximadamente igual al del agua: 4.200 J/Kg °C. (1 Kcal equivale a 4.186 Julios).

La cantidad de calor se calcula mediante la expresión:

$$Q = W * C * (T_2 - T_1)$$

Donde:

Q = cantidad de calor requerida (Kcal/hora)

W = caudal de lodo que ingresa (Kg/hora)

C = calor específico del lodo ( $\approx 1$  Kcal/Kg °C)

$T_2 - T_1$  = diferencia de temperatura entre lodos en el digestor y del lodo crudo.

Las pérdidas de calor a través de las paredes, cubierta y fondo, se calculan mediante la siguiente expresión:

$$Q = U * A * \delta T$$

Q = cantidad de calor requerida (Kcal./h).

U = coeficiente global de transmisión de calor  
(Kcal/h.m<sup>2</sup>.°C)

A = área de la sección transversal afectada por la pérdida  
(m<sup>2</sup>).

$\delta T$  = caída de temperatura en la superficie A (°C).

Al calcular las pérdidas de calor, suele considerarse las diversas superficies separadamente aplicando a cada una el U que le corresponde.

Para ilustración, se presenta el cuadro 11.16.17 con valores típicos de algunos coeficientes globales U de transmisión de calor. Al hacer uso de estos valores, hay que tener en cuenta que están expresados en vatios (W,) en lugar de Kcal.  $W = 0,860 \text{ Kcal/h.}$

Las paredes del digestor, pueden estar rodeadas de un terraplén de tierra para mejor aislación, o bien, siendo de hormigón armado, puede preverse aislación de material adecuado, como corcho, poliuretano y otros. También debe tenerse en cuenta el nivel de la capa freática, ya que su temperatura difiere de la del suelo.

Actualmente se usan predominantemente los intercambiadores externos de calor, en lugar de los internos, debido a las dificultades de mantenimiento de estos últimos. Como tipos más usuales de intercambiadores externos, tenemos:

- De agregado de vapor al lodo crudo. De gran flexibilidad de operación y alta eficiencia por eliminación de serpentinas internas.
- Intercambiadores de agua caliente. Se efectúa la recirculación del lodo a través de una tubería encerrada dentro de otra de mayor diámetro. El espacio anular contiene agua caliente que circula en dirección contraria al lodo.

Cuadro 11.16.17

Valores típicos de los coeficientes globales de transferencia para el cálculo de las pérdidas de calor

Elemento	$W / h^2 m^2 ^\circ C$
Muros de hormigón en masa (por encima del terreno)	
Muro de 300 mm de espesor con cámara de aire más revestimiento	1,8-2,4
Muro de 300 mm de espesor con aislamiento	0,6-0,8
Muros de hormigón en masa (por debajo del terreno)	
Rodeados de tierra seca	0,57-0,68
Rodeados de tierra húmeda	1,1-1,4
Soleras de hormigón en masa en contacto con tierra húmeda	0,68-0,85
Cubiertas flotantes	
Con plataforma de tableros de madera de 35 mm impermeabilización y sin aislamiento	1,8-2,0
Con tableros de madera aislante de 25 mm instalados debajo del material de impermeabilización	0,9-1,0
Cubiertas fijas hormigón	
De 100 mm de espesor y cubiertas con impermeabilización, sin aislamiento	4,0-5,0
De 100 mm de espesor y cubiertas con tableros de madera aislante de 25 mm de espesor	1.2-1.6

#### 11.16.7.6.6.- Disposiciones Constructivas

Los tanques digestores se construyen de formas cilíndricas, rectangulares y ovoides. La cilíndrica, es con mucho la más comunmente usada. La forma rectangular, presenta problemas con respecto a la eficiencia de mezcla con equipos mecánicos.

Usualmente los digestores cilíndricos se construyen de hormigón armado reforzado y pos-tensado. El rango de los diámetros usuales, varía entre 8 y 40 metros, y las profundidades entre 6 y 14 m.

Las inclinaciones del fondo tronco-cónico son como mínimo del orden de 1:6 a 1:4 para asegurar la caída de los lodos digeridos.

#### 11.16.7.2.- Digestión Aerobia

La digestión aerobia es otro método de estabilización de lodos, de más reciente aplicación que la digestión anaerobia, y que está teniendo en la actualidad creciente aceptación.

Entre sus principales ventajas, se señalan:

- a) Una eficiencia en remoción de SV sensiblemente igual a la digestión anaerobia.
- b) Menores concentraciones de DBO en el líquido sobrenadante.
- c) Producción de un barro estabilizado, inodoro, biológicamente estable de fácil eliminación o disposición.
- d) El barro estabilizado es de excelentes características de deshidratación, y útil como fertilizante o mejorador de suelos.
- e) Bajo costo de las instalaciones y sencillez de la operación.

Como desventaja principal, se señala el alto costo de la energía consumida por el proceso para la incorporación de oxígeno.

##### 11.16.7.2.1.- Descripción del Proceso

La digestión aerobia es un proceso similar al de lodos activados, en particular la variante de aeración extendida.

En el supuesto de que se vaya agotando el aporte de sustrato (nutriente o alimento), los microorganismos comenzarán a consumir su propio protoplasma para el mantenimiento de las células que van quedando. A este caso, se le llama fase o respiración endógena.

El tejido celular es oxidado aerobiamente a anhídrido carbónico, agua y amoníaco. Luego, el amoníaco es a su vez oxidado a nitrito y después a nitrato.

Debe indicarse que sólo entre el 75 y el 80% del tejido celular puede ser oxidado. El 25 ó 20% restante, está constituido por materia orgánica e inorgánica no biodegradable.

En estas reacciones, cuando el amoníaco se oxida a nitrito y nitrato, puede producirse un descenso del pH, si la alcalinidad presente no es suficiente para actuar como tampón. En este supuesto, puede ser necesario agregar productos químicos para mantener el pH adecuado.

Cuando el lodo a digerir es una mezcla de lodo primario y fango de barros activados o filtro percolador, se tendrá oxidación directa de los primeros y oxidación endógena en los segundos, simultáneamente.

Los digestores aerobios pueden funcionar como reactores de mezcla completa de alimentación continua o discontinua.

El proceso más generalmente usado, es el de aeración mediante aeradores mecánicos o sopladores (difusión), llamado digestión aerobia convencional. No obstante, se están desarrollando dos variantes, que son digestión con oxígeno puro y digestión aerobia termófila, esta última en etapa de experimentación. Desarrollaremos aquí, solamente el proceso convencional.

#### 11.16.7.2.2.- Criterios de Diseño

Los factores principales a tener en cuenta para el diseño de digestores aeróbicos, son los siguientes:

- Tiempo de detención hidráulico (permanencia).
- Factores o criterios de carga.
- Requerimientos de oxígeno (a tomar del aire a incorporar).
- Requerimientos de energía para mezcla.
- Temperatura y otras condiciones ambientales.
- Características de operación del proceso.

#### a. Tiempo de Detención o Permanencia Hidráulica

La eliminación de SV es función de la permanencia. Sin embargo, se observa que hasta 10 ó 12 días, la tasa de eliminación es sensiblemente lineal y en el tiempo indicado se alcanza una eliminación acumulada del orden del 40%, para temperaturas medias de 20°C.

Más allá de 10 ó 12 días, continúa la eliminación de SV, pero a tasas menores progresivamente decrecientes. Las reducciones máximas de SV observadas, dependiendo de la permanencia, la temperatura y de las características del lodo crudo, oscilan entre el 45 y 75%. La incidencia de la temperatura en el proceso, se trata en el punto "Temperatura y otras condiciones ambientales".

En el cuadro 11.16.18 se presentan permanencias recomendadas y otros parámetros o criterios de diseño.

#### b. Factores o Criterios de Carga

Factores de carga volumétricos, o carga de SV por m<sup>3</sup> de digestor y por día, se indican en el cuadro 11.16.18. Sin embargo, debe considerarse que aún no se dispone de muchos datos respecto a cargas volumétricas de operación.

En éste proceso, los tiempos medios de retención celular (edad del lodo) y la permanencia o tiempo de detención hidráulico, son nominalmente equivalentes. Por tal motivo, los factores de carga que resulten en base a determinaciones de  $\theta_c$ , resultarán adecuados para el diseño.

En el caso de que hubiera que digerir solamente fangos en exceso de lodos activados, puede usarse la ecuación:

$$C / C_0 = 1 / (1 + k * V / Q)$$

Donde:

C = concentración de sustrato en el efluente (g/m<sup>3</sup>).

C<sub>0</sub> = concentración de sustrato en el afluente (g/m<sup>3</sup>).

k = constante de velocidad de reacción (1/día).

Q = caudal afluente (m<sup>3</sup>/día).

V = volumen del digestor (m<sup>3</sup>).

El tiempo medio de retención celular requerido, sería entonces igual a:

$$\theta_c = V / Q$$

Los valores de k, pueden tomarse entre 0,05 a 0,07 (1/día). La concentración máxima de sustrato en el digestor queda determinada por los requerimientos de oxígeno que origina y la energía de mezcla a aplicar.

### c. Requerimientos de Oxígeno

La reacción biológica que tiene lugar en el proceso de digestión aeróbica, requiere oxígeno para la respiración del tejido celular en el caso de lodos activados, y en el de mezcla de lodos primarios y activados en exceso, adicionalmente, para la conversión de materia orgánica en tejido celular.

Como se verá más adelante, es necesario además, una mezcla adecuada en el digestor, para asegurar el contacto del aire incorporado y la consecuente transferencia de oxígeno a la materia orgánica y el tejido celular presentes. Generalmente, se aprovecha el sistema de incorporación de aire, para producir simultáneamente la mezcla, debiéndose calcular, cual de los requerimientos es mayor para el diseño de los equipos y su capacidad.

Los requerimientos de oxígeno pueden calcularse aproximadamente por la siguiente expresión:

$$R_O = K * (1,67 * S_i - O_a)$$

Donde:

$R_O$  = requerimiento de oxígeno en el digestor (Kg/día).

$S_i$  = carga de DBO5 equivalente a SV a digerir (Kg/día).

$O_a$  = oxígeno consumido en el proceso principal de aeración de líquido residual en la planta de tratamiento (Kg/día).

K = constante; cuando hay nitrificación en el tratamiento principal, vale 1,24; cuando no hay, vale 1,00.

En base a experiencias se ha comprobado que si se mantiene en el digestor una concentración de Oxígeno disuelto de 1 a 2 mg/L, y el tiempo de detención es superior a 10 días, el lodo puede deshidratarse sin dificultad.

El cuadro 11.16.18 proporciona algunos valores de requerimientos de oxígeno que pueden aplicarse.

## Criterios de diseño para digestores aeróbicos

Parámetro	Valor
Tiempo de detención hidráulica, días a 20° C a)	10 - 15
Fango activado en exceso únicamente	12 - 18
Fango activado de plantas sin decantación primaria	15 - 20
Fango Primario más activado o de filtro percolador b)	1,6 - 4,8
Carga de sólidos, Kg de sólidos volátiles, m <sup>3</sup> /d	≈ 2,3
Necesidad de oxígeno, Kg/Kg destruido	1,6 - 1,9
Tejido celular c)	20 - 40
DBO <sub>5</sub> en el fango primario	20 - 40
Necesidades energéticas para el mezclado	1 - 2
Aeradores mecánicos, kW/10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	
Mezclado con aire, m <sup>3</sup> /10 m <sup>3</sup> min	
Nivel de oxígeno disuelto en el líquido, mg/L	

- a) Los tiempos de detención indicados deben aumentarse para temperaturas por debajo de los 20°C.  
Si el fango no puede ser extraído durante ciertos períodos. (p. ej., fines de semana, tiempo lluvioso) debe preverse una capacidad adicional de almacenamiento.
- b) Se utilizan tiempos de detención similares para los primarios únicamente.
- c) El amoníaco producido durante la oxidación carbonosa se oxida a nitrato.

**d.- Requerimientos de Energía para Mezcla**

En la actualidad, los requerimientos para mezcla varían según el mecanismo a emplear, entre los límites que se indican en el cuadro 11.16.18.

Debe tenerse presente lo expresado en el punto anterior, respecto a prever la potencia que resulte mayor, entre la de aeración y la de mezcla. Sobre los rendimientos de los equipos de aeración y mezcla, debe consultarse a los fabricantes.

**e. Temperatura y Otras Condiciones Ambientales**

Los principales factores ambientales que inciden en el proceso de digestión aeróbica, son la temperatura y el pH del contenido del digestor.

A pesar de la relativa escasez de datos, se ha podido establecer que la eficiencia de los digestores aerobios, está estrechamente ligada a la temperatura, en particular, cuando ésta es menor de 20°C y las permanencias son de hasta 15 días.

La incidencia de la temperatura puede estimarse por la siguiente expresión:

$$K_d = (K_{d20^{\circ}\text{C}}) * e^{T-20^{\circ}\text{C}}$$

Donde: ,

$K_d$  = coeficiente de eliminación de sólidos o tasa de reacción (1/día)

$\theta$  = coeficiente de temperatura

$T$  = temperatura en  $^{\circ}\text{C}$

El valor de  $K_d$ , interviene en el diseño según las expresiones de los puntos b y c anteriores.

El pH puede descender a valores bastante bajos ( $\approx 5,5$ ), en cuyo caso se deberá proceder a ajustarlo mediante el agregado de productos químicos.

#### f. Características de Operación del Proceso

La tendencia actual parece indicar que se hará uso cada vez más, del calentamiento en procesos de digestión aerobia.

Hasta la actualidad, en general el proceso se ha empleado sin calentamiento. Lo señalado anteriormente, indica la posibilidad de utilizar digestores anaerobios como aerobios, aprovechando las instalaciones de calentamiento.

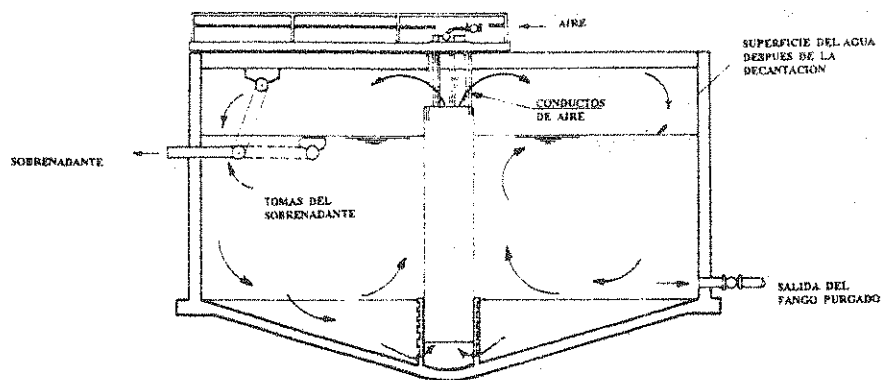
Los digestores aerobios, deben ir acompañados de unidades de decantación, para su espesamiento antes de disponerlos en playas de secado u otro dispositivo de deshidratación.

#### 11.16.7.2.3.- Disposiciones Constructivas

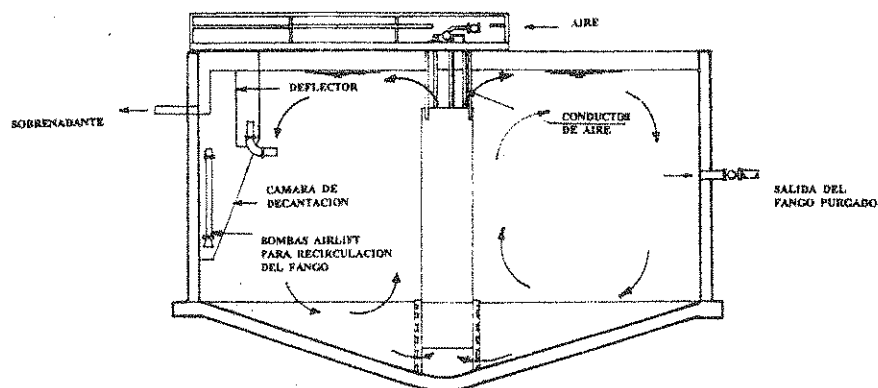
Los digestores aerobios suelen ser contruídos de chapa de acero o de hormigón armado. En general, son abiertos, es decir sin cubierta superior. No obstante, en climas fríos, puede resultar conveniente disponer una cubierta, para atenuar el efecto de las bajas temperaturas.

En cuanto a la forma, pueden ser cilíndricos, rectangulares, cuadrados o anulares. Las pendientes de fondo varían entre 1:12 a 3:12 para facilitar la remoción del lodo digerido. Las profundidades, varían entre 1 y 3 metros. Para ilustración, se incluye la figura 11.16.14.





A)



B)

Figura 11.16.14

Modos de funcionamiento de los digestores anaeróbicos:  
a) funcionamiento discontinuo; b) funcionamiento continuo

### 11.16.7.3.- Estabilización con Cal

El proceso o método de estabilización de lodos con cal, es de reciente aceptación. El agregado de cal a los lodos, se ha usado desde hace mucho tiempo, como proceso de acondicionamiento de los mismos para facilitar su deshidratación.

La estabilización de lodos con cal, ha sido clasificado por la EPA (Environmental Protection Agency), como un proceso que reduce significativamente los patógenos, y luego de aplicado, permite disponer los lodos en el suelo.

Las ventajas que se atribuyen al método son:

- Muy bajo costo de inversión en equipos y estructuras.
- Significativa eficiencia en la remoción de patógenos.
- Fácil y económica operación y mantenimiento.
- Apropriado para estabilización de emergencia o transitoria.
- Mejora las características del lodo para su deshidratación.
- Inhibe la producción de olores.

Como desventajas se señalan las siguientes:

- No destruye la materia orgánica, sino que inhibe la fermentación por pH alto.
- Por lo anterior, solo admite disposición final en el suelo (aunque no como mejorador, salvo que se trate de suelos ácidos), o tratamiento de incineración.
- No reduce la masa de lodos.

#### 11.16.7.3.1.- Descripción del Proceso

El agregado de cal hidratada  $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$  o viva  $[\text{CaO}]$ , en cantidad suficiente para elevar el pH del lodo arriba de 12, y por un período de contacto suficiente, provoca la destrucción o la inactivación de los microorganismos de la fermentación.

En consecuencia, el lodo así tratado, no entrará en putrefacción ni desprenderá olores, siendo inocuo desde el punto de vista sanitario, mientras se mantenga el pH alto.

Se ha comprobado que el tratamiento con cal, a un pH mayor que 12, durante un período de 3 horas, provoca una reducción de patógenos superior a la alcanzada con digestión anaerobia.

#### 11.16.7.3.2.- Criterios de Diseño

El proceso de estabilización con cal, puede ser aplicado antes o después del tratamiento de deshidratación (pre o post cal-estabilización). Es más común la pre-cal-estabilización que la post cal-estabilización, aunque esta última presenta alguna ventaja en cuanto a menor requerimiento de cal.

Los factores principales a considerar, para el diseño de un sistema de estabilización de lodos con cal, son:

- El valor del pH a alcanzar en la mezcla lodo-cal.
- El tiempo de contacto lodo-cal.
- La cantidad (dosaje) de cal a agregar

El pH y el tiempo de contacto, son dos parámetros estrechamente asociados en la eficiencia de remoción de patógenos, tal como lo han demostrado numerosos estudios experimentales.

Es generalmente aceptado, que se requiere mantener un pH de 12 ó superior, por un tiempo de 2 horas, para obtener una muy elevada remoción de patógenos y la no aparición de olores.

El tercer factor a considerar, el dosaje de cal, depende de varios aspectos tales como: tipo de lodo (primario, de barro activados, la mezcla de ellos); composición del lodo (incluido el contenido de materia orgánica) y la concentración de sólidos.

Para guía de diseño preliminar, se presenta el cuadro 11.16.19, que contiene los requerimientos básicos de cal hidratada para distintos tipos de lodos, para mantener un pH no menor que 12 durante 30 minutos, como mínimo.

El dosaje final a aplicar, debe ser determinado experimentalmente para cada tipo de lodo, en base a un periodo de contacto determinado y una tasa dada de remoción de patógenos (en %) que se desee alcanzar.

En cuanto a la concentración de sólidos en el lodo, en general la cantidad de cal a agregar, es proporcional a su valor, manteniéndose sensiblemente constante el dosaje por unidad de masa de sólidos.

#### 11.16.7.3.3.- Equipamiento y Disposiciones Constructivas

Quando se prevea la utilización de cal, deben realizarse instalaciones seguras y adecuadas, debido a que se trata de un producto caústico, que puede causar daños.

En el proceso de estabilización de lodos con cal, hay dos operaciones principales:

- Alimentación de la cal
- Mezcla de cal con el lodo

Además, tiene importancia también, el diseño de él o los depósitos de almacenaje de la cal.

Cuadro 11.16.19

Requerimientos de cal hidratada para mantener un pH 12 durante 30 minutos -  
LEBANON, OHIO, EE.UU.

Tipo de lodo	Primario	De barros Activados	Digerido Vía Anaeróbica	Séptico
Concentración de sólidos %				
Rango	3 a 6	1 a 1,5	6 a 7	1 a 4,5
Promedio	4,3	1,3	6,5	2,7
Dosaje cal hidratada Kg/Kg (*)				
Rango	0,006-0,17	0,21-0,43	0,14-0,25	0,09-0,51
Promedio	0,12	0,30	0,19	0,20
pH promedio				
Inicial	6,7	7,1	7,2	7,3
Final	12,7	12,6	12,4	12,7

(\*) Sólidos totales - residuo evaporación a 103°C

**Alimentación de la Cal:** Para diseñar o seleccionar equipos o dispositivos de alimentación de cal, es necesario previamente definir el tipo de cal a emplear, y si el sistema será continuo o discontinuo.

Basicamente, hay dos tipos de cal disponibles: cal viva o cal hidratada. Para adoptar una decisión, debe tenerse en cuenta, que la cal hidratada es algo más cara, pero requiere menos equipamiento para su incorporación al lodo. La cal viva, es más barata, pero requiere instalaciones para su apagado, a más de la mano de obra para operación de este proceso.

Generalmente, resulta más conveniente la cal hidratada para pequeñas y medianas instalaciones. No obstante, debe hacerse la evaluación económica en cada caso, y en particular cuando los requerimientos excedan las 3 ó 4 tn por día.

La cal puede obtenerse en bolsas o a granel, siendo esta última forma más barata. No obstante, para consumos diarios inferiores a 700 Kg, se suele preferir en bolsas, por la mayor facilidad de almacenaje y operación.

Con respecto a la alimentación (incorporación de la cal al lodo), la forma más usada es la de "lechada de cal", o sea una mezcla de agua y cal, que se agrega en forma controlada y previo dosaje, al lodo a tratar. Puede ser realizada en forma continua o discontinua (batch).

La diferencia en la alimentación, entre cal hidratada y cal viva, es que esta última requiere el equipo de apagado, que puede ser a su vez, discontinuo (batch) o continuo. El volumen del tanque o cuba de apagado debe ser dimensionado sobre la base de 30 minutos de reacción, y prever la alimentación de agua.

La formación de lechada de cal, con cal hidratada seca o pasta de cal apagada, es esencialmente igual, y requiere dispositivos muy simples de almacenamiento y mezcla, que puede ser por turbulencia hidráulica (canalizaciones, chorro de agua) o mecánica.

• La forma continua de alimentación de lechada, es generalmente asociada a la cal a granel, y requiere un dosador volumétrico o gravimétrico de productos químicos, para el agregado al tanque de dilución o formación de "lechada de cal" (slurry). El tanque de dilución, requiere una agitación y mezcla por aire disuelto o mezcladores mecánicos.

El agregado continuo de lechada de cal, es una de las operaciones más engorrosas de todo el proceso, debido a la tendencia de sedimentar de la cal de la lechada. Puede usarse sistemas de gravedad (canalizaciones, tuberías), o bombas especiales resistentes a la abrasión y al ataque químico caústico.

• La forma discontinua, más simple y económica, consiste en vaciar la lechada de cal en cantidad calculada, en el tanque de mezcla, que ya contiene la cantidad de lodo determinada, para luego proceder a la mezcla y al contacto lodo-cal.

**Mezcla de Lechada de Cal-Lodo:** El propósito principal de este proceso es lograr una estrecha mezcla entre la lechada de cal y el lodo, para alcanzar rápidamente un pH superior a 12.

El tiempo de mezcla recomendado, para un diseño preliminar, es de 30 minutos. Sin embargo, para cada caso particular, debe establecerse experimentalmente el tiempo requerido, debido a los diferentes tipos de lodo y también de cales a usar.

El tanque de mezcla, puede ser construido en chapa de acero dúctil (de bajo contenido de carbono), o de hormigón armado.

En cuanto al volumen del tanque, depende fundamentalmente de si el proceso adoptado es continuo o discontinuo (batch).

Para proceso discontinuo, el volumen de lodos y el pH, son mantenidos constantes, por lo cual se requiere la instalación de un equipo automático de alimentación de lechada de cal. La principal ventaja del proceso continuo, es que el volumen del tanque de mezcla es mucho menor que el del proceso discontinuo.

Para determinar el volumen del tanque de mezcla, debe adoptarse una permanencia hidráulica tal, que asegure que el pH no baje de 12 durante las 2 horas siguientes a la mezcla.

Debe tenerse presente, que el tiempo de mezcla necesario, es del orden de unos 30 minutos. En consecuencia, puede adoptarse una permanencia de diseño conservativa de 2,5 horas.

En base a determinaciones experimentales, puede bajarse la permanencia, si se constata que el pH = 12, se alcanza antes de transcurridos 30 minutos de mezcla, para las condiciones particulares de cada caso.

Para efectuar la mezcla, los sistemas más comunmente usados, son los de difusión de aire y los agitadores mecánicos de turbina. Ambos se utilizan extensamente.

Los criterios de diseño para el sistema de difusión de aire, son similares a los presentados para el tratamiento de digestión aeróbica, teniendo en cuenta que es preferible obtener burbujas de aire gruesas antes que finas, ya que el propósito es solo de tener una buena mezcla.

El diseño de los sistemas de mezcla mecánica, se basa en dos criterios:

- a. Velocidad de la masa de fluido (transversal a una sección diametral vertical del tanque), mayor de 0,13 m/s.
- b. Número de Reynolds del régimen hidráulico del impulsor, mayor que 1.000.

Para tanques de forma cilíndrica, altura líquida igual al diámetro, deflectores (tablas o paneles) de ancho 1/12 del diámetro colocadas verticalmente en cruz (a 90°), se presenta el cuadro 11.16.20 que contiene datos y especificaciones que pueden usarse como información para el diseño de un sistema de mezcla mecánico.

Cuadro 11.16.20

## Especificaciones para mezcla mecánica de lodo-cal

Volumen Tanque M <sup>3</sup>	Diámetro Tanque M	Potencia Motor HP	Velocidad del eje rev/min	Diámetro turbina m
19	2,90	6	125	0,80
		4	84	1,00
		2	56	1,10
57	4,20	15	100	1,10
		11	68	1,30
		7	45	1,60
		6	37	1,70
114	5,20	30	84	1,50
		22	68	1,60
		19	56	1,70
		15	37	2,10
284	7,10	75	100	1,60
		56	68	1,90
		45	56	2,00
		37	45	2,20
380	7,80	93	84	1,80
		75	68	2,00
		56	45	2,40

Los valores de el cuadro 11.16.20, son adecuados para mezcla de lodos con concentraciones de 10% de sólidos secos o más, y viscosidad dinámica de 1 Pa.s. o más.

**Almacenaje de la Cal:** Cualquiera de los dos tipos de cal, viva o hidratada, presenta durante su almacenaje, el problema de la formación de capas superficiales de carbonato de calcio, por reacción con el CO<sub>2</sub> de la atmósfera, si el tiempo de estacionamiento es prolongado. Los depósitos deben ser lo más herméticos posible.

Para el almacenaje, se utilizan depósitos de chapa de acero o de hormigón armado, cuidando la hermeticidad. En el caso de cal viva, debe tenerse precaución durante el apagado, porque es una reacción exotérmica, y debe realizarse lejos de materiales combustibles.

Las capacidades de almacenaje, son como mínimo de 7 días de consumo, y preferentemente entre 2 y 3 semanas. La cal hidratada, puede almacenarse hasta 1 año, si los dispositivos de hermeticidad son eficientes. La cal viva, se deteriora más fácil y rápidamente, y no es conveniente almacenarla por más de 3 ó 4 meses.

#### 11.16.7.4.- Oxidación con Cloro

Este proceso forma parte del grupo de métodos químicos de estabilización de lodos, junto con el de la cal, aunque presenta serias restricciones por su costo en productos químicos principalmente.

El proceso consiste en el agregado de gas cloro u otros clorógenos tales como el hipoclorito de sodio ( $\text{ClONa}$ ), en dosis elevadas, a los efectos de producir la oxidación química de la materia orgánica presente en el lodo.

El cloro se agrega generalmente en forma directa al lodo, en un reactor cerrado, y se mezcla por medios mecánicos o hidráulicos, durante un corto período de tiempo de contacto. El tratamiento es normalmente seguido de la deshidratación en lechos de secado o en filtros de banda, y en este último caso, previo acondicionamiento con polielectrólito.

La aplicación de este tratamiento con cloro, se ha limitado a plantas pequeñas del orden del  $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ . La utilización del gas cloro, exige instalaciones de considerable inversión inicial, operación calificada y cuidadosa por su potencial agresivo y explosivo, aunque de menores costos de productos químicos, frente a la utilización de clorógenos como el  $\text{ClONa}$ .

El tratamiento puede aplicarse a cualquier fango biológico y en particular, como forma suplementaria de estabilización en instalaciones existentes sobrecargadas.

Uno de los problemas a tener en cuenta, es que como consecuencia de las reacciones del gas cloro con el lodo, se forman cantidades importantes de ácido clorhídrico, el cual puede solubilizar metales pesados que pudieran haber en el lodo o atacar tuberías o reactores metálicos. Asimismo, el sobrenadante del proceso o el líquido procedente del filtrado, puede contener altas concentraciones de cloraminas.

Este proceso no está incluido entre "los más comunmente usados" descriptos en el Manual of Practice PD-9 de la Water Pollution Control Federations (1985).

#### 11.16.7.5.- Tratamiento Térmico

Es un proceso usado para estabilización y también para acondicionamiento de lodos, ya que favorece la deshidratación.

El tratamiento se desarrolla en forma continua, siendo el fango calentado durante un corto tiempo de permanencia en el depósito, a presión (más de  $2,75 \text{ Tn/m}^2$ ) y temperaturas superiores a  $260^\circ\text{C}$ .



El lodo sometido a altas temperaturas y presiones, libera el agua contenida en los sólidos, dando lugar a la coagulación de los mismos.

También se produce la hidrólisis de la materia proteica, con destrucción celular, liberando compuestos orgánicos solubles y amoníaco.

El tratamiento, requiere altas inversiones en equipo por lo que se utiliza generalmente en grandes plantas, en particular cuando se trata de lodos biológicos difíciles de estabilizar por otros medios y/o cuando es muy escaso el terreno disponible.

Presenta el inconveniente de que el líquido sobrenadante y el filtrado, tiene muy altas concentraciones de DBO. Este caudal a recircular en la planta, puede llegar a constituir del 30 al 50% de la carga afluente al sistema de aeración.

Este proceso, al igual que el de oxidación con cloro, no está incluido entre "los más comunmente usados" descritos en el Manual of Practice FD-9 de la Water Pollution Control Federation (1986).

#### 11.16.8.- Deshidratación de lodos

La deshidratación de los lodos, es una operación física unitaria, que tiene por objeto reducir el contenido de agua de los mismos.

Algunas de las razones que justifican el tratamiento de deshidratación son las siguientes:

- Los costos de transporte de los lodos deshidratados hasta su lugar de disposición final, son sensiblemente menores por disminución de peso y volumen que sin deshidratar.
- El lodo deshidratado, es más fácil de manipular que el lodo líquido o semi-líquido. Requiere menos mano de obra y equipamiento. Permite la utilización de equipo apto para materiales semisólidos (pala de mano, tractor con pala, cinta transportadora y otros).
- En algunas circunstancias, la deshidratación es necesaria para que el lodo quede inodoro e imputrescible. Es el caso del lodo estabilizado con procesos que originan líquidos residuales de alta concentración de materia orgánica, que deben ser recirculados.
- Es también ineludible, como tratamiento previo, cuando el lodo va a ser incinerado, porque se aumenta su poder calorífico por eliminación de agua. Asimismo, cuando su disposición final es en lugares de descarga controlados, para reducir la producción de lixiviados.

Los métodos, dispositivos o técnicas disponibles para la deshidratación, pueden en general clasificarse en dos grandes grupos:

- Métodos naturales, basados principalmente en la evaporación atmosférica y la filtración en arena o suelo natural. Los más usados son las playas o lechos de secado y las lagunas.
- Métodos mecánicos, basados en la utilización de máquinas y/o equipo. Típicamente, filtro prensa, filtro de vacío, centrífugas y otros.

Para la selección de máquinas y/o equipos correspondientes a métodos mecánicos, se debe recurrir a las firmas especializadas en su construcción, para obtener datos sobre rendimientos, capacidades, potencias requeridas y otros parámetros de diseño.

Los métodos naturales, son preponderantemente y prácticamente solo compatibles con las técnicas de disposición final de compostaje (compostificación), aplicación agrícola a la tierra y relleno del suelo. Los métodos mecánicos, salvo la centrífuga de canasta, son compatibles además de las deposiciones mencionadas, por ejemplo, con la incineración.

Otros criterios importantes a tener en cuenta para la selección de un método de deshidratación, son los relacionados con su efecto sobre el medio ambiente y el consumo de energía. Sobre éstos aspectos, presentamos el cuadro 11.16.21, basado en información de Water Pollution Central Federation, Manual of Practice 20.

En el cuadro 11.16.7 y figura 11.16.1 se ha hecho una mención de los principales métodos y procesos de tratamiento de lodos, que incluye los correspondientes a deshidratación. De acuerdo con lo consignado en la figura 11.16.2, desarrollaremos aquí los métodos de: playas de secado, lagunas, sacos o bolsas filtrantes y centrífugas.

Asimismo, de acuerdo con lo expresado en el numeral 11.16.5 sobre acondicionamiento de lodos, por ser procesos tendientes casi exclusivamente a mejorar las condiciones de deshidratación, se considerarán sucintamente en el presente capítulo.

Cuadro 11.16.21

Evaluación del efecto sobre el medio ambiente de  
métodos de deshidratación

Método	Consumo Energía	Ruido	Vibración	Olor (*)	Impacto Visual	Agua (**)
Centrífuga de Cesta	Alto	Mod.	Alta	Bajo	No	No
Centrífuga Camisa sól.	Mod.+	Mod.+	Alta	Bajo	No	No
Filtro de Banda	Bajo+	Bajo	Bajo	Mod.	No	No
Filtro de vacío	Alto	Mod.	Baja	Mod.	No	No
Filtro Prensa	Mod.+	Mod.	Baja	Mod.	No	No
Lechos de Secado	Bajo	Bajo	No	Alto	Alto	Mod.
Lagunas	Bajo	Bajo	No	Alto	Alto	Mod.

(\*) Olor potencial

(\*\*) Aguas Subterráneas: contaminación

Mod. (Moderado)

Bajo+; Mod.+; = bajo a mod y mod a alto, respectivamente

## 11.16.8.1.- Playas (Eras o Lechos) de Secado de Barros

Las playas, eras o lechos de secado de barros, son un método de deshidratación que se usa desde hace más de 60 años.

Luego de un período (décadas de 1960 y 1970) donde perdió algo de favor entre los ingenieros de diseño, por los factores incontrolables y/o impredecibles (climáticos) que afectan su funcionamiento, en la actualidad (en EE.UU.), vuelve a tener preponderancia como método de deshidratación, cuando hay terreno disponible.

Como ventajas de método, pueden señalarse las siguientes:

- 1.- Bajo costo de instalación cuando hay terreno disponible
- 2.- Bajo requerimiento atención y calificación de operadores

- 3.- Bajo consumo de energía
- 4.- Baja sensibilidad a la variabilidad de los lodos
- 5.- Bajo consumo de productos químicos
- 6.- Alta sequedad de los sólidos en el lodo deshidratado.

**Como desventajas suelen señalarse:**

- 1.- Carencia de parámetros para un diseño racional
- 2.- Comparativamente alto requerimiento de terreno
- 3.- El método requiere estabilización previa del lodo
- 4.- Sensibilidad a las variaciones climáticas
- 5.- Visibilidad potencial de las instalaciones al público
- 6.- Alto requerimiento de laboreo para remover el lodo seco

**11.16.8.1.1.- Descripción y criterios de diseño**

La deshidratación del lodo en las playas de secado, previa estabilización del mismo, se realiza extendiéndolo sobre el manto filtrante en capas de 20 a 30 cm de espesor y dejándolo secar.

Una vez deshidratado, se extrae el lodo para su disposición final, generalmente como mejorador de suelos para usos agrícolas, relleno de terrenos o vertimiento en lugares controlados.

El lodo se deshidrata por drenaje a través de la masa del mismo y de la arena de soporte, así como por evaporación de la superficie expuesta al aire.

**Superficie de las playas de secado:**

Los criterios más empleados para determinar la superficie requerida para playas de secado son:

- Superficie "per capita" ( $m^2/1.000$  habitantes)
- Carga de lodo ( $Kg$  de sólidos secos/ $m^2 \cdot año$ )

Valores típicos de superficies requeridas  
para playas de secado abiertas

Tipos de Lodo	Superficie (m <sup>2</sup> /1000 hab)	Carga de Lodo (Kg de SS/m <sup>2</sup> año)
Primario digerido	90 - 140	120 - 200
Primario y humus digerido	110 - 160	100 - 160
Primario y activados digeridos	160 - 275	60 - 100
Primario y de precipitación química digeridos	185 - 230	100 - 160

SS = Sólidos secos

Si las playas son cubiertas, los requerimientos de superficie se reducen al 70 ó 75% de los valores anteriores.

El área destinada a secado, se divide en playas o eras individuales de ancho del orden de 6 m. y largo entre 6 y 30 m con superficie de cada una, adecuada para que una descarga normal de lodo proveniente del digestor, alcance para llenar una o dos playas.

El lodo bien digerido, evacuado a lechos de secado, no genera olores. No obstante, para prever el caso eventual de un fango mal digerido, los lechos deben ubicarse a más de 100 m de viviendas u otros lugares habitables, y tener en cuenta los vientos dominantes de la zona.

#### Tiempos de secado:

El contenido de la humedad se reduce entre un 40 y un 50% en un período variable de 10 a 15 días, en condiciones climáticas medias. El lodo así deshidratado, tiene una contextura basta, agrietada y es de color negro o marrón oscuro y no despide olor. Puede extraerse con pala de mano, cargador frontal u otro tipo de dispositivo rascador mecanizado.

#### Cubiertas de las playas:

Las playas o lechos descubiertos se utilizan cuando se dispone de un lugar suficientemente aislado, que en caso eventual de aparición de malos olores, no afectan a zonas pobladas.

Los lechos cubiertos se usan cuando se necesita una operación continua de deshidratación, independientemente de las condiciones climáticas y/o cuando no haya posibilidad de adecuado aislamiento por olores. Las cubiertas y cerramientos de las playas de secado, tienen características similares a las de un invernadero.

#### **11.16.8.1.2.- Disposiciones Constructivas**

##### **Drenaje de las playas:**

Como la mayor parte del agua se separa por filtrado, debe preverse un sistema de drenaje en el fondo de los lechos, formado por tubos filtrantes o a junta abierta, con pendiente. Puede disponerse un tubo central longitudinal en cada lecho con laterales cada 6 m u otro dispositivo equivalente.

Recientemente, se está utilizando un simple dispositivo consistente en grifos comunes, dispuestos en línea vertical en las paredes de las playas, separados 10 ó 15 cm entre sí, que permiten desaguar rápidamente la capa líquida superior, aumentando la eficiencia de secado por disminución del tiempo de evaporación.

##### **Capas de grava y arena:**

Los tubos de drenaje, deben ser cubiertos por una capa de grava, sobre la cual se dispondrá el lecho de arena, de un espesor de entre 22 y 30 cm, de tamaño efectivo entre 0,3 y 0,75 mm y un coeficiente de uniformidad no superior a 4. Es habitual colocar sobre la arena, para protección del manto, ladrillos acostados con juntas abiertas lo que facilita el tránsito de los operarios y el retiro del barro una vez seco.

##### **Distribución del lodo:**

Las tuberías de conducción del lodo a las playas, deberán ser diseñados para una velocidad de por lo menos 0,75 m/s. Pueden utilizarse tubos de fundición, PVC, PRFV, etc.

Para distribuir el lodo a cada playa, se utilizan arquetas de distribución y se usan tablas deflectoras para evitar salpicaduras y erosión de la arena en la zona de descarga.

##### **Detalles constructivos:**

El fondo de las playas, puede ser de un estabilizado de suelo cemento, pavimento de hormigón pobre y aún una membrana impermeable de material plástico sobre el suelo natural compactado. La elección depende de los requerimientos respecto a la contaminación del subsuelo.

Las paredes laterales, pueden hacerse de mampostería, de bloques prefabricados o de hormigón simple o armado. También, pueden ser pequeños terraplenes divisorios en lugar de paredes. La figura 11.16.15 presenta disposiciones y dimensiones típicas de playas de secado de lodos.

#### **11.16.8.2.- Lagunas de Secado de Lodos**

Las lagunas pueden emplearse para deshidratar lodos digeridos. No son adecuadas para fangos crudos, estabilizados con cal, ni aquellos que produzcan sobrenadantes de alta concentración de materia orgánica, a causa de su potencial de producción de malos olores.

El rendimiento de las lagunas, al igual que el de los lechos de secado, está influenciado por el clima: la lluvia, la humedad del aire y las bajas temperaturas que inhiben en considerable medida la deshidratación. Recíprocamente, la eficiencia aumenta con respecto a condiciones medias, cuando las características del clima favorecen una intensa evaporación.

Las ventajas y desventajas del método son las mismas que para las playas de secado, salvo que en las lagunas hay una ventaja adicional, y es la estabilización residual de materia orgánica y una desventaja, también adicional, que es el potencial problema de aparición de vectores y roedores.

##### **11.16.8.2.1.- Descripción del Proceso**

Comienza el proceso, por el bombeo o alimentación por gravedad si se dan las condiciones altimétricas, del lodo líquido o semilíquido previamente estabilizado, a la laguna de deshidratación, por períodos determinados que pueden durar varios meses.

La superficie (y el volumen) total de lagunas, conviene que sean sectorizados, en función de los períodos antes mencionados.

Generalmente, se prevén dispositivos y se realiza la decantación del sobrenadante en forma continua o intermitente, y luego su recirculación a la planta de tratamiento.

Una vez logrado el grado de deshidratación previsto, se remueve el lodo generalmente por medios mecánicos, y se lo traslada al lugar de su disposición final. A partir de esta operación, se reinicia el ciclo mencionado.

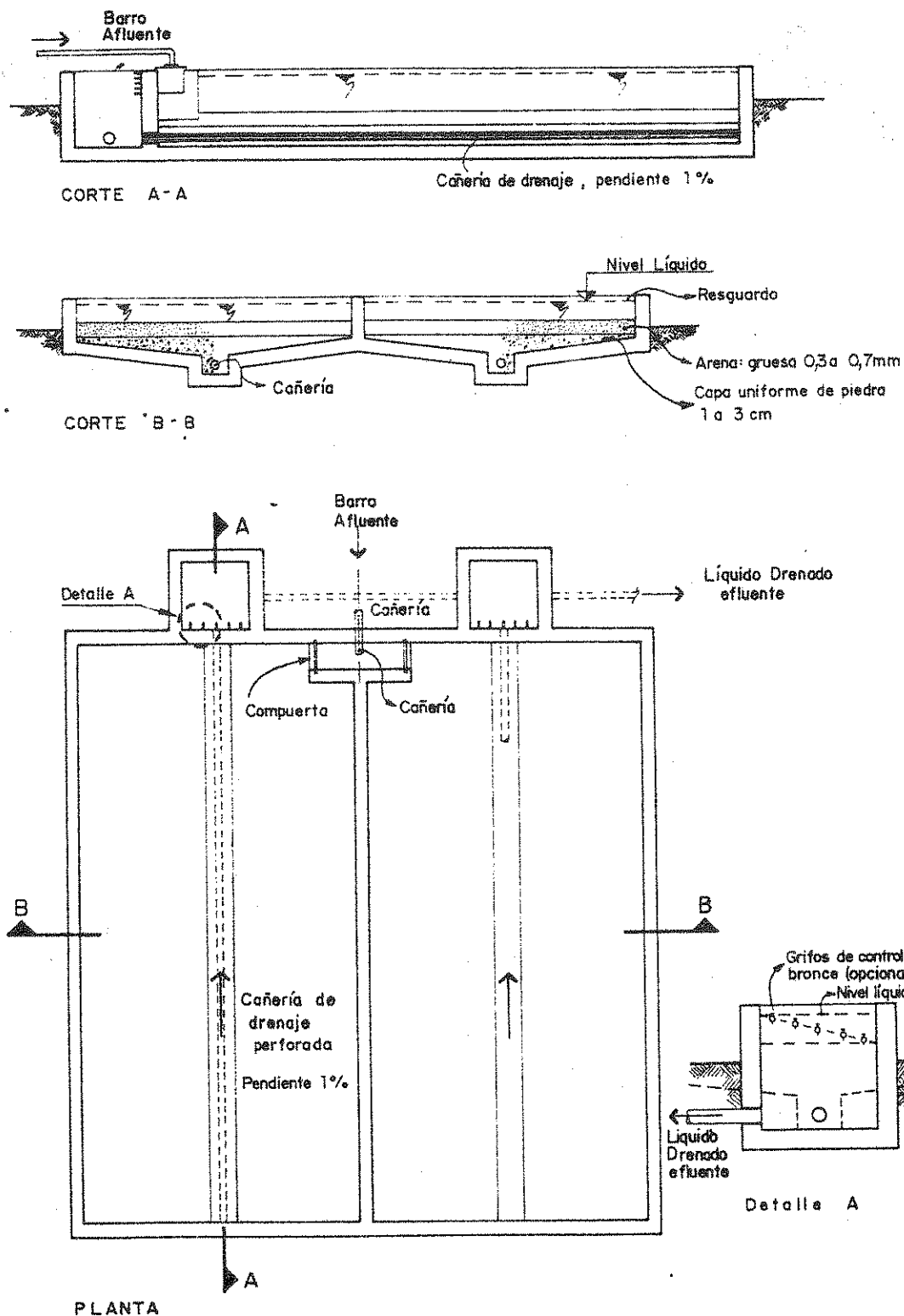


Figura 11.16.15

Playa Secado de Lodos



#### **11.16.8.2.2.- Criterios de Diseño**

El principal y más eficiente mecanismo de deshidratación en lagunas, es la evaporación, frente al drenaje o infiltración. Distintos estudios, indican que el grado de deshidratación debido a la infiltración, es independiente de la profundidad de la laguna.

#### **Control de la contaminación de acuíferos:**

La cuestión de la contaminación de las aguas subterráneas, debe ser considerada especialmente.

En lagunas construídas en tierra, se ha reportado (WPCF - Manual of Practice 20) que para profundidades de 0,25 m, se produce un alto grado de contaminación del agua subterránea. Sin embargo, para profundidades de entre 0,6 y 1,00 m, se forma una capa de suelo impermeable, disminuyendo sensiblemente la contaminación de acuíferos.

Las lagunas de deshidratación, preferentemente, deben emplazarse en zonas bajas o depresiones naturales. Si no las hubiera, deben excavar, o formar terraplenes de borde. En ningún caso, deben emplazarse lagunas en terrenos cenagosos o pantanosos.

El fondo de las lagunas debe estar como mínimo a 0,50 m por arriba del nivel más alto de las aguas freáticas.

Por razones de control de la contaminación de las aguas subterráneas, la profundidad del lodo, una vez retirado el líquido sobrenadante decantado, no debe superar 0,40 m.

Se deberá analizar la naturaleza del terreno, su permeabilidad, y en función de estos datos, prever si es necesario una impermeabilización del fondo y taludes laterales con suelo cemento, hormigón pobre o membranas de material sintético.

#### **Tiempo de detención:**

Si se efectúa el procedimiento de decantación y recirculación de sobrenadante antes expuesto, el lodo puede ser retirado después de 3 a 5 meses de deshidratación. Si no se realiza este procedimiento, o se demora el retiro del sobrenadante, el tiempo de permanencia de los lodos desde su entrada hasta su retiro, puede variar entre 1 y 3 años. Este tiempo, como es evidente, está influenciado en gran medida por las condiciones climáticas, en particular la capacidad de absorción de humedad del aire.

#### **Profundidad de las lagunas:**

La profundidad del diseño puede variar entre 0,60 y 1,20 m, dependiendo de las condiciones climáticas y de la

mayor o menor frecuencia y eficiencia en la decantación y recirculación del sobrenadante (más evaporación y recirculación, mayor profundidad posible). A la profundidad mencionada, entre el fondo de la laguna y el nivel líquido máximo, hay que sumar una altura de resguardo de entre 0,30 y 0,50 m por encima del nivel máximo y hasta la cota de coronamiento del borde.

#### **Superficie de lagunas:**

Al igual que la profundidad, las superficies de diseño están influenciadas por las condiciones climáticas y por el tipo de lodo y su concentración de sólidos.

#### **Criterio basado en cantidad de sólidos del lodo:**

De 35 a 38 Kg de sólidos contenidos en el lodo por  $m^3$  de volumen de la laguna.

#### **Criterio basado en superficie de laguna "per capita":**

Entre los siguientes valores: 0,1  $m^2$ /persona (lodos primarios estabilizados en clima árido) a 0,3 ó 0,4  $m^2$ /persona (lodos activados estabilizados en climas de hasta 900 mm anuales de precipitación media).

#### **Volumen de las lagunas:**

El volumen útil de las lagunas debe determinarse en el diseño por varias vías: tiempo de detención asociado a caudal de lodos, superficie y profundidad y otros requerimientos eventuales tales como necesidad de almacenamiento por un período determinado. De todos los valores, debe seleccionarse el más crítico.

#### **Disposiciones constructivas:**

Las lagunas de deshidratación, normalmente no llevan sistema de drenaje de fondo, debido a que el proceso se completa satisfactoriamente con la decantación del sobrenadante (líquido), su recirculación a la planta una vez decantado y la evaporación.

La captación y recirculación a planta de líquido sobrenadante, una vez decantado, puede hacerse por bombeo o por gravedad usando canales o tuberías, dependiendo en general de la altimetría.

Normalmente, hay que recurrir a instalaciones de bombeo sea para alimentar las lagunas o para recircular el sobrenadante, o para ambas operaciones.

Eventualmente, puede omitirse la operación de decantación y recirculación del sobrenadante, cuando se trate de lodos previamente espesados y/o haya una muy alta tasa de evaporación.

Tanto en caso de excavación como de formación de terraplenes, los taludes laterales deben tener una inclinación definida por los cálculos de estabilidad de los mismos, según la naturaleza del suelo. No obstante, se recomienda que no sea más vertical que 1:3 (vertical: horizontal).

Los terraplenes pueden hacerse de suelo compactado (si se combina adecuadamente material cohesivo y granular), suelo cemento, suelo cal, suelo cal-cemento, hormigón.

Tanto en el caso de lagunas excavadas como formadas por terraplenes, debe preverse la impermeabilización de fondo y taludes laterales, de acuerdo con los dispositivos mencionados anteriormente, con referencia al control de contaminación de acuíferos. Asimismo, debe analizarse la posibilidad de erosión por el movimiento de la masa líquida.

Se debe prever el fácil acceso de máquinas al interior de las lagunas, para el retiro de lodos deshidratados (cargador frontal, pala de arrastre, u otro tipo). También puede considerarse el uso de dragalina móvil o fija con suficiente longitud de pluma o posibilidad de desplazamiento horizontal, o cualquier otro dispositivo mecánico.

#### 11.16.8.3.- Bolsas o Sacos Filtrantes

En pequeñas plantas de tratamiento, puede utilizarse como procedimieto de deshidratación y espesamiento, la carga del lodo estabilizado en bolsas de material sintético (polipropileno u otros), de 2,5 m de altura y 1 m de diámetro (o de menos capacidad), suspendidos de una simple estructura metálica, de H<sup>2</sup> A<sup>2</sup> o aún de tirantería de madera.

El método, produce normalmente una deshidratación y espesamiento eficaz y rápido del lodo, mediante simple drenaje por la superficie de las bolsas, lo que puede ayudarse mediante el empleo de una columna central tubular de drenaje suplementaria.

Este procedimiento, puede hacerse más eficiente en caso necesario y/o conveniente, por el acondicionamiento químico del lodo (ver apartado sobre acondicionamiento, al final del presente capítulo), para mejorar sus condiciones de filtrabilidad.

Según el contenido inicial de materia seca del lodo, puede introducirse en un saco o bolsa (de las medidas indicadas), por ciclo, entre 5 y 15 m<sup>3</sup> de fango.

El grado de deshidratación y espesamiento depende de la naturaleza del lodo y del tiempo de escurrido, que normalmente varía entre 6 y 24 horas.

Este procedimiento rápido de espesamiento y deshidratación por drenaje, es de interesante aplicación para posibilitar por un tiempo acotado, las reparaciones en instalaciones de deshidratación más complejas.

#### 11.16.8.4.- Centrifugación

El método de centrifugación para la deshidratación de lodos, presenta algunas ventajas, como ser que puede realizar simultáneamente deshidratación y espesamiento, normalmente no requiere acondicionamiento químico del lodo y su flexibilidad frente a requerimientos variados de procesos. Su principal desventaja, es el alto costo del equipo y de su operación, en particular, por el elevado consumo de energía.

La descripción del proceso y los criterios de selección de equipos, han sido desarrollados en el punto 11.16.6.3.- Espesamiento por centrifugación. Por tanto, nos remitimos a lo allí expuesto, ya que las consideraciones sobre espesamiento son enteramente válidas también para el proceso de deshidratación.

#### 11.16.8.5.- Acondicionamiento de los Lodos

El acondicionamiento de los lodos, es un tratamiento que se realiza casi exclusivamente para mejorar sus condiciones de deshidratabilidad. Los dos métodos más usados, son la adición de productos químicos y el tratamiento térmico.

Debido a que el tratamiento térmico es un método complejo de altos costos de inversión inicial y de operación y mantenimiento queda reservado a grandes plantas y con situaciones de gran compromiso respecto de la disposición final, por lo que no se considerará en el presente trabajo.

El acondicionamiento químico, consiste en el agregado de productos que activan la coagulación y la liberación de agua absorbida. Los más usados, son el cloruro férrico, cal, sulfato de aluminio y polímeros orgánicos.

En general, se usa el acondicionamiento químico antes de la filtración al vacío. La elutriación, operación física de lavado, se suele utilizar junto con el acondicionamiento químico, para reducir la cantidad de producto a utilizar, aunque en la actualidad tiende a desestimarse, debido a que sus costos resultan más altos que los de los productos recuperados.

## **Dosificación:**

Los productos químicos, son fácilmente dosificados y medidos si son de naturaleza líquida. Si son polvo o granulado seco, se requiere tanques y equipo de dilución, además del dispositivo de dosificación sea por peso o por volumen. Los tanques, tuberías y bombas, deben ser resistentes a la corrosión química, en base a materiales o revestimientos de PVC, polietileno, caucho u otros.

## **Mezclado:**

Es un requerimiento importante lograr un mezclado correcto y suficiente de los agregados químicos y el lodo a tratar. Sobre éste particular, pueden verse los conceptos y criterios expuestos al tratar la estabilización con cal.

### **11.16.9.- Disposición Final de los Lodos**

Una vez completados los distintos procesos de tratamiento de los lodos, corresponde disponerlos en forma definitiva o final.

La disposición de lodos y sólidos procedentes de plantas de tratamiento, generalmente implica alguna forma de evacuación al terreno, ya que la evacuación al mar (alternativa viable para ciudades costeras) está siendo seriamente observada por la contaminación progresiva de las agua que se produce.

Para la disposición final específicamente, se consideran tres procesos, que son:

- a) Depósito, que incluye dos variantes: lagunas de depósito y vaciadero o vertedero controlado.
- b) Aplicación al terreno, en tierras de cultivo o como relleno de bajos o excavaciones
- c) Reutilización. La forma más común es el compostaje

#### **11.16.9.1.- Depósito de los Lodos**

##### **Lagunas (o procedimiento de lagunaje):**

Es un método de uso muy extendido por su simplicidad y economía, si la planta de tratamiento se encuentra en lugar suficientemente alejado de zonas pobladas y hay disponibilidad de terreno.

La laguna es un estanque de tierra, en el que se deposita lodo crudo o estabilizado y deshidratado.

Si se trata de lodos crudos, se estabilizan en la laguna por vía anaerobia y aerobia, lo que normalmente da lugar a olores desagradables. Los sólidos estabilizados (digeridos), van sedimentando y acumulando en el fondo de la laguna. Si hubiese líquido sobrenadante excedente de evaporación, se recircula a la planta de tratamiento.

Para lodos crudos, deben extremarse las medidas para minimizar molestias a las zonas pobladas más cercanas, ubicándolas correctamente, colocando cercas, y otras disposiciones de aislamiento. En todos los casos deben extremarse las precauciones para evitar la contaminación de acuíferos y la aparición de insectos, roedores u otros vectores.

Para disposición final de lodos digeridos, deshidratados o no, los inconvenientes señalados anteriormente, no se presentan o son mínimos y fácilmente controlables.

El fango, puede almacenarse indefinidamente en una laguna, o extraerse periódicamente.

Para el diseño de lagunas de depósito, valen todas las consideraciones hechas para lagunas de deshidratación, en el apartado 8.2.

#### **Vaciadero (o vertedero) controlado:**

Este dispositivo requiere la existencia de un lugar adecuado, como podría ser el caso de una mina abandonada, silos subterráneos de cereales en desuso, u otros de similares características.

Es de fundamental importancia, al establecer un vaciadero, el control de la contaminación de acuíferos superficiales o subterráneos, lo que puede originar la necesidad de trabajos de impermeabilización previa.

Un vaciadero controlado, puede recibir lodos estabilizados o no, grasas, arenas y sólidos en general, provenientes de la planta de tratamiento. Los análisis económicos del transporte y evaluaciones sobre el potencial de contaminación de acuíferos, determinarán la necesidad y/o conveniencia de establecer procesos previos de estabilización y/o deshidratación de los lodos.

Este procedimiento resulta generalmente aconsejable, cuando se puede al mismo tiempo utilizar el vaciadero, para disponer residuos sólidos de la población.

Los residuos depositados en el vaciadero, se distribuyen y compactan "in situ" con cargador frontal o compactadora. Una mejora sustancial del procedimiento se tiene, si diariamente se cubre el material residual, con la capa de tierra de 0,30 m de espesor, lo que prácticamente elimina olores y moscas.

Después de varios años, durante los cuales los residuos se estabilizan y compactan, el terreno puede usarse como lugar de esparcimiento u otras finalidades.

#### **11.16.9.2.- Aplicación al Terreno**

##### **Aplicación en tierras de cultivo**

El lodo estabilizado y deshidratado, puede evacuarse extendiéndolo sobre tierras de cultivo, seguido de la operación de rotura y mezcla (arado) con el terreno base, una vez que se haya secado.

Para la operación, se utilizan camiones tanque con dispositivos regadores, que además pueden tener una herramienta de roturación, del tipo disco de arado o uñas escarificadoras.

El humus del lodo acondiciona el suelo y mejora su capacidad de retención de humedad. La calidad de los lodos como nutrientes, es muy variable e incierta, porque depende de muchos factores tales como el tratamiento de digestión que se le haya aplicado, sus propias características y otros.

Las tasas de aplicación varían entre 2,6 y 5,1 cm de espesor de lodo por año, con concentraciones de sólidos de entre 2 a 5%.

Respecto a este procedimiento de disposición final, se carece en la actualidad de información suficiente, en particular en sus efectos a largo plazo.

##### **Relleno de bajos o excavaciones:**

Este procedimiento, también llamado de enterramiento, es esencialmente similar al ya expuesto de vaciadero controlado, sólo que es aplicable normalmente, a lodos digeridos y deshidratados, y a depresiones cerradas de terreno naturales o artificiales y de una extensión (o volumen) considerable.

Requiere asimismo, utilización de maquinaria para su distribución de capas de 0,30 m de espesor (Cargador frontal o motoniveladora) y compactación, siendo igualmente beneficiosa la incorporación de tierra natural en capas o mezclada con el lodo.

Es imprescindible también, el análisis de las probabilidades de contaminación de cuerpos de agua superficiales o subterráneos, y la adopción de medidas en consecuencia, como ser las ya mencionadas de impermeabilización, si resultan necesarias.

No se recomienda su aplicación para relleno de zonas cenagosas, debido a la alta probabilidad de contacto y contaminación.

#### 11.16.9.3.- Reutilización (Compostaje)

El principal y más difundido procedimiento de disposición final de lodos con reutilización de los mismos, es el compostaje o compostificación.

Es un proceso por el cual la materia orgánica experimenta una degradación biológica, hasta dar lugar a un producto final estable. El lodo convertido adecuadamente en compost, es un material sin problemas de carácter sanitario, exento de olor y de características similares al humus.

El compost formado a partir del lodo, puede usarse como acondicionador de suelos, aunque el problema principal es la carencia de un mercado que demande el producto.

El lodo a procesar, puede ser crudo o digerido, deshidratado o no, según algunos estudios, el lodo digerido se compostifica más lentamente que el crudo, posiblemente debido al menor contenido de materia digerible.

#### Descripción del proceso:

La mayoría de las instalaciones de compostificación, operan en tres etapas:

- Preparación de los residuos a tratar. Incluye la recepción clasificación, separación, reducción de tamaños y agregado de humedad y nutrientes.
- Descomposición de residuos. Para la descomposición se han desarrollado varias técnicas. Por apilado, que consiste en la formación de montones o parvas de residuos a campo abierto. Los mismos son removidos una o dos veces por semana, durante aproximadamente 5 semanas. Se deja curar por 2 a 4 semanas más, para asegurar su estabilización. Sistemas mecánicos: uno de ellos, es el de las pilas aeradas, con el cual es posible producir compost en un tiempo de 5 a 10 días, más 3 a 4 semanas de curado.
- Preparación y comercialización del compost. Esta etapa puede incluir la trituración, mezclado con diversos productos, embolsado, almacenamiento y transporte.



Generalmente es preferible utilizar un sistema de compostaje mecánico en lugar cerrado, en lugar de uno a cielo abierto, en particular en zonas muy húmedas y frías.

#### **Variantes del proceso:**

El lodo puede ser convertido en compost solo o combinándolo (mezclado) con virutas de madera u otros residuos sólidos (compostaje combinado).

Dentro de esta variante, tiene importancia el compostaje de lodos combinados con residuos sólidos municipales (basuras), donde el lodo generalmente no requiere deshidratación.

Los residuos sólidos, antes de su mezclado con lodo, deben estar clasificados por tamaño y triturados.

## 11.17.- DESINFECCION

### 11.17.1.- Objetivos y Aspectos Generales de la Desinfección de Efluentes Cloacales

La desinfección del efluente cloacal antes de su disposición final en un cuerpo receptor, tiene por objeto limitar la incorporación de microorganismos patógenos en el mismo a valores tales que practicamente eliminan el riesgo de afectar la salud de quienes directa o indirectamente utilicen, aprovechen o tomen contacto con ese cuerpo receptor o con los productos que deriven del mismo.

Desde el punto de vista sanitario, la desinfección es el tratamiento a través del cual se pretende limitar las posibilidades de transmisión de enfermedades cuyos agentes causantes suelen encontrarse en las heces y orina humanos y en los otros desechos que se descargan en un sistema colector cloacal.

En general, los recursos agua y suelo son los que habitualmente se exponen al riesgo de contaminación por los microorganismos patógenos presentes en el efluente cloacal ya que la disposición final siempre está vinculada con alguno de estos recursos. La desinfección del efluente antes de esa disposición, tiende a asegurar el uso de los mismos sin riesgo para la salud pública, de allí la importancia de este tratamiento.

En todo proyecto de tratamiento y disposición de efluentes, debe efectuarse un análisis previo con el objeto de definir la necesidad y el tipo de desinfección a utilizar. Dicho análisis toma en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Características del cuerpo receptor que deben ser protegidos, desde el punto de vista de la salud pública y de la preservación ambiental.
- b) Riesgos para la salud pública y el medio ambiente asociados con la descarga del efluente sin desinfección.
- c) Riesgos asociados con la descarga del efluente desinfectado con productos químicos.
- d) Análisis de mecanismos físicos y biológicos que permitan reducir la concentración de microorganismos patógenos en el efluente tratado, sin agregado de productos químicos ni radiaciones.
- e) Selectividad del sistema de desinfección a utilizar respecto de los microorganismos patógenos.

- f) Análisis de los mecanismos físicos y biológicos aptos para destruir, dispersar o diluir los microorganismos patógenos entre el punto de descarga y el punto de exposición al contagio.
- g) Aspectos vinculados con la economicidad del proyecto y las facilidades de operación y mantenimiento, que condicionan la elección del sistema de desinfección.

El aspecto al que se refiere el punto a) está relacionado con el uso que los seres humanos harán del cuerpo receptor, dado que de ello dependerá el grado de protección que deberá darse a éste (por ejemplo, un curso de agua que se utilice como fuente para abastecimiento público, requerirá más protección que si solamente se lo utiliza para actividades náuticas).

El punto b) se refiere a la evaluación del riesgo ambiental derivado de una descarga sin tratamiento de desinfección, que puede ser una solución factible si el cuerpo receptor tiene capacidad de dilución suficiente y condiciones físico-químicas y/o biológicas que no favorezcan la multiplicación de los agentes patógenos. La descarga en el mar por medio de emisarios es un ejemplo de este tipo de solución.

El punto c) se refiere a la evaluación del riesgo ambiental que pueden producir los productos químicos utilizados en el proceso de desinfección o los subproductos que a partir de ellos se originen, al pasar al cuerpo receptor. Un ejemplo típico es el aporte de sustancias carcinogénicas en las aguas de cuerpos receptores utilizados como fuentes de agua potable o sustancias tóxicas para la flora y la fauna de los mismos, como consecuencia de las reacciones químicas entre los productos incorporados y los diversos compuestos presentes en el efluente cloacal a desinfectar.

El punto d) se refiere a la posibilidad de utilizar otros mecanismos de desinfección que no posean efectos secundarios de riesgos para la salud pública, como es el caso, por ejemplo, de las lagunas de maduración, que permiten obtener un alto grado de remoción bacteriana y de parásitos y sus huevos, sin apelar al agregado de productos químicos.

El punto e) se refiere a la necesidad de evaluar la eficacia del método o del agente desinfectante a utilizar sobre el amplio espectro de microorganismos patógenos presentes en un efluente cloacal. El caso típico lo constituye la selección de métodos para reducir agentes patógenos en efluentes destinados a riego agrícola. En este caso se requiere un elevado nivel de seguridad, que incluya la remoción de huevos de parásitos y formas enquistadas de los mismos, que en general resisten a los clorógenos.

El punto f) toma en cuenta la posible existencia de mecanismos de autodepuración en el cuerpo receptor, que puedan lograr una reducción tal de la concentración de microorganismos patógenos que asegure una concentración no infectiva en el lugar de uso del mismo por parte de seres humanos. El caso típico es la evaluación de la capacidad de autodepuración de un curso de agua entre el punto de descarga cloacal y una toma para agua potable ubicada aguas abajo.

Este aspecto del análisis está muy vinculado con el punto b).

Finalmente, los aspectos involucrados en el punto g) relacionados con la economicidad del proyecto y las facilidades de operación y mantenimiento disponibles en el lugar, condicionan fuertemente la elección del sistema de desinfección.

Respecto a los métodos de desinfección utilizados en forma extensiva para efluentes cloacales, en el estado actual de la tecnología, pueden mencionarse los siguientes:

**CLORO:** Aplicado como gas cloro o como hipoclorito de sodio, es el desinfectante para efluentes más utilizado en todo el mundo. Su mayor ventaja es su elevada relación beneficio/costo y su eficacia sobre una amplia variedad de microorganismos patógenos. Su desventaja principal radica en la toxicidad residual sobre organismos acuáticos y la formación de compuestos orgánicos halogenados, como los trihalometanos, con características carcinogénicas, que pueden incorporarse a aguas que luego se utilicen para abastecimientos humanos.

**DIOXIDO DE CLORO:** Se obtiene a partir del clorito de sodio ( $\text{ClO}_2\text{Na}$ ) en equipos generadores instalados en las mismas plantas depuradoras. Tanto el costo de este producto químico, como del equipo, son considerables, constituyendo un ítem de gran incidencia en plantas pequeñas, circunstancia que limita su aplicación. Su principal ventaja reside en la producción no significativa de productos orgánicos halogenados, en su mayor eficiencia contra virus y en mantener su acción desinfectante sobre un amplio rango de pH. Además de su costo, el gas dióxido de cloro presenta la desventaja de ser explosivo y de requerir, por lo tanto, instalaciones adecuadas para su manejo, aspecto que también encarece su utilización.

**CLORURO DE BROMO:** Es un agente desinfectante más efectivo que el cloro con menos efectos tóxicos residuales. Se utiliza en fase líquida, diluido en agua. Su principal desventaja la constituyen su costo y la dificultad para conseguir un abastecimiento regular del producto.

**OZONO:** Las principales ventajas de este sistema residen en la falta de subproductos tóxicos persistentes, en el incremento de la concentración de oxígeno disuelto en el efluente, en el corto tiempo de acción requerido y en el amplio rango de pH y temperatura dentro de los cuales mantiene su eficiencia como desinfectante. Las desventajas están relacionadas con su elevado costo de inversión y operación, las necesidades de pruebas pilotos, en algunos casos, para ajustar la dosis de diseño y por la dificultad para medir concentraciones residuales.

**RADIACION ULTRAVIOLETA:** Se trata de un proceso que no incorpora ningún producto químico al efluente a desinfectar sino que actúa por los efectos de la radiación ultravioleta (UV) sobre los ácidos nucleicos de los microorganismos, que impiden su reproducción. Su principal ventaja es la de no incorporar toxicidad al efluente tratado, su eficacia sobre una amplia variedad de microorganismos y el bajo costo de inversión y operación del equipamiento. Sus desventajas residen en la dificultad para medir la dosis de radiación, en la inexistencia de valores residuales que permitan un fácil control y en la posibilidad de fotorreactivación de los microorganismos por exposición a longitudes de onda de 310 a 500 nm, que restauran la capacidad reproductiva de los mismos.

#### **11.17.2.- Aspectos Microbiológicos Básicos**

##### **11.17.2.1.- Microorganismos Típicos del Líquido Cloacal Doméstico**

El líquido cloacal en un sistema público de alcantarillado contiene una gran variedad de microorganismos, muchos de ellos patógenos para el ser humano y que se transmiten a través de las heces, orina y otros desechos descargados en el sistema.

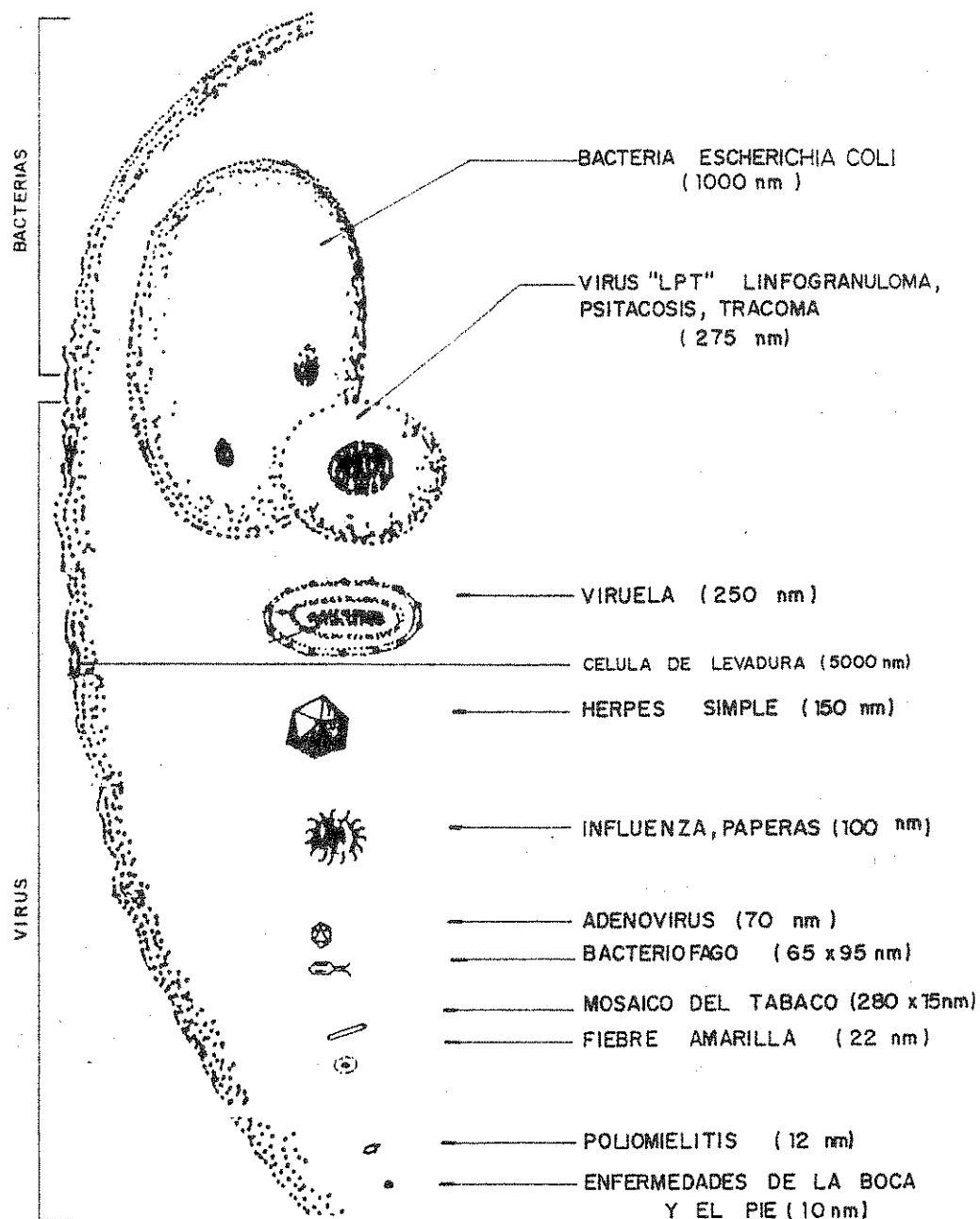
En general, los microorganismos presentes en el líquido cloacal se clasifican por sus características biológicas según el siguiente esquema:

**Helmintos:** Son parásitos intestinales multicelulares de origen animal que se evacúan con las heces. Las enteroparasitosis más frecuentes a los que dan lugar son ascariasis, tricuriasis, oxiuriasis y uncinariasis. Se reproducen por huevos, los que son muy resistentes a los clorógenos. La forma más efectiva de eliminarlos es mediante radiación o por decantación en lagunas de maduración.

**Protozoos:** Son microorganismos unicelulares de origen animal que, en general, conviven con las bacterias, desarrollándose a expensas de ellas y regulando su población. Existen diversas variedades responsables de enteropatías (disentería amebiana, ulceración del colon, etc.), de meningoencefalitis amebiana y giardiasis. Las formas capaces de enquistarse son muy resistentes a los clorógenos (giardia lamblia y entamoeba hystolítica, por ejemplo).

**Bacterias:** Son microorganismos unicelulares de origen vegetal, desprovistos de clorofila. Se presentan en diversas formas, tales como esferas (coccus), bastones (bacillus), espirales (spirillum) y filamentos (trichobacterium). Existe una inmensa variedad de bacterias, la mayoría con poca o ninguna actividad patógena para el hombre. Existen bacterias con comportamiento parasitario, que requieren células huéspedes para sobrevivir, mientras otras puedan desarrollarse independientemente, en un medio adecuado. En el líquido cloacal las bacterias patógenas que pueden presentarse provienen mayoritariamente del tracto intestinal humano y producen enfermedades tales como enteropatías varias, diarreas, cólera, fiebre tifoidea, disentería bacilar, leptopirosis, etc. En general, son inactivadas eficazmente con clorógenos, ozono, radiación ultravioleta y lagunas de maduración.

**Virus:** Constituyen los microorganismos patógenos más pequeños. Los virus más grandes, como el de la viruela (no mayores de 275 nanómetros o sea 0,275 micrones) tienen una constitución similar a las bacterias: ácidos nucleicos rodeados por una cubierta de proteínas, glúcidos y lípidos. Los más pequeños, del orden de 10 nm estarían constituídos solamente por ácidos nucleicos. En todos los casos los virus no sobreviven aislados sino que requieren células huéspedes, sean éstas animales, vegetales y también bacterias (en este caso se denominan bacteriófagos). La reproducción de los virus se realiza a expensas de las células huéspedes, en las que los primeros toman el comando genético, imprimiendo sus propios ácidos nucleicos para producir réplicas del virus original infectante. Los virus que contiene el líquido cloacal pertenecen, en su gran mayoría, a los excretados con las heces humanas y cuya infección se produce a través de la ingestión o del contacto con la boca, de elementos contaminados con los mismos (agua, alimentos; manos u objetos no higienizados, etc.). Las enfermedades típicas de origen viral y transmisión hídrica son la hepatitis A, poliomielitis, meningitis y enteropatías diversas. En general, los virus son inactivados por los clorógenos, ozono y radiación ultravioleta. Algunas especies son más resistentes a los clorógenos, requiriéndose un incremento del tiempo de contacto, para su inactivación.



Referencia: 1000 nm = 1 micron =  $10^{-3}$  mm

Figura 11.17.1

Tamaño comparativo de bacterias y virus

En la figura 11.17.1 se observa la comparación entre el tamaño de bacterias y virus. A su vez, los helmintos y protozoarios son varios órdenes de magnitud mayores. En el cuadro 11.17.1 se han resumido los tipos de microorganismos patógenos presentes en líquidos cloacales, las enfermedades que producen y su resistencia a los procesos de desinfección.

Cuadro 11.17.1

Distintos tipos de microorganismos, enfermedades asociadas y resistencia a la desinfección

Tipo de Microorganismos	Enfermedades que producen	Desinfección
HELMINTOS	Enteroparasitosis	Los huevos resisten los clorógenos y el ozono. Deben sedimentarse en lagunas de maduración o utilizar radiaciones UV
PROTOZOOS	Disentería amebiana, ulceración del colon, meningoencefalitis amebiana, diarrea.	Las especies enquistadas resisten los clorógenos y el ozono, pero pueden inactivarse con UV
BACTERIAS	Gastroenteritis, cólera, fiebre tifoidea, leptopirosis, conjuntivitis, otitis, dermatitis, diarrea.	Facilmente inactivables por clorógenos, ozono y radiación UV
VIRUS	Hepatitis, poliomielitis, meningitis, conjuntivitis, gastroenteritis, diarrea.	Existen especies muy resistentes a los clorógenos. Buenos resultados con ozono. Muy buenos con UV

En el cuadro 11.17.2 pueden observarse las enfermedades causadas por los distintos microorganismos patógenos que pueden estar presentes en el líquido cloacal y que pueden pasar al cuerpo receptor como consecuencia de un inadecuado tratamiento.

Sobre este aspecto es importante tomar en cuenta que la simple presencia de microorganismos patógenos no produce la adquisición de la enfermedad: la transmisión de ésta requiere siempre un huésped susceptible que se exponga a un número suficiente de microorganismos patógenos (dosis infectiva). Estos deben llegar al huésped, penetrarlo por la vía adecuada, vencer sus defensas y reproducirse hasta un número suficiente como para desarrollar la enfermedad.



Cuadro 11.17.2  
Microorganismos Patógenos en Líquidos Cloacales

Tipo	Denominación	Enfermedad
Helmintos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nematodos (Ascaris lumbricoides, Trichuris trichura)</li> <li>- Platelminos (Ancylostoma duodenales, Necator americaus, Strongyloides stercularis)</li> </ul>	Parasitosis - especialmente enteroparasitosis
Protozoos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Acanthamoeba castellanii</li> <li>- Balantidium coli</li> <li>- Entamoeba hystolítica</li> <li>- Giardia lamblia</li> <li>- Naegleria fowleri</li> </ul>	<p>Meningo encefalitis amebiana</p> <p>Ulceración del colon</p> <p>Desentería amebiana</p> <p>Diarrea -síndrome de mala absorción de vitaminas y alimentos en aparato digestivo</p> <p>Meningo encefalitis amebiana</p>
Bacterias	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Salmonella</li> <li>- Shigella</li> <li>- Yersinia enterocolítica</li> <li>- Campylobacter</li> <li>- ECET (escherichia coli enteropatógena)</li> <li>- Aeromonas</li> <li>- Plesiomonas Diarrea</li> <li>- Vibrio cholerae</li> <li>- Vibrios</li> <li>- Legionella</li> <li>- Mycobacterium tuberculosis</li> <li>- Mycobacterias atípicas</li> <li>- Leptospira</li> <li>- Patógenos oportunistas (Pseudomonas, Chromobacterium Acinetobate, Flavobacterium, etc.)</li> </ul>	<p>Desde gastroenteritis hasta fiebres entéricas (tifoidea)</p> <p>Desentería bacilar, diarrea</p> <p>Gastroenteritis, diarrea</p> <p>Gastroenteritis, diarrea</p> <p>Gastroenteritis, diarrea</p> <p>Gastroenteritis, diarrea</p> <p>Cólera (diarrea deshidratadora)</p> <p>Gastroenteritis</p> <p>Legionelosis (neumonía)</p> <p>No transmitida por agua (Por aerolización)</p> <p>Micetomas (dermatitis)</p> <p>Leptopirosis (ataque riñón-hígado)</p> <p>(Afectan al huésped inmuno deprimido)</p> <p>infección de mucosas - otitis - conjuntivitis - dermatitis)</p>
Virus	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poliovirus</li> <li>- Coxsackie A</li> <li>- Coxsackie B</li> <li>- Echovirus</li> <li>- Otros enterovirus</li> <li>- Reovirus</li> <li>- Rotavirus</li> <li>- Hepatitis B</li> <li>- Norwalk</li> </ul>	<p>Parálisis - meningitis - fiebre</p> <p>Herpangina - enf. respiratorias - meningitis - fiebre - enf. de manos, pie y boca</p> <p>Miocarditis -anomalías del corazón congénitas - fiebre - meningitis - enfer. respiratorias - pleurodinia</p> <p>Meningitis - enfermedades - respiratorias - fiebre - gastroenteritis</p> <p>Meningitis - encefalitis - enfermedades respiratorias - conjuntivitis</p> <p>hemorrágica aguda - fiebre</p> <p>Enfermedades respiratorias - conjuntivitis - gastroentiritis</p> <p>Gastroenteritis, diarrea</p> <p>Hepatitis infecciosa</p> <p>Vómitos - diarrea epidémica - fiebre</p>

La exposición de los posibles huéspedes puede realizarse a través de las siguientes vías (en todos los casos la contaminación a la que se hace referencia es de origen cloacal):

- Ingestión de aguas contaminadas
- Contacto con aguas contaminadas (natación, baño, tareas o recreación náuticas, etc.)
- Ingestión de peces, mariscos, moluscos, etc. de aguas contaminadas
- Contacto con suelos contaminados
- Ingestión de productos vegetales regados con aguas contaminadas

Las enfermedades de contagio por vía anal-oral transmitidas a través de descargas cloacales y que son informadas con más frecuencia, son las siguientes:

- Gastroenteritis y diarreas
- Enteroparasitosis
- Giardiasis

En nuestro país no existen casos comprobados de transmisión de Hepatitis A y Poliomielitis a través de descargas cloacales de sistemas públicos de alcantarillado.

Respecto de contagio por contacto con aguas contaminadas, generalmente los casos informados se refieren fundamentalmente a dermatitis (posiblemente por *Pseudomona aeruginosa*), conjuntivitis, gastroenteritis y diarreas.

Los contagios derivados de la contaminación del suelo ya sea por contacto o por ingesta de vegetales regados con aguas contaminadas, están más relacionados con enteroparasitosis por nematodos intestinales, con menos casos de gastroenteritis y diarreas de origen bacteriano y con practicamente ninguna infección viral. Estos casos presentan baja incidencia en la República Argentina, salvo en algunas zonas del norte del país.

Finalmente, los casos de cólera detectados a partir de 1991, si bien han tenido otro origen, alertan sobre la posibilidad de transmisión de este tipo de enfermedad bacteriana a través de descargas cloacales comunitarias inadecuadamente tratadas.

#### 11.17.2.2.- Concentración de Microorganismos

Para evaluar la concentración de microorganismos patógenos y también para medir la efectividad de los procesos de inactivación o remoción de los mismos, se utilizan análisis bacteriológicos de rutina dirigidos, en la mayoría de los casos, a identificar y cuantificar uno o más tipos de "bacterias indicadoras" presentes en el líquido cloacal, que resultan sencillos de determinar, tales como coliformes totales y coliformes fecales. Esta determinación permite, utilizando una relación numérica conocida entre la cantidad de estas bacterias y la de microorganismos patógenos que suelen acompañarla, extrapolar, en forma grosera, la concentración esperada de distintos patógenos en base a la concentración medida de coliformes.

En forma inversa, si se conocen las concentraciones infectivas para los seres humanos, por ingestión o contacto, de los distintos agentes patógenos, entonces, en base a las relaciones numéricas mencionadas, pueden establecerse cuáles deberían ser los límites admisibles de concentración de las bacterias indicadoras coliformes en efluentes tratados, para mantener concentraciones de patógenos por debajo de los niveles de infección, de acuerdo al uso que hagan los seres humanos del cuerpo receptor.

Existe una tendencia creciente entre los especialistas hacia la determinación directa de la concentración de microorganismos patógenos en lugar de hacerlo indirectamente a través del conteo de bacterias coliformes. Sin embargo, si bien existen métodos de análisis bacteriológicos para determinar exitosamente la concentración de la mayoría de los patógenos presentes en efluentes domésticos, no es habitual contar con personal idóneo y con los elementos necesarios para realizar una batería de análisis de este tipo, dado que la mayoría de los laboratorios están equipados y su personal entrenado, para determinar coliformes, salmonella y más recientemente, vibrio cholerae.

La cuantificación de la concentración de microorganismos se efectúa de diferente forma según el tipo del que se trate:

**Bacterias:** Basicamente existen dos formas de expresar las concentraciones de bacterias. Cuando la determinación se efectúa por filtración en membrana y posterior cultivo, se procede al conteo de las colonias desarrolladas sobre las membranas y la concentración se expresa por el número de colonias por cada 100 mL de líquido ( $N/100$  mL). Cuando se utiliza el método de fermentación en tubos múltiples, se utilizan tablas de probabilidad para obtener el "Número Más Probable" de bacterias por cada 100 mL de líquido cloacal (NMP/100 mL), en función de la cantidad de tubos con respuesta positiva. Este último es el que se utiliza para bacterias indicadoras en líquidos cloacales.

**Virus:** La concentración de virus se expresa habitualmente en "Unidades formadas sobre Placas" (plaque-forming units, en inglés) por cada mL de líquido y resulta del conteo realizado sobre placas de cultivo, en forma similar al de bacterias. La unidad utilizada para expresar la concentración de virus, es la UFP/mL (PFU/mL, en inglés).

**Protozoos y Helmintos:** Habitualmente se expresa la concentración por el número de individuos por mililitro (N/mL. Los quistes y huevos se expresan también en unidades por mL.

Cuadro 11.17.3

Reducción de la concentración de microorganismos  
en las distintas etapas de tratamiento

Tratamiento	Reducción por tratamiento (%)			
	Bacterias	Virus	Protozoarios	Helmintos
Primario	27 a 50	0 a 10	0 a 50	0 a 50
Lecho percolador	45 a 98	70 a 94	30	30
Lodos activados	86 a 99	60 a 99	0	0
Terciario	90	90	s/d	s/d
Desinfección con cloro	99,7 a 100	99 a 99,99	99,9 a 100 (*)	(*)
Lagunas de maduración	99,9	99,9	100	100

(\*) No inactiva quistes ni huevos

Fuente: SPROUL, O.J., "The Efficiency of Wastewater Unit Processes in Risk Reduction", Universidad de Texas, San Antonio, Texas, 1978 y MALINA (Jr), J.F., "Viral Pathogens Inactivation During Treatment of Municipal Wastewater, The University of Texas at Austin, 1977.

11.17.3.- Reducción de la Concentración de Microorganismos en la Planta de Tratamiento

En el cuadro 11.17.3 se observan las reducciones porcentuales de los distintos tipos de microorganismos en los diversos procesos de tratamiento de una planta depuradora cloacal. Es importante tomar en cuenta que si bien en cada etapa del proceso se producen reducciones en la concentración de bacterias, virus y parásitos que contribuyen con la buena calidad final del efluente, se observa que el tratamiento final de desinfección es el que introduce el mayor grado de remoción de bacterias.

Esto aparece con mayor claridad en el ejemplo del cuadro 11.17.4, donde se analiza la remoción de bacterias en una planta de lodos activados a la que ingresa un líquido cloacal con una concentración típica de 9.000.000 como número más probable de bacterias coliformes por cada 100 mL (NMP/100 mL). Obsérvese que la acción de la desinfección (remoción del 99,99% de bacterias) produce una reducción de 1:10.000 en la concentración (pasa de 450.000 a 45 NMP/100 mL) de acuerdo con la siguiente expresión:

$$N_2 = N_1 * (1 - R) = 450.000 * (1 - 0,9999) = 45 \text{ NMP/100 mL.}$$

Cuadro 11.17.4

Proceso Típico de reducción de la concentración de bacterias colifecales en una planta de tratamiento

Grado de tratamiento	Reducción de la concentración microorganismos (%)	Concentración de microorganismos (NMP/100 mL)
Líquido cloacal crudo	-	9.000.000
Salida del sedimentador primario	50 %	4.500.000
Salida del proceso de lodos activados	90 %	450.000
Salida de la desinfección por cloro	99,99 %	45

#### 11.17.4.- Desinfección con Cloro

##### 11.17.4.1.- Propiedades Químicas y Físicas del Cloro y sus Derivados

El cloro es un elemento que no se encuentra aislado en la naturaleza, sino siempre combinado con otros. En condiciones estándar de temperatura y presión (a nivel del mar y a 20°C) es un gas de color amarillo verdoso, no inflamable, de 1,5 a 2,0 veces más pesado que el aire.

El gas cloro es un enérgico irritante respiratorio y en presencia de humedad es corrosivo para la mucosa de las vías respiratorias, ojos y piel. En casos de exposición severa puede producir la muerte por sofocación. La máxima exposición aceptada por las normas laborales de EE.UU. es de 8 horas a no más de 1 ppm de gas cloro en aire (~ 3 mg/mL). Concentraciones de 15 a 20 ppm por 30 a 60 minutos son peligrosas y mayores concentraciones, aún por muy cortos períodos, pueden resultar fatales.

Normalmente, el cloro se provee como gas licuado a alta presión, en tubos o tambores de acero del tipo para gases comprimidos. El cloro licuado posee un peso específico relativo de 1,0 a 1,5 veces respecto del agua.

A presión atmosférica, ebulle a  $-34,5^{\circ}\text{C}$  pasando rápidamente al estado gaseoso. Un volumen de cloro líquido se transforma en aproximadamente 450 volúmenes de gas o bien 1,0 Kg de cloro líquido confinado se vaporiza ocupando aproximadamente  $0,31\text{ m}^3$  a presión atmosférica.

El cloro es sólo ligeramente soluble en agua. En la figura 11.17.2 puede observarse la curva de solubilidad en función de la temperatura. En ella se aprecia que la concentración de saturación en agua es del orden de 7,3 g/L a  $20^{\circ}\text{C}$ .

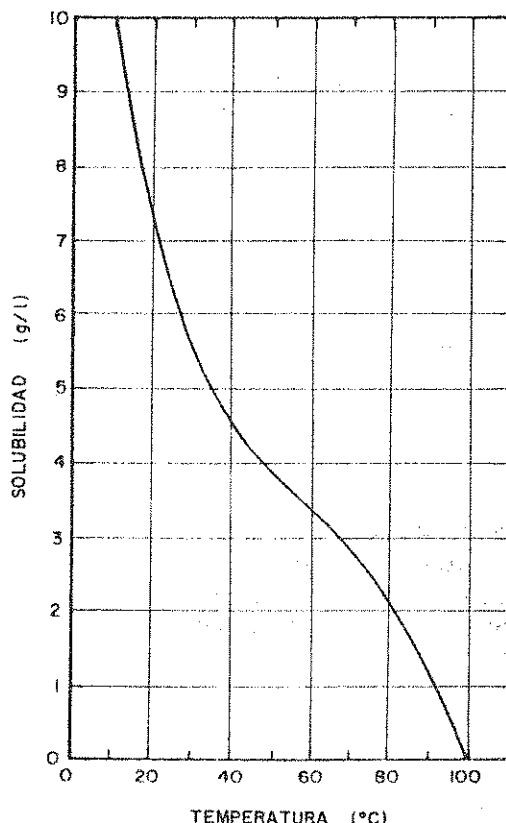


Figura 11.17.2

El gas cloro es un energético oxidante que reacciona con la mayoría de los materiales. Su gran afinidad por el hidrógeno hace que lo remueva de la mayoría de los compuestos, reaccionando con el amoníaco ( $\text{NH}_3$ ) y otras sustancias hidrogenadas, para formar cloraminas ( $\text{NHCl}_n$ ). También reacciona con el aluminio, debiendo evitarse la instalación de piezas o artefactos de ese material en los locales de cloración.

En ausencia de humedad, tanto el cloro gaseoso como el licuado no atacan a los metales ferrosos. Esta propiedad permite que se lo envase en tubos o tambores de acero y que se utilicen cañerías de acero soldado para las instalaciones de "cloro seco" ("dry chlorine", en inglés) antes de ser diluido en agua.

En presencia de humedad o diluido en agua, sólo deberán utilizarse materiales como el PVC, PRFV, teflón, acero inoxidable 316, vidrio, goma, etc.

Otras sustancias clorógenas utilizadas para la desinfección son los hipocloritos (sales del ácido hipocloroso). El hipoclorito de sodio ( $\text{ClONa}$ ) es el único clorógeno líquido obtenible comercialmente mientras que el hipoclorito de calcio, representado químicamente como  $(\text{ClO})_2\text{Ca}$  es el hipoclorito sólido más utilizado.

El hipoclorito de sodio se provee en envases de vidrio o material plástico o a granel, en concentraciones del 10% al 15% de cloro activo. Estas soluciones concentradas son ligeramente amarillentas, de fuerte olor a cloro y deben protegerse de la acción de la luz solar utilizando envases no transparentes, así como del calor, para evitar su degradación.

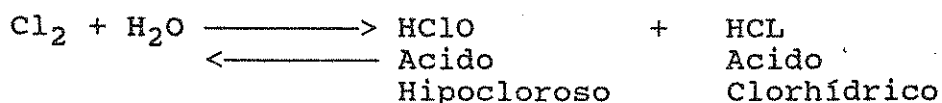
El hipoclorito de calcio se provee en polvo o gránulos, con el 50% al 70% de cloro activo, envasado en bolsas de 20 Kg, generalmente. Su solubilidad en agua varía entre 219 g/L a  $0^\circ\text{C}$  y 234 g/L a  $40^\circ\text{C}$ . Es más estable que el hipoclorito de sodio, lo que permite almacenarlo por mayor tiempo.

Los hipocloritos son también oxidantes energéticos, y al igual que los tubos y tambores de gas cloro licuado, deben almacenarse lejos de sustancias inflamables, aceites, éter, azúcares, grasas, papeles, arpilleras y otros materiales orgánicos, con los que las emanaciones de cloro pueden entrar en combustión espontánea y aún producir explosiones.

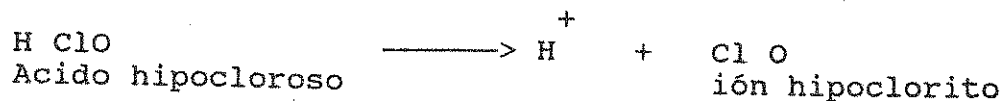
#### 11.17.4.2.- Hidrólisis del Cloro

Al incorporar cloro al líquido cloacal, a través de cualquiera de sus formas, se producen dos procesos básicos: la hidrólisis del cloro en agua y la reacción del mismo y los subproductos de la hidrólisis, con las sustancias presentes en el efluente cloacal.

La hidrólisis del cloro molecular incorporado como gas o solución acuosa responde a la siguiente reacción:



Para pH < 2,0 todo el cloro presente está en forma molecular, en el lado izquierdo de la reacción, no existiendo prácticamente los ácidos hipocloroso y clorhídrico. Para pH > 4,0 prácticamente ha desaparecido el cloro molecular Cl<sub>2</sub> y la reacción se desplaza hacia la derecha, con presencia de ácidos hipocloroso y clorhídrico. Esta situación se mantiene en el rango de pH de 4,0 a 6,0 a partir del cual el ácido hipocloroso comienza a disociarse según la siguiente reacción:



La reacción se vuelca más hacia la derecha (disociación) a medida que el pH crece por arriba de 6,0 disminuyendo la presencia de ácido hipocloroso e incrementándose la presencia de i\~on hipoclorito, hasta que a partir de pH = 9,0 aproximadamente, sólo existe este último i\~on, habiendo desaparecido el ácido hipocloroso. En la figura 11.17.3 se ilustra este proceso.

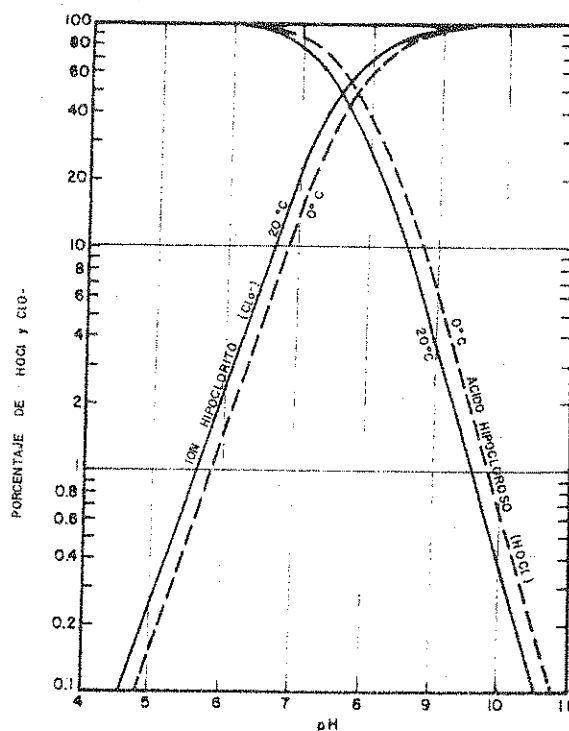


Figura 11.17.3

En general, a las dosis habituales, tanto el ácido hipocloroso como el i\~on hipoclorito tienen corta vida pues reaccionan rápidamente con otras sustancias presentes en el líquido cloacal, como ser:



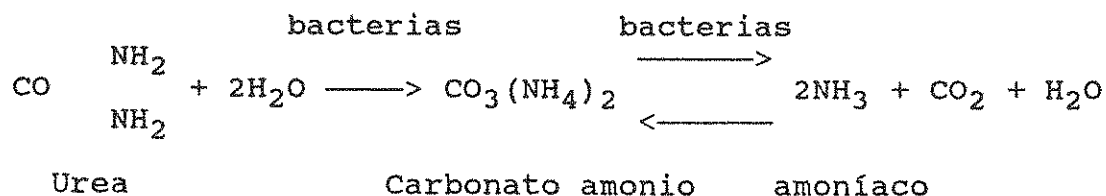
- Sustancias reductoras como  $\text{SH}_2$ ,  $\text{SO}_3^{-2}$ ,  $\text{NO}_2^-$ ,  $\text{Fe}^{+2}$ ,  $\text{Mn}^{+2}$ , etc.
- Amonio y aminas
- Otros compuestos orgánicos no saturados

Todos estos compuestos, habitualmente presentes en efluentes domésticos tratados, crean una inmediata demanda de cloro como consecuencia de la acción oxidante del ácido hipocloroso.

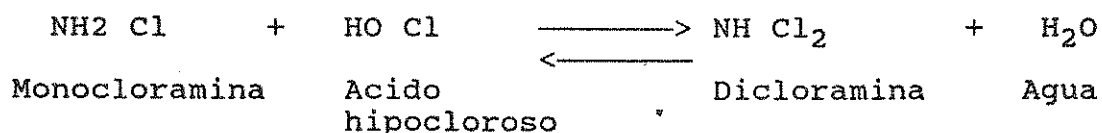
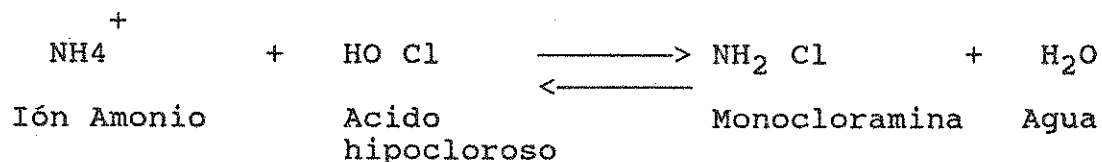
#### 11.17.4.3.- Cloraminas

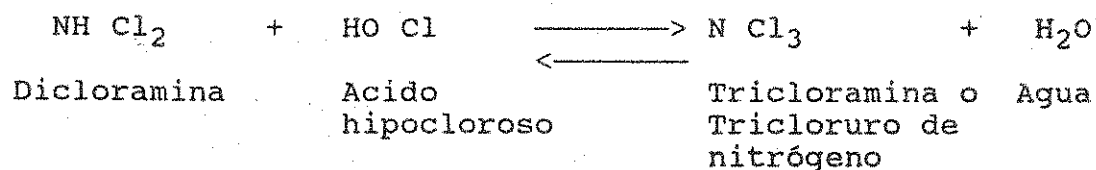
Las cloraminas inorgánicas son productos resultantes de la reacción del cloro con los compuestos amoniacales presentes en el líquido cloacal (expresados como "nitrógeno amoniacal" cuya concentración suele variar entre 10 y 40 mg/L).

La mayor parte del nitrógeno amoniacal de los líquidos cloacales domésticos deriva de la urea contenida en la orina (más de 20.000 mg/L), que por acción de la enzima ureasa (aportada por las bacterias del género *Micrococcus*) sufre la siguiente transformación:



A partir de la reacción del amoníaco así formado, con el ácido hipocloroso derivado de la hidrólisis del cloro, se forman sucesivamente tres tipos de cloraminas inorgánicas:





El sentido en el que se desarrollan estas reacciones y por lo tanto la cantidad de cloraminas que se formen, depende del pH, de la temperatura y de la concentración del ión amonio y del ácido hipocloroso.

En general, en función del pH del líquido cloacal clorado, predomina alguna de las cloraminas, según el siguiente esquema:

- pH < 4,5 predominan las tricloraminas
- 4,5 ≤ pH < 5,5 casi exclusivamente dicloraminas
- 5,5 ≤ pH < 8,0 dicloraminas y monocloraminas
- 8,0 ≤ pH casi exclusivamente monocloraminas

Se observa que, dentro del rango de pH habitual del líquido cloacal (5,5 a 8,5) coexisten monocloraminas y dicloraminas en el líquido clorado, como resultado de la reacción del ácido hipocloroso con los compuestos amoniacaes.

Además de las cloraminas inorgánicas de origen amoniacal, la reacción del cloro con aminoácidos, material proteico y otros compuestos nitrogenados orgánicos, da lugar a la formación de cloraminas orgánicas, cuya acción contra bacterias y virus no es efectiva y sobre cuya toxicidad no existen aún estudios con resultados concluyentes.

#### 11.17.4.4.- Cloro Residual

Al agregar al líquido cloacal se producen una serie de reacciones químicas, entre las que se encuentran las ya analizadas precedentemente, más las que se llevan a cabo con sulfuros, sulfitos, hierro, manganeso y todos los compuestos orgánicos susceptibles de ser oxidados por el agente desinfectante.

Esto significa que parte del "cloro aplicado" al líquido cloacal se consume en estas reacciones, denominándose "demanda de cloro" del líquido a esa porción así consumida luego de un dado tiempo de contacto.

La concentración de cloro que queda en el líquido cloacal una vez satisfecha la demanda, es lo que se denomina "cloro residual". Esta relación puede expresarse por:

Cloro aplicado = Demanda de cloro + cloro residual (mg/L)

A su vez, el cloro residual está integrado por "cloro libre" (ácido hipocloroso, ión hipoclorito y cloro molecular) más "cloro combinado" (mono, di y tricloraminas inorgánicas más cloraminas orgánicas):

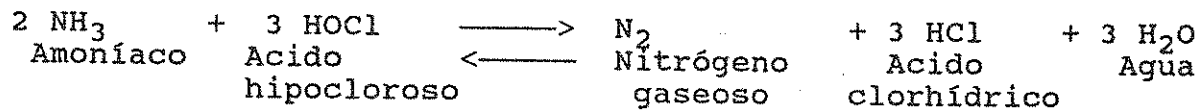
Cloro residual = cloro libre residual + cloro combinado residual

El cloro libre es el que posee mayor acción desinfectante y dentro de éste, el ácido hipocloroso es el más activo. El cloro combinado posee acción desinfectante mucho menor que el libre (algunos autores informan una acción desinfectante del orden de 40 veces mayor del cloro libre respecto del combinado).

En la figura 11.17.4 se observa la curva típica de cloro residual en un líquido cloacal con 0,5 mg/L de nitrógeno amoniacal; en función de la dosis de cloro aplicada. La curva se traza aplicando distintas dosis a muestras del líquido y midiendo el cloro residual luego de un tiempo de contacto de 2 horas.

Se observa en la figura 11.17.4 que con bajas dosis de cloro aplicado el cloro residual va creciendo hasta el punto A de la curva. En todo este tramo de la curva no existe cloro libre residual pues todo el ácido hipocloroso ha reaccionado con los compuestos amoniacales formando monocloraminas.

Si se sigue aumentando la dosis se alcanza el máximo de cloro residual en el punto A y a partir de ese momento el cloro residual comienza a bajar. Esto se debe a que con esas dosis el ácido hipocloroso comienza a reaccionar con las monocloraminas y con el amoníaco presente en el líquido cloacal consumiendo el nitrógeno amoniacal no oxidado con dosis menores de cloro. Como resultado de estas reacciones comienzan a formarse dicloraminas y además nitrógeno gaseoso N<sub>2</sub>, según la siguiente reacción:



A partir del punto A de la curva, a pesar de aumentar la dosis de cloro aplicado desciende la concentración de cloro residual, pues fracciones cada vez mayores del primero se consumen en la reacción con el amoníaco (que no se produce a dosis menores) reacción que no da lugar a la producción de ningún compuesto que forme parte del cloro residual medido.

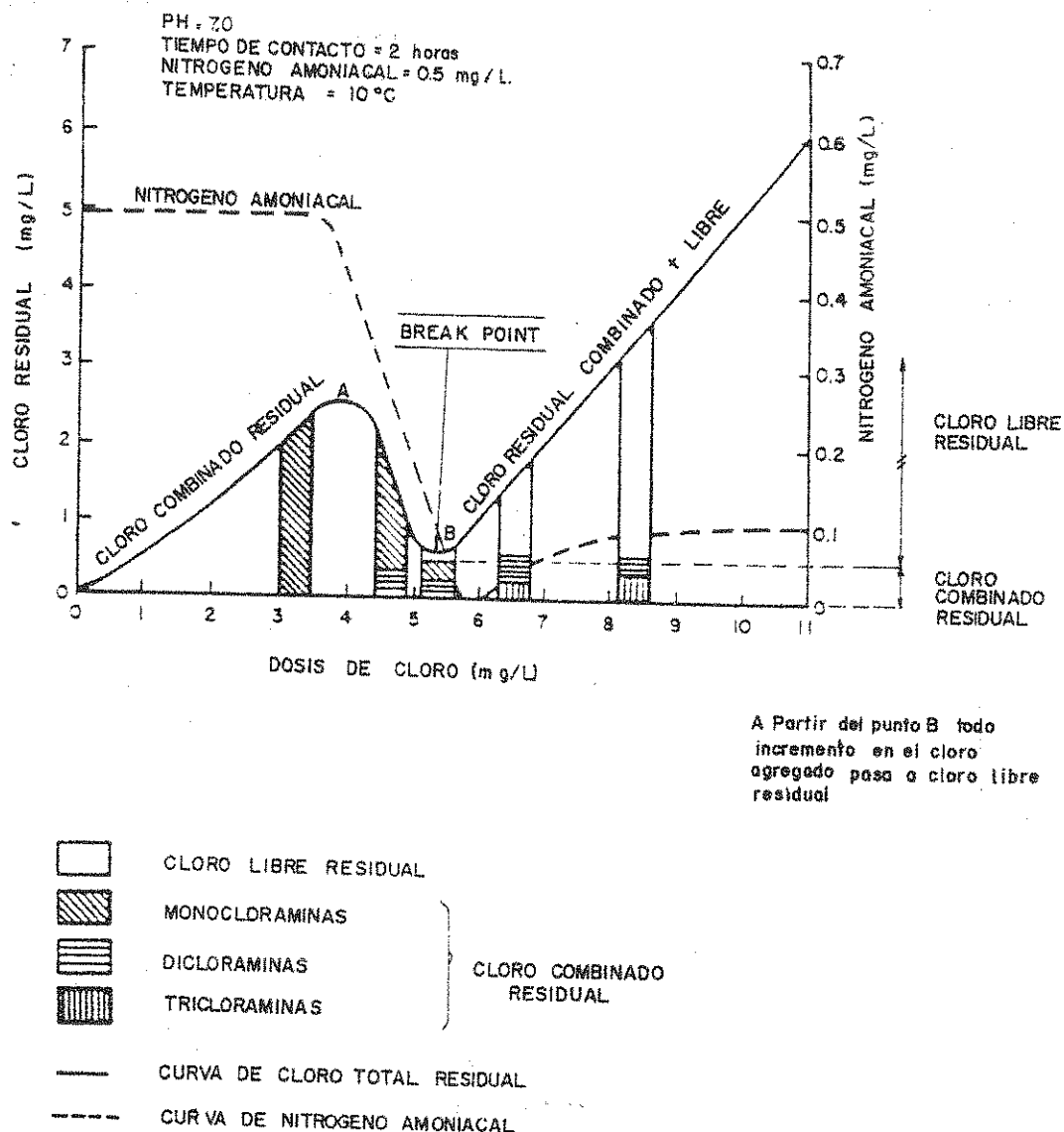


Figura 11.17.4

Este descenso del cloro residual continúa hasta el punto B, denominado "punto crítico" o "punto de ruptura" (break-point, en inglés) que representa la dosis de cloro aplicado necesaria para oxidar la mayor parte del nitrógeno amoniacal presente en el líquido cloacal (ver curva de trazos, en la figura 11.17.4) así como otros compuestos nitrogenados orgánicos y reductores orgánicos e inorgánicos.

Esto significa que, una vez oxidadas todas estas sustancias, si se aumenta la dosis de cloro aplicado, al no existir compuestos con los que pueda reaccionar, ese nuevo cloro aplicado quedará en el líquido como cloro libre (no quedan ya sustancias con las que pueda reaccionar para formar cloro combinado), tal como puede observarse en la figura 11.17.4 donde, a partir del punto crítico B (break-point) el cloro residual total comienza a crecer de nuevo, con pendiente unitaria, indicando que todo el incremento de la dosis de cloro aplicado se convierte en igual incremento de la concentración de cloro residual y que ese incremento es practicamente todo cloro libre residual, que asegura una eficaz acción desinfectante.

PH = 7.0 a 8.0

TIEMPO DE CONTACTO = 1 a 2 horas

NITROGENO AMONIAICAL = 0.3 mg/L

NITROGENO ORGANICO = 0.3 mg/L

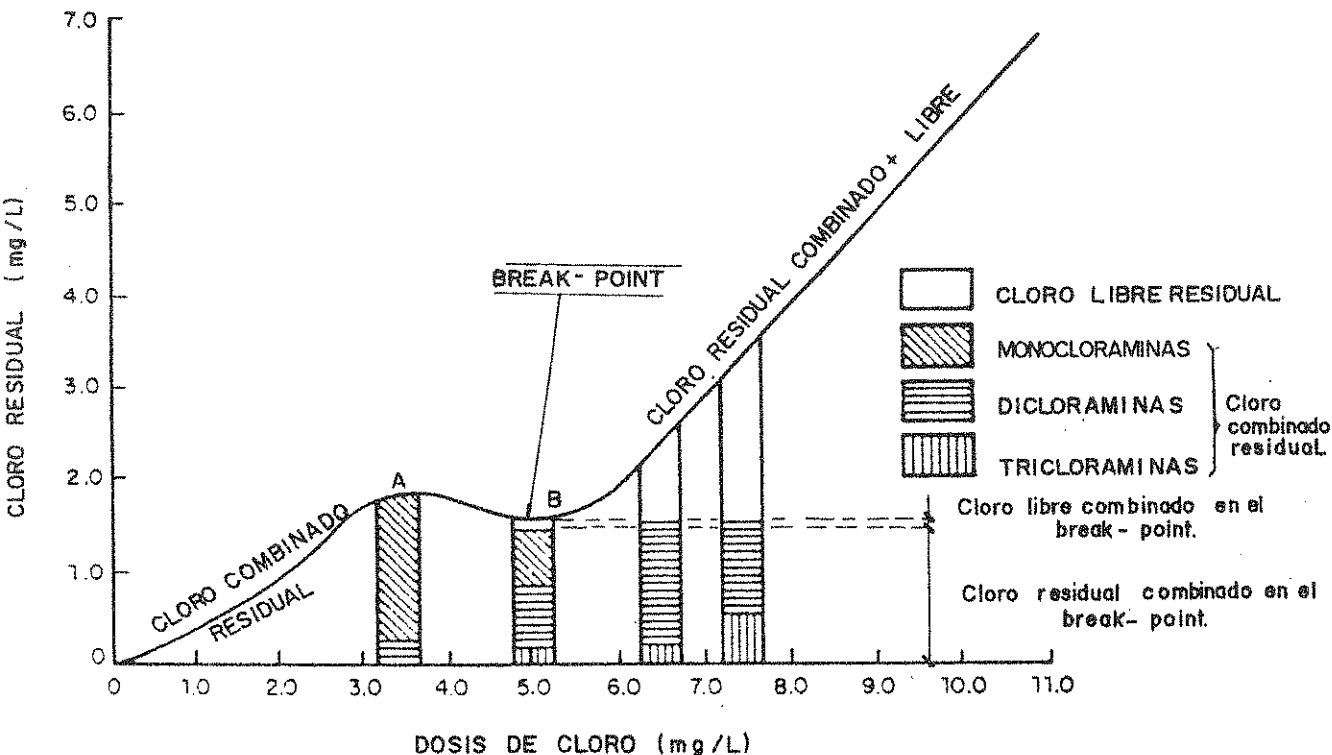


Figura 11.17.5

Se observa que con dosis de cloro aplicado superiores a la del punto crítico, se logra oxidar prácticamente a todos los compuestos amoniacales y asegurar una concentración de cloro libre que actúe como desinfectante en la cámara de contacto. En la salida de la cámara de contacto, según el tiempo de permanencia, se mantendrá una dada concentración de cloro residual en el efluente tratado, que será la que finalmente llegará al cuerpo receptor.

En la figura 11.17.5 se observa una curva similar pero para un líquido con 0,3 mg/L de nitrógeno amoniacal y 0,3 mg/L de nitrógeno orgánico. Se observa que la formación de cloraminas es menor, lo que se traduce en un menor valor de cloro residual para el punto A y al haber menos compuestos oxidables, en un muy pequeño descenso del cloro residual hasta el "breack-point" B. Luego de este punto el incremento de la dosis incorpora cloro libre residual, que se agrega al combinado.

En la figura 11.17.6 se observan las diferentes formas que adoptan las curvas de cloro residual de acuerdo con el líquido a desinfectar. Con aguas claras y sin sustancias orgánicas en suspensión ni en solución, existen muy pocos compuestos oxidables por el cloro, por lo que la demanda es muy baja y con pequeñas dosis se alcanza el breack-point B1, a partir del cual sigue el tramo a 45° (pendiente unitaria) con presencia de cloro libre residual. Cuando el agua posee materia orgánica en suspensión, es mayor la demanda de cloro, lo que se traduce en una mayor dosis B2 aplicada para oxidarla totalmente. Finalmente, con líquidos cloacales, el alto contenido de compuestos amoniacales y otros oxidables, lleva la dosis de breack-point al punto B3 y modifica la forma de las curvas, acentuando el pico de cloro residual combinado y el valle del punto crítico.

#### 11.17.4.5.- Influencia de la Nitrificación del Efluente sobre la Desinfección

La nitrificación parcial o total de un efluente cloacal, consiste en la oxidación parcial o total del nitrógeno amoniacal, transformándolo en nitritos y nitratos.

En estos efluentes, dado que parte o todos los compuestos amoniacales han sido oxidados, pasando a ser compuestos oxigenados del nitrógeno, es mucho menor la cantidad de cloro que reaccionará con los pocos compuestos amoniacales presentes, es decir, será menor la demanda de cloro y por lo tanto, también lo será la dosis necesaria para una eficaz desinfección.

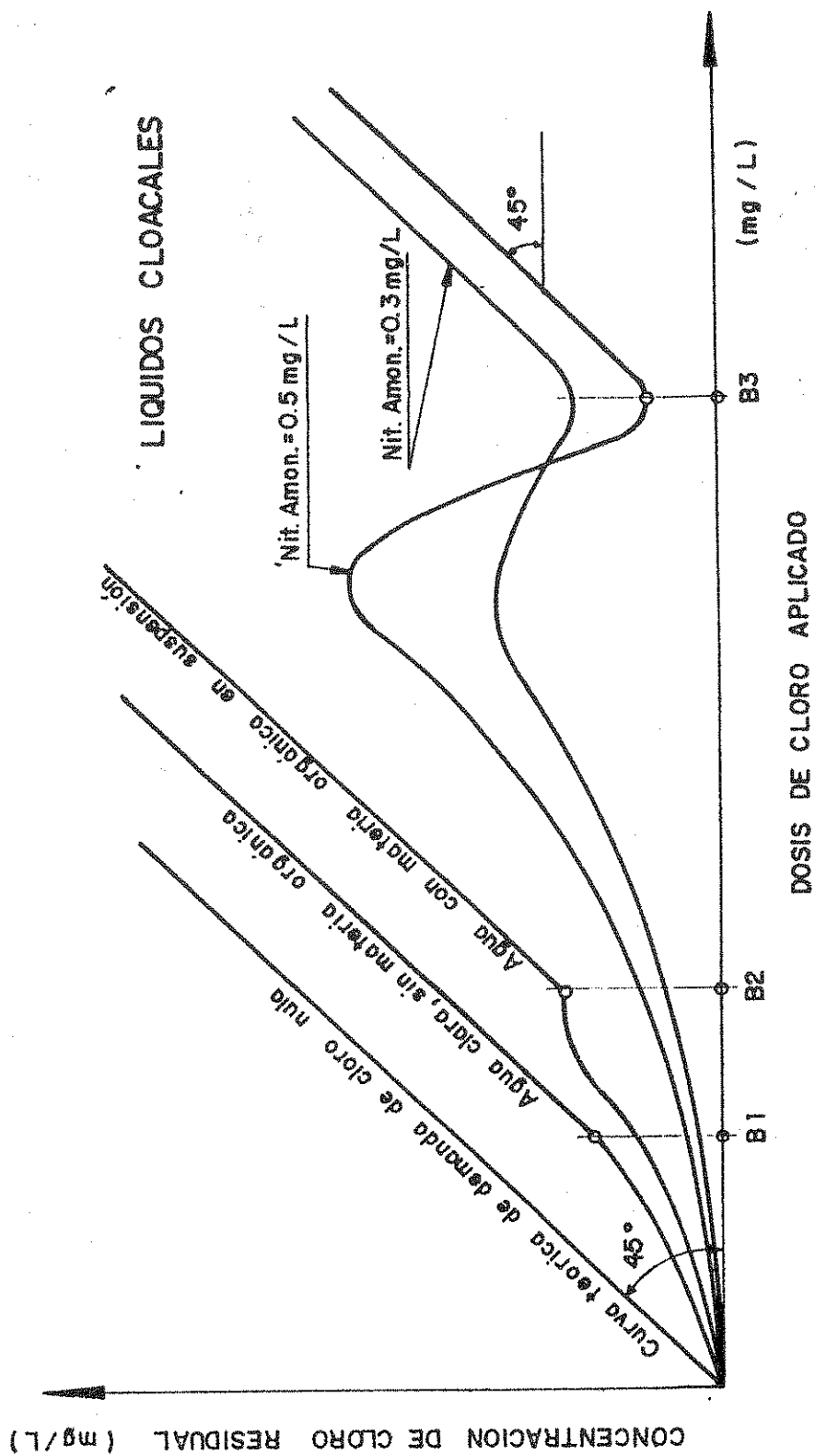


Figura 11.17.6

Comparación entre la curva de cloro residual  
y los puntos críticos

Existen informes contradictorios de diversos autores sobre estos aspectos que, en algunos casos, se atribuyen a inconsistencias en las técnicas analíticas y a incorrectas suposiciones sobre los mecanismos relacionados con la formación de cloraminas orgánicas e inorgánicas.

#### 11.17.4.6.- Acción Desinfectante del Cloro

La acción desinfectante del cloro se basa en su muy elevada reactividad, que determina reacciones inmediatas con la mayoría de los compuestos orgánicos e inorgánicos. Como ya se analizó, la hidrólisis del cloro en el líquido cloacal da lugar a varios subproductos, de los cuales los más activos como desinfectantes son los siguientes, en orden decreciente de actividad:

- Acido hipocloroso
- Ion hipoclorito
- Monocloraminas
- Dicloraminas

Estos compuestos clorados reaccionan con los materiales genéticos (ácidos nucleicos) y proteicos de los microorganismos, produciendo alteraciones en el desarrollo, en el metabolismo y en la reproducción de los mismos. A continuación se analizan algunos aspectos relacionados con la inactivación de cada tipo de microorganismos en base a la acción del cloro.

**BACTERIAS:** La desinfección con cloro es efectiva para la inactivación de la mayoría de las bacterias patógenas, practicamente con tiempos de contacto y dosis similares a las requeridas por las bacterias indicadoras del tipo coliforme. La Mycobacterium tuberculosis es mucho más resistente a la acción del cloro y sus derivados, pero no se trasmite por vía hídrica directa, sino por aerolización, lo que reduce el riesgo de infección a través del cuerpo receptor. La agrupación de bacterias, formando agregados, así como su adsorción en la superficie de sólidos y su protección dentro de flóculos, requiere mayores dosis y tiempos de contacto para su inactivación.

**VIRUS:** La inactivación de virus por acción del cloro y sus derivados se basa fundamentalmente en la reacción con el material proteico de éstos, que altera su estructura, impidiendo que los virus puedan unirse a las células humanas e infectarlas. Los virus tienen la propiedad de agruparse para formar agregados, que requieren una mayor concentración de cloro residual y más tiempo de retención para inactivarlos. Lo mismo ocurre cuando son adsorbidos en la superficie de



partículas sólidas y más aún cuando, por ese mecanismo de adsorción, quedan protegidos dentro de flóculos o sólidos presentes en el líquido cloacal.

**PROTOZOOS:** Si bien el cloro inactiva a los protozoos vivos, las formas enquistadas de estos parásitos, tales como las de *Giardia lamblia* y *Entamoeba histolytica* son sumamente resistentes a la acción del mismo y requieren dosis y tiempos de contacto tan grandes que no hacen aconsejable el uso del cloro cuando se deseen inactivar estos microorganismos (fundamentalmente por los efectos tóxicos secundarios de los efluentes con altas concentraciones de cloro residual). En estos casos debe recurrirse a otras soluciones, tales como lagunas de maduración o tratamientos terciarios de coagulación y filtración.

**HELMINTOS:** Para estos parásitos es válido lo expresado para protozoos, dado que los huevos de helmintos presentan muy alta resistencia a la inactivación por cloro.

#### 11.17.4.7.- Acción Desinfectante del Cloro Residual Libre y del Combinado

Como ya se indicó en 11.17.4.6, el cloro libre residual (ácido hipocloroso, ión hipoclorito y cloro molecular) posee una acción desinfectante más enérgica que el cloro libre combinado (cloraminas orgánicas e inorgánicas).

En la figura 11.17.7 se observa la acción bactericida de los distintos compuestos resultantes de la incorporación del cloro, medida como relación entre la concentración de cada compuesto y el tiempo de contacto requerido para inactivar el 99% de *Escherichia Coli* presente en agua limpia. Si bien el líquido cloacal requerirá valores muy superiores de cloro residual y tiempo de contacto, la relación entre ambos parámetros sería prácticamente la misma que en el gráfico de la figura 11.17.7.

Surge de este gráfico que con una concentración de 0,1 mg/L de cualquiera de los compuestos, se requiere, para inactivar el 99% de las bacterias mencionadas, tiempos de contactos de 1,7 minutos para el ácido hipocloroso, 110 minutos para el ión hipoclorito cloro y 500 minutos para monoclорaminas. La comparación de estos valores permite tomar una idea de la distinta acción desinfectante de cada uno de los compuestos que se forman en el líquido cloacal al ser clorado.

Es importante tomar en cuenta, al analizar el mecanismo de desinfección, que el cloro libre residual sólo existe momentáneamente, inmediatamente después de incorporar el cloro al líquido cloacal y que enseguida reacciona con los compuestos amoniacales produciendo cloraminas, de las cuales

la monocloramina resulta responsable de la mayor parte de la acción desinfectante derivada de la cloración. Por otra parte, el cloro residual combinado en forma de cloraminas, permanece estable por mucho tiempo manteniendo su capacidad de desinfección. Los trabajos de White indicaron una mayor eficiencia en la inactivación de virus con cloro libre más combinado que con sólo cloro libre.

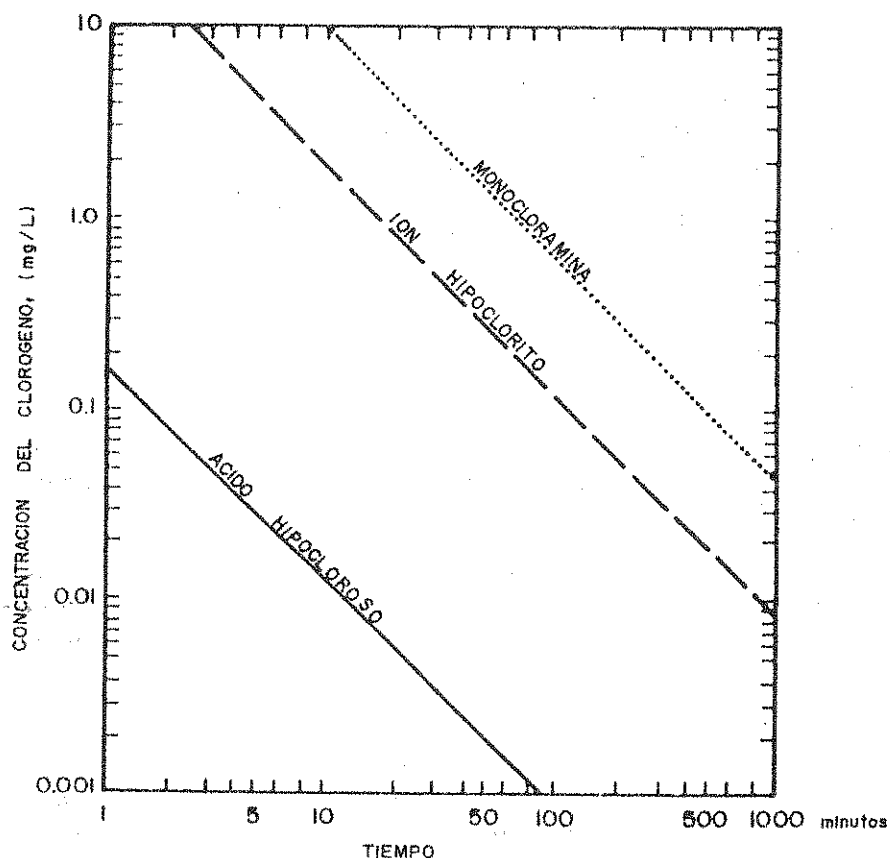


Figura 11.17.7

Otro aspecto importante que informan varios autores, reside en el incremento de eficiencia que experimenta la desinfección si se efectúa la mezcla rápida completa con elevados gradientes de velocidad, del cloro incorporado con el líquido cloacal. Aparentemente, gran parte de la mejora en la eficiencia se debería a que la mezcla posibilitaría el contacto con mayor cantidad de bacterias y virus en los instantes iniciales de las reacciones químicas de hidrólisis, antes de la formación de cloraminas, cuando aún la mayor parte del cloro incorporado se encuentra como cloro libre, de alto poder desinfectante.

Finalmente, si se desea asegurar la presencia de cloro libre en el efluente, debería recurrirse a la cloración con dosis superiores a las de break-point, siempre que el cuerpo receptor acepte la presencia de concentraciones residuales de cloro y de compuestos halógenos de riesgo para la salud humana y el ecosistema vinculado con la descarga. Es necesario evaluar, entonces, los dos aspectos contrapuestos que plantea la cloración:

- Incrementar las dosis para asegurar cloro libre residual (cloración por arriba del break-point) brinda excelente protección contra bacterias y virus y muy pobre contra parásitos (protozoos y helmintos), reduce el tiempo de contacto requerido, al mismo tiempo que aumenta el riesgo para la salud pública por la incorporación de mayor cantidad de sustancias peligrosas al cuerpo receptor, tales como los trihalometanos y para el ecosistema vinculado al mismo por las altas concentraciones residuales que quedan en el líquido cloacal.
- Reducir las dosis para trabajar por debajo del break-point, incorporar mezcla rápida y mayor tiempo de contacto para permitir la acción de las cloraminas, encarece algo el proyecto pero reduce bastante el riesgo ambiental.

Una solución habitual en EE.UU. de Norteamérica es la de clorar por arriba del break-point para asegurar una eficaz inactivación de bacterias y virus y luego utilizar carbón activado para declorar y retener trihalometanos y otros compuestos orgánicos de riesgo, antes de volcar el efluente en el cuerpo receptor.

Evidentemente, esta solución incorpora un costo adicional que puede ser importante, requiere una operación eficiente para asegurar un efluente con pocos sólidos suspendidos y agrega la necesidad de reposición de un producto como el carbón activado al final de su vida útil, lo que exige un adecuado control de calidad, difícil de obtener habitualmente en el medio rural y en pequeñas localidades.

#### 11.17.4.8.- Riesgos Tóxicos Derivados de la Cloración de Efluentes

La reacción del cloro con los compuestos orgánicos presentes en el líquido cloacal da lugar a la formación de múltiples compuestos organoclorados. En general, es imposible predecir el conjunto de estos compuestos que resultará de la cloración de un efluente cloacal, dada la gran variedad de sustancias orgánicas presentes en el líquido a clorar, por lo que suelen constituir una fracción desconocida al momento del proyecto, identificada como "fracción total de halógenos orgánicos" o fracción TOX (del inglés "Total Organic X", donde X representa al cloro, iodo y bromo).

Dentro de esta fracción, los trihalometanos (identificados con la sigla THM) de los cuales, uno de los más conocidos es el cloroformo, están señalados como causantes de cáncer en animales. El vuelco de efluentes con trihalometanos en aguas que luego se utilizarán para ingesta humana, introduce el riesgo de incorporar agentes carcinógenos en la alimentación de los usuarios del sistema de agua potable.

#### 11.17.4.9.- Decloración del Efluente

La preservación de la fauna acuática en el cuerpo receptor exige, en muchos casos, que se reduzca la concentración de cloro residual en el efluente a descargar en el mismo, a niveles sumamente reducidos (0,002 mg/L en algunos casos).

Por otra parte, cuando se opta por clorar más allá del break-point, resultan elevados tenores de cloro residual en el efluente, que pueden resultar incompatibles con el uso al que se encuentre destinado el cuerpo receptor.

Todo esto ha llevado a desarrollar técnicas de decloración post desinfección, con el objeto de reducir las concentraciones de cloro en el efluente, una vez que se ha cumplido la inactivación de microorganismos. Los productos químicos que se utilizan habitualmente con este fin son los siguientes:

**DIOXIDO DE AZUFRE (SO<sub>2</sub>):** También denominado anhídrido sulfuroso, es un gas no inflamable, de olor sofocante, que se provee licuado, en forma similar al cloro. El gas seco no ataca al acero pero se torna corrosivo en presencia de humedad, para la mayoría de los metales. Igual que el cloro, en estado gaseoso es sumamente irritante de las mucosas respiratorias, formando ácido sulfúrico con la humedad natural de las mismas. Las instalaciones y equipos para su dosificación son similares a las del cloro gaseoso. El agente declorador es el ión sulfito, que reacciona instantáneamente con el cloro libre y el combinado, tomando el hidrógeno del ácido hipocloroso para formar ácido sulfúrico y el cloro para formar ácido clorhídrico.

**CARBON ACTIVADO:** Se utiliza carbón activado granular o en polvo, ya sea en columnas, como filtros a presión (granular) o bien dosificado en seco en el efluente (en polvo). El carbón activado actúa por adsorción, fijando en su superficie los compuestos clorados (cloro libre, combinado y organoclorados) así como virus y bacterias. Esto significa que la acción del carbón activado no sólo es de decloración, sino que también retiene a la fracción TOX, incluyendo a los THM (trihalometanos), lo que permite obtener un efluente con reducida toxicidad para la fauna acuática y para los posibles usos como

fuentes de agua potable. Dada la imposibilidad de definir en la etapa del proyecto, la composición de la fracción TOX, el diseño de las columnas de decoloración por carbón activado sólo puede efectuarse por aproximación y tomando un margen razonable de seguridad. En plantas existentes, suele recurrirse a columnas piloto para pasar luego al diseño a escala planta.

El proceso de decoloración es una etapa más de tratamiento, que se lleva a cabo luego del tiempo de contacto requerido por el cloro para la inactivación de los microorganismos. La necesidad de este proceso adicional deberá evaluarse en función de las restricciones que imponga el cuerpo receptor al vuelco de efluentes clorados.

#### **11.17.5.- Desinfección con Dióxido de Cloro**

##### **11.17.5.1.- Características Generales del Producto**

El dióxido de cloro ( $\text{ClO}_2$ ) a temperatura y presión estándar es un gas amarillo verdoso de olor penetrante. Desde el siglo pasado se lo utiliza como agente blanqueador en diversos procesos industriales (pulpa de papel, textiles, etc.).

Ha sido ampliamente utilizado como desinfectante para agua potable, acción a la que se agrega la reducción de olores y sabores, eliminación de algas, remoción de hierro y magnesio y la no formación de clorofenoles.

En desinfección de efluentes cloacales, sus principales ventajas, pueden resumirse en lo siguiente:

- No reacciona con los compuestos amoniacales para formar cloraminas de bajo poder desinfectante.
- Es un eficaz inactivador de bacterias y virus sobre un amplio rango de pH.
- No produce THM (trihalometanos) detectables.
- No produce clorofenoles
- Produce una concentración residual que puede ser medida para controlar, la dosis de aplicación.

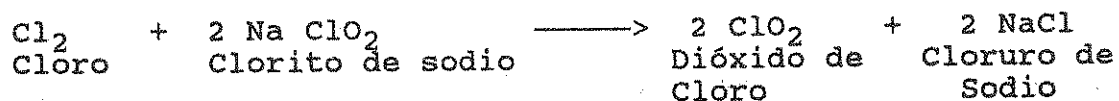
Sus principales desventajas son el costo del equipo generador (se lo genera en la misma planta) y del producto químico utilizado (clorito de sodio), más los siguientes aspectos:

- El gas dióxido de cloro es explosivo

- Reacciona durante el proceso de desinfección formando cloratos y cloritos que pueden ser perjudiciales para la salud.

#### 11.17.5.2.- Generación de Dióxido de Cloro

Debido a que el gas  $\text{ClO}_2$  es inestable bajo presión, no puede almacenárselo en recipientes para gas licuado, como el cloro, sino que debe ser generado en el lugar de aplicación, a partir de clorito de sodio ( $\text{Na ClO}_2$ ) y cloro según la siguiente reacción:



Los primeros métodos desarrollados para la preparación del dióxido de cloro utilizaban de 2 a 3 veces la cantidad de cloro fijada por la relación estequiométrica de la reacción. El problema de este método radica en el cloro en exceso que no reacciona con el clorito de sodio y que por lo tanto puede formar trihalometanos y otros compuestos organoclorados al incorporarse al efluente a desinfectar.

Otro método se basa en el uso de una solución muy concentrada de cloro en agua (obtenida por medio de un dosificador de cloro gaseoso que incorpora cloro permanentemente a una solución que se mantiene recirculando, en un circuito cerrado). A esas concentraciones el cloro se encuentra mayoritariamente en forma molecular en la solución y al ser mezclada ésta con una solución de clorito de sodio, en una torre de generación, se produce el dióxido de cloro. El rendimiento molar de este método es del orden de 90 al 95 moles de  $\text{ClO}_2$  por 100 moles de  $\text{NaClO}_2$  (90% al 95%).

Para grandes establecimientos depuradores, el método que ha alcanzado mayor difusión es el que utiliza una solución acuosa de clorito de sodio a la que se inyecta cloro gaseoso bajo vacío. Esto elimina el riesgo de explosiones y permite el uso de equipos convencionales de dosificación de cloro gaseoso. el rendimiento informado es del orden del 95 al 98%.

Para plantas más pequeñas, un método más sencillo consiste en la mezcla de dos productos líquidos dosificados por bombas a diafragma: clorito de sodio y ácido clorhídrico. Estos se mezclan en un pequeño reactor y el gas de  $\text{ClO}_2$  liberado es absorbido por un eyector alimentado por el agua de dilución. Estos equipos comerciales se fabrican con capacidades de hasta 4,8 Kg/h de  $\text{ClO}_2$ , con un consumo de 120 L/h de clorito de sodio al 7,5% e igual cantidad de ácido clorhídrico al 9,0%.

En todos los casos, será necesario que el fabricante del equipo garantice la concentración máxima de cloro libre (cloro molecular, ión hipoclorito y ácido hipocloroso) que tendrá la solución desinfectante preparada a partir del dióxido de cloro, a efectos de acotar la formación de THM con los compuestos orgánicos del efluente a desinfectar.

#### 11.17.5.3.- Acción Desinfectante del Dióxido de Cloro

El poder desinfectante del dióxido de cloro es mayor que el del cloro, su acción es más rápida y requiere dosis del orden del 60% de las del primero, a igual tiempo de contacto, para una inactivación equivalente de microorganismos.

En la misma forma que el cloro, la acción desinfectante se asegura manteniendo una concentración residual suficiente de dióxido de cloro durante un tiempo de contacto adecuado. El compuesto actúa sobre los microorganismos en forma similar al cloro (ver 11.17.4.6). En la misma forma que sucede con el cloro, la protección que brindan a los microorganismos los sólidos y los aglomerados, reducen la eficiencia del dióxido de cloro como desinfectante.

Si bien se obtiene buena inactivación de bacterias y virus patógenos, este producto mantiene las mismas limitaciones que el cloro respecto de quistes de protozoos y huevos de helmintos.

La influencia de la mezcla rápida sobre la eficiencia en la inactivación de microorganismos es menor para el dióxido de cloro que para el cloro. Incluso, experiencias realizadas con bacterias colifecales y virus bacteriófagos, directamente no mostraron variaciones en la eficiencia de desinfección del dióxido de cloro en función de la intensidad de la mezcla para un efluente de aeración extendida (Longley, K.E. y otros). Este resultado reforzaría lo sostenido por diversos autores respecto a que la mezcla rápida no sólo favorece el contacto entre el agente desinfectante y los microorganismos sino que, en el caso del cloro, acelera las reacciones químicas y logra concentraciones iniciales de un agente inactivante muy eficaz, que aún no se sabe si es cloro libre, cloraminas orgánicas u otro compuesto clorado. Como el dióxido de cloro es más estable, esas reacciones químicas no se producen, lo que explicaría la poca influencia de la mezcla, en este caso.

Trabajos realizados por AIETA, E.M. y ROBERTS, P.V. (Desinfection with Chlorine and Chlorine Dioxide, ASCE Journal Environ. Eng.- Div., 109, pág 783, 1983) indican mayor eficiencia del dióxido de cloro comparado sobre la base del producto "concentración residual \* tiempo de contacto" para inactivación de coliforme total en efluente no

nitrificado de tratamiento secundario. En efluentes nitrificados, con cloro libre residual, el efecto de ambos productos fue similar.

Respecto de la influencia del pH, diversos autores informan mayor eficiencia del dióxido de cloro a medida que aumenta el pH (comportamiento inverso al cloro).

Las dosis efectivas se encuentran en el entorno de 2,0 a 5,0 mg/L con tiempos de contacto del orden de 15 minutos.

#### **11.17.5.4.- Efectos Tóxicos del Dióxido de Cloro**

No existen estudios suficientes que permitan determinar umbrales de toxicidad del dióxido de cloro para la fauna acuática. La formación de cloritos y cloratos que se incorporan a cuerpos receptores utilizados como fuentes de agua, puede resultar perjudicial para la salud humana. Las concentraciones máximas recomendadas por la EPA para estos compuestos no deben superar 1 mg/L, en aguas de bebida.

Las menores dosis utilizadas, respecto del cloro, hacen pensar en menores efectos secundarios sobre la vida acuática y la salud humana.

#### **11.17.5.5.- Remoción del Dióxido de Cloro, Cloritos y Cloratos**

Si bien, en general, no se requieren tratamientos de este tipo, si la calidad del cuerpo receptor exige reducir el nivel de estos compuestos, puede recurrirse a un tratamiento con filtros de carbón activado granulado.

Otra solución consiste en utilizar compuestos reductores como los utilizados para dechlorar, tales como el sulfito, bisulfito y metasulfito de sodio, el dióxido de azufre, etc.

#### **11.17.6.- Desinfección por Cloruro de Bromo**

##### **11.17.6.1.- Características Generales del Producto**

El cloruro de bromo ( $\text{BrCl}$ ) posee propiedades intermedias entre el bromo y el cloro. En condiciones estándar de presión y temperatura se encuentra en estado líquido, es de color rojo oscuro y olor penetrante. Se lo utiliza en estado líquido, diluido en agua.

Presenta algunas ventajas de seguridad y operación respecto del cloro, entre las que se destacan mayor solubilidad en agua (12 veces mayor que el cloro) y mayor



densidad (un mismo tambor puede almacenar 50% más cloruro de bromo, en peso, que cloro). Posee baja agresividad hacia el acero, lo que permite utilizar envases de este material para su almacenamiento.

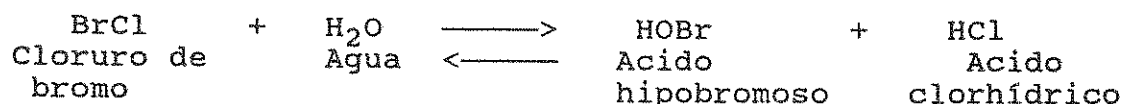
Las ventajas de este producto, respecto del cloro, pueden resumirse en:

- Mayor acción desinfectante, que permite utilizar dosis del 60% al 80% de las requeridas para cloro.
- Menores efectos tóxicos sobre la vida acuática y la salud humana.

Entre sus desventajas, posiblemente la más importante radique en la falta de disponibilidad comercial del producto dado que aún no se ha iniciado su uso como desinfectante en la República Argentina, seguida del alto costo del mismo respecto del cloro.

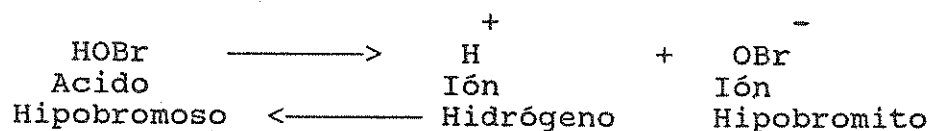
#### 11.17.6.2.- Reacciones Químicas con el Efluente

Cuando se agrega cloruro de bromo al agua, éste se hidroliza en ácido clorhídrico (HCl) y ácido hipobromoso (HOBr) según la siguiente reacción:

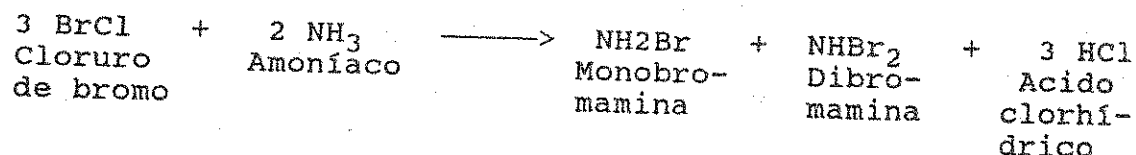


En forma similar a lo que ocurre con el cloro, esta reacción es muy dependiente del pH. Para valores de pH comprendidos entre 1,0 y 7,0 el equilibrio de la hidrólisis se desplaza hacia la derecha, con lo que existe muy poco BrCl en solución. En ese rango de pH el ácido hipobromoso (ácido débil) se disocia muy poco (en cambio, el HCl se disocia de inmediato en cloro e hidrógeno).

En el rango de pH 7,0 a 9,5 el ácido hipobromoso se disocia en ión hidrógeno e ión hipobromito:



Por otra parte, al agregar cloruro de bromo a un efluente cloacal, la presencia de compuestos amoniacales da lugar a otras reacciones secundarias, similares a las que experimenta el cloro, que dan lugar a la formación de bromaminas:



Las bromaminas son mucho menos estables que las cloraminas y poseen un mayor poder oxidante que estas últimas.

En forma similar a lo que ocurre con el cloro, la presencia de compuestos reductores, tales como sulfitos, nitritos, ácido sulfhídrico, hierro, manganeso, etc., aumentan la demanda de cloruro de bromo, dado que son oxidados por los compuestos activos derivados del mismo y convertidos en subproductos sin capacidad desinfectante.

Debido a la mayor reactividad de los compuestos de bromo, la demanda de bromo suele ser mayor que la de cloro, para un mismo efluente cloacal, tanto en los instantes iniciales como durante el tiempo de contacto.

#### 11.17.6.3.- Acción Desinfectante del Cloruro de Bromo

El cloruro de bromo, igual que el cloro, es un energético oxidante, de similares acciones sobre los microorganismos. De los compuestos resultantes de la incorporación del producto al efluente cloacal, el ácido hipobromoso sin disociar (HOBr) es el que posee mayor poder bactericida, mientras que la mayor inactivación de virus la presenta el ión hipobromito (OBr, producto de la disociación). Como el equilibrio de la disociación está regulado por el pH, la mejor eficiencia para el conjunto bacterias-virus se obtiene en el entorno de pH = 7,5 a 8,0 para el cual coexisten ambos compuestos (ver 11.17.6.2).

Respecto de los compuestos amoniacales del bromo, las bromaminas resultan agentes desinfectantes mucho más energéticos que las cloraminas, tanto para bacterias como para virus. Su capacidad de inactivación es casi similar a la del bromo libre dentro del rango de pH habitual de los efluentes cloacales.

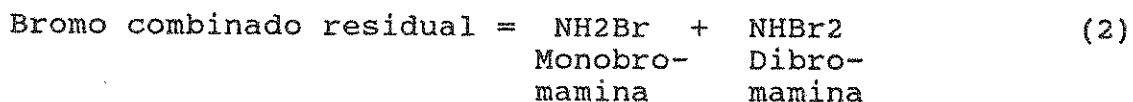
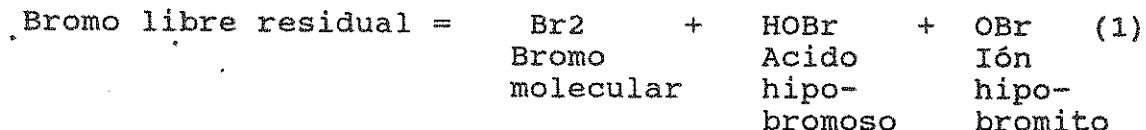
Debido a esta cualidad, es posible obtener una buena desinfección con bajas concentraciones de bromo combinado residual (bromaminas) sin llegar al punto de ruptura (breack-point).

Los resultados informados por S.C. JACKSON (Chlorobromamination of Secondary Sewage Effluent, Proceedings of Wyoming Workshop in Desinfection of Wastewater and Its Effect on Aquatic Life, Michigan, 1974) muestran para un efluente secundario la misma eficiencia de desinfección para 1 mg/L de BrCl con 5 minutos de contacto ( $C * t = 5 \text{ mg.min/L}$ ) que para 2,5 mg/L de cloro con 15 minutos de contacto ( $C * t = 37,5 \text{ mg.min/L}$ ).

En base a resultados similares, otros autores han sugerido la reducción y aún la supresión de las cámaras de contacto convencionales, dada la rápida acción inactivante del bromo.

#### 11.17.6.4.- Bromo Residual

El concepto de bromo residual es idéntico al definido en 11.17.4.4 para el cloro y todo lo comentado en ese punto es aplicable a este caso, tomando en cuenta lo siguiente:



$$\text{Bromo total residual} = (1) + (2)$$

La curva de bromo residual en función de la dosis es similar a las de las figuras 11.17.4, 11.17.5 y 11.17.6 trazadas para cloro. El mecanismo de reducción del bromo residual por combinación con los compuestos amoniacales, a partir del punto A, hasta llegar al breack-point B y el crecimiento a partir de allí como bromo libre, es exactamente el mismo que se analizó para el cloro.

La diferencia respecto del cloro, en este campo, es operativa: en general no se llega al breack-point con cloruro de bromo, pues su poder inactivante es mayor que el del cloro y además, dado que tanto el bromo libre como el combinado (bromaminas) tienen una acción inactivante similar (lo que permite trabajar con eficiente desinfección con dosis menores a las del punto A de la figura 11.17.4) no se requiere, en general, determinar bromo libre residual y combinado residual por separado, sino que suele determinarse directamente bromo total residual.

Respecto de la medición del bromo residual es importante tomar en cuenta que las bromaminas son muy poco estables y que su concentración decae rápidamente en el efluente bromado. Por lo tanto, la determinación debe efectuarse luego de no más de 5 a 10 minutos de incorporado el cloruro de bromo al efluente.

Una idea de la importancia del tiempo entre incorporación del bromo y la determinación del residual lo dan los valores informados por D.J. GREENE ("An Alternative

Wastewater Disinfectant", Water Eng. Manager, 128, p. 47, Julio 1981) donde determinaciones de 0,4 a 0,5 mg/L de bromo residual luego de 5 minutos de la incorporación del producto, se reducían a 0,1 mg/L en el canal de salida del efluente final, luego de aproximadamente 30 minutos.

#### 11.17.6.5.- Efectos Tóxicos del Bromo

En forma similar al cloro, la mayor parte del bromo se consume en reacciones de oxidación y prácticamente menos del 1% reacciona produciendo compuestos orgánicos bromados que pueden afectar la salud humana.

A su vez, estos compuestos son rápidamente degradados por la luz solar y otros fenómenos químicos, lo que no sucede con los subproductos de la cloración, que son mucho más estables.

El subproducto nocivo más abundante de la reacción del bromo con las sustancias húmicas del efluente cloacal es el bromoformo ( $\text{CHBr}_3$ ) habitualmente presente en concentraciones iniciales inferiores a 100 mg/L, que evapora fácilmente del líquido cloacal reduciendo rápidamente su concentración a valores no peligrosos. Otros subproductos, como el tribromofenol, son menos volátiles pero como se presentan en concentraciones mucho menores su efecto tóxico resulta atenuado.

Estas características hacen que el bromuro de cloro resulte mucho menos agresivo para la vida acuática y la salud humana que el cloro, hecho que, como ya se señalara, representa una de las mayores ventajas de este producto.

#### 11.17.7.- Desinfección con Ozono

##### 11.17.7.1.- Características del Producto

El ozono ( $\text{O}_3$ ) u oxígeno triatómico, es un gas sumamente inestable de olor penetrante y de muy elevada reactividad. Su potencial de oxidación es superior al de todos los desinfectantes analizados en este capítulo.

No es posible almacenarlo como gas licuado a alta presión por la facilidad con que produce explosiones en esas condiciones. Por tal razón, debe generárselo en el lugar de uso.

Las ventajas de la desinfección con ozono son las siguientes:

- Ausencia de productos tóxicos remanentes del proceso de ozonización.

- Incremento de la concentración de oxígeno disuelto en el efluente.
- No reacciona con los compuestos amoniacaes del efluente con valores de pH por debajo de 9,0 (practicamente en el rango de pH de todos los efluentes domésticos).
- La eficiencia de la desinfección se mantiene constante en un rango de pH de 6,0 a 10,0 y de 2°C a 30°C de temperatura.
- Es posible medir concentraciones residuales con objeto de control.

Mientras que sus desventajas pueden resumirse en las siguientes:

- Requiere mayor inversión y mayor costo de operación que el cloro.
- Se requieren ensayos a escala piloto para determinar la dosis adecuada para cada efluente.

En el cuadro 11.17.5 se detallan las principales constantes del ozono, mientras que el cuadro 11.17.6 compara el potencial de oxidación del mismo con el de otros productos desinfectantes.

Cuadro 11.17.5

Principales constantes del ozono

Peso molecular	48
Punto de ebullición	- 111,9 °C
Punto de congelamiento	- 192,5 °C
Densidad (gas)	2,154 g/L a 0°C, 1 atm

Cuadro 11.17.6

Potencial de oxidación de diversos desinfectantes  
(referido a electrodo de hidrógeno a 25°C, para una actividad unitaria del ión hidrógeno)

Desinfectante		Potencial de oxidación (v)
Ozono	O <sub>3</sub>	-2,07
Acido hipobromoso	HOBr	-1,59
Acido hipocloroso	HOCl	-1,49
Cloro	Cl <sub>2</sub>	-1,36
Bromo	Br <sub>2</sub>	-1,07

#### 11.17.7.2.- Acción Desinfectante del Ozono

No existe total acuerdo entre los investigadores respecto a los mecanismos exactos de inactivación de bacterias y virus por ozono, si bien existe coincidencia en que el mismo es resultado de la alta reactividad y capacidad de oxidación del producto.

La eficiencia del proceso de desinfección está muy relacionada con el tipo de dispositivo utilizado para lograr el contacto ozono-efluente. En el diseño del dispositivo intervienen factores tales como la cinética de la reacción, la transferencia de masa, y la relación entre ambos, que influyen notablemente sobre los resultados. Por esta razón estos dispositivos son diseñados habitualmente por los mismos fabricantes de equipos, en base a múltiples ensayos que permiten garantizar resultados de desinfección.

En la figura 11.17.8 se observan los resultados del estudio comparativo sobre remoción de bacterias realizado por H.B. GHAN y otros para diversos tipos de efluentes desinfectados con ozono ("The significance of Water Quality on Wastewater Disinfection with Ozone", International Ozone Institute, NY, 1977).

En la figura 11.17.9 puede apreciarse los resultados obtenidos para la inactivación de poliovirus por ozonización de corto tiempo de contacto (0,5 a 2,5 segundos) que indican inactivaciones de virus superiores al 99,9% para dosis del orden de 0,35 mg/L con 2,5 seg de contacto (PELEG, M. y otros, "Chemical and Viricidal Investigation of de Ozonization of Wastewater Systems", International Ozone Institute, NY, 1977).

La comparación entre ambas figuras indica que el ozono resulta un excelente viricida pero que su acción bactericida, para dosis similares, es inferior en muchos casos a la del cloro. Estas conclusiones han sido ratificadas por numerosos trabajos a escala laboratorio y planta.

Según informa la WPCF (Wastewater Disinfection, a State-of-the-Art Report, 1984) la desinfección de efluentes domésticos demanda una dosis de ozono absorbido de 4 a 8 mg/L en un efluente secundario filtrado, para obtener concentraciones de coliformes fecales de 200 NMP/100 mL.

Por su parte J.L. PAVONI y M.E. TITTLEBAUM ("Virus Inactivation in Seconday Wastewater Treatment Plant Effluent with Ozone", Virus Survival in Water and Wastewater Systems, University of Texas, Austin, 1974) informan que para la inactivación de prácticamente el 100% de virus del tipo bacteriófago F2 y de bacterias Eschericchia Coli, se requieren tiempos de contacto de 5 minutos, con dosis de 15 mg/L y residuales del orden de 0,015 mg/L, en líquidos sin compuestos que demanden ozono (es decir, todo el ozono aplicado es aprovechado para la desinfección). Para

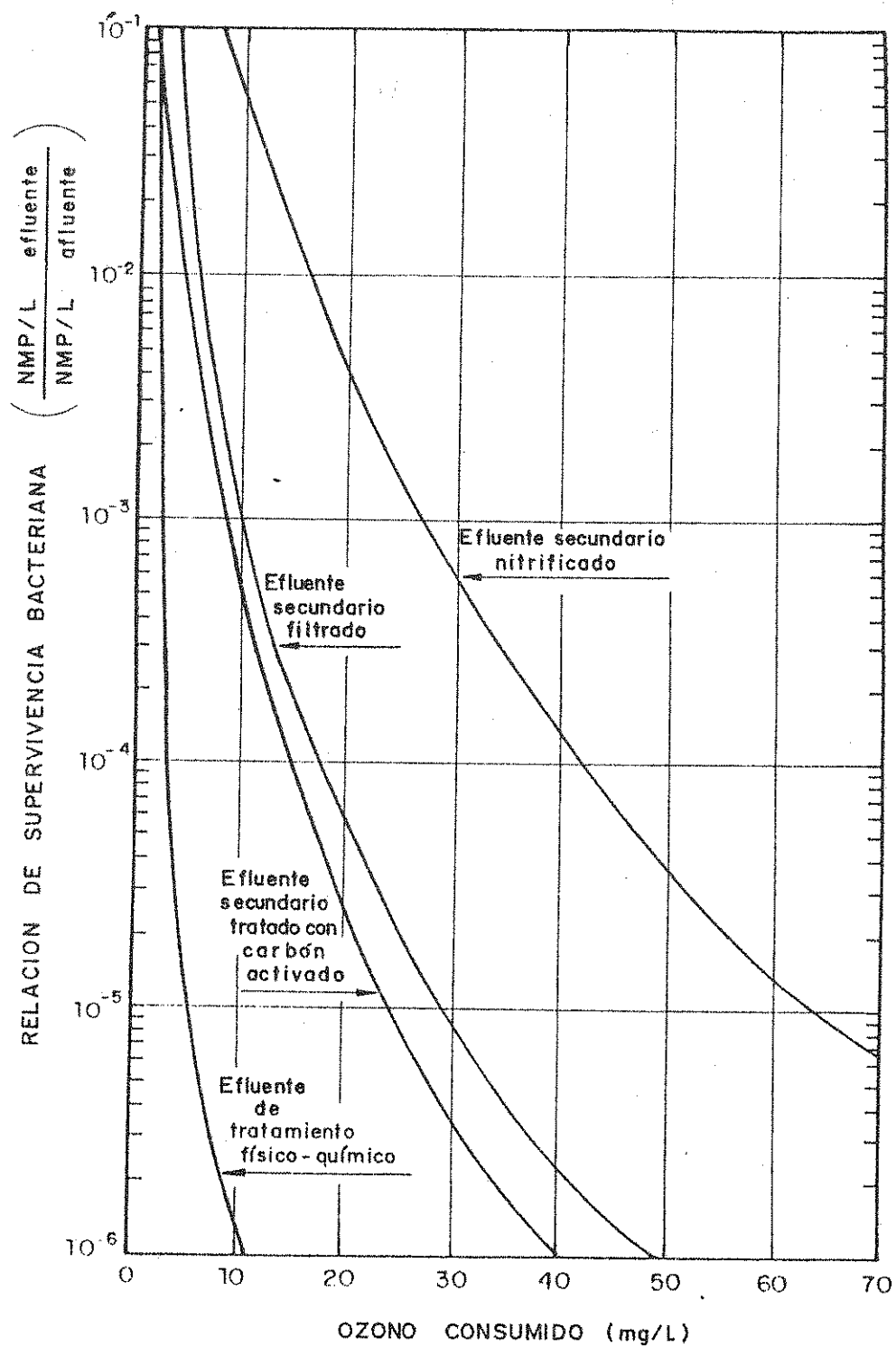


Figura 11.17.8

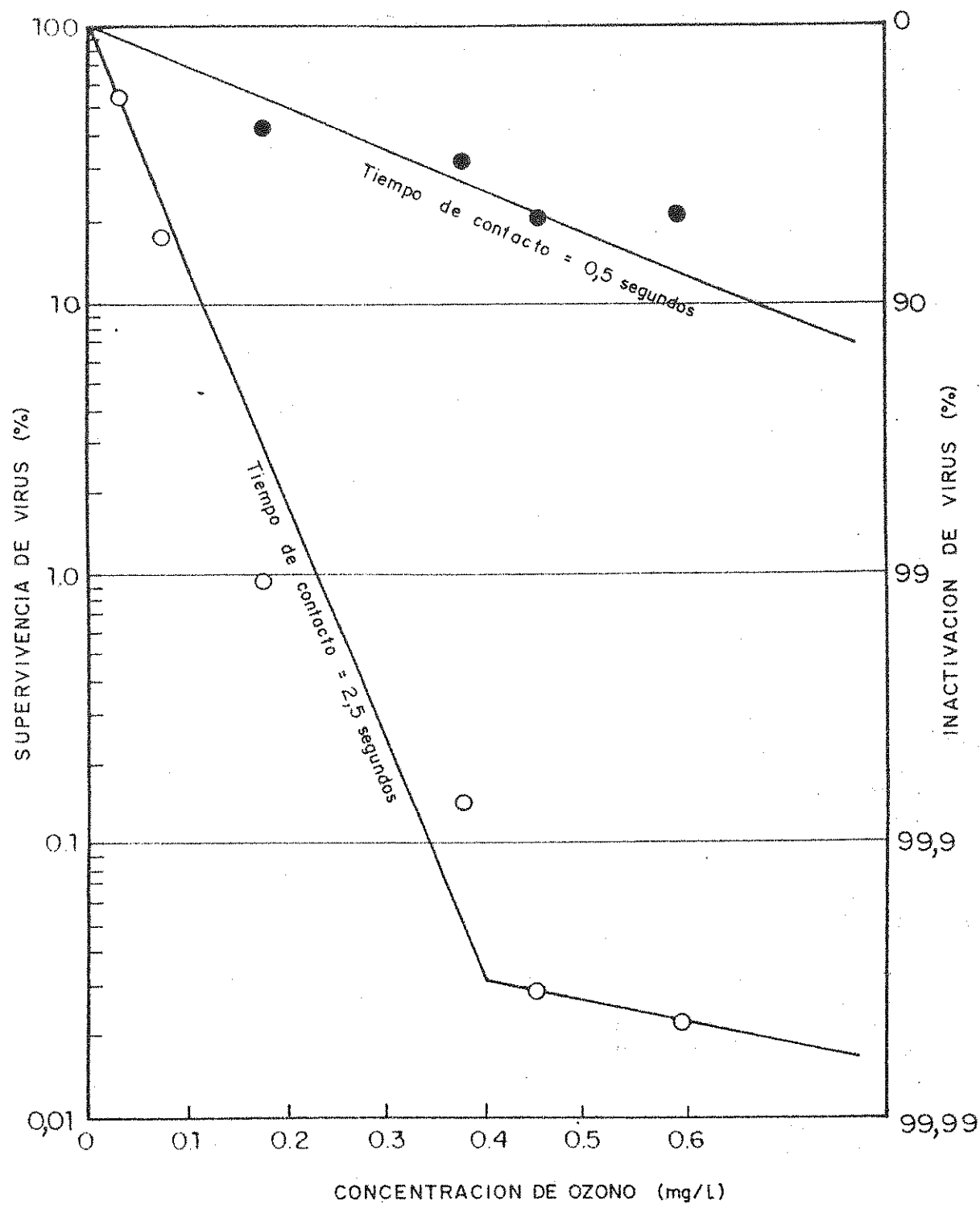


Figura 11.17.9



estos ensayos se utilizó una planta ozonizadora piloto instalada en la Planta de Tratamiento de Fort Southworth, en Louisville, Kentucky (U.S.A.) con un efluente de barros activados convencional. La cámara de contacto de cloro consistía en un tanque con tabiques, para lograr flujo pistón y placas porosas difusoras de ozono.

En la figura 11.17.10 se aprecia una comparación entre la acción bactericida y la viricida del ozono obtenida por K.E.LONGLEY y otros, observándose, como ya se señaló, que esta última acción es mucho más energética que la primera.

El gráfico de la figura 11.17.11 compara la acción viricida del cloro con la del ozono para F2 Bacteriófago, con 15 minutos de contacto, en base a resultados obtenidos por los mismos autores, que muestran una eficiencia mucho mayor del ozono en este campo.

#### **11.17.7.3.- Interferencias con la Acción Desinfectante del Ozono**

Dado el elevado potencial de oxidación del ozono y su alta reactividad, el mismo reacciona con todos los compuestos reductores y todo aquello que demande oxígeno, que se encuentre presente en el líquido cloacal. El ozono aplicado, entonces, se consume parte en la oxidación de los diversos compuestos del líquido cloacal y el resto queda disponible para desinfección.

Cuanto más sólidos suspendidos, nitritos y otros compuestos que demanden oxígeno, contenga el efluente a desinfectar, mayor será la demanda de ozono para oxidación de esos compuestos, lo que exigirá incrementar la dosis aplicada para asegurar que quede ozono disponible para la desinfección.

En este mecanismo de interferencia de la desinfección debido al consumo para oxidación, intervienen los siguientes aspectos:

**Demanda Química de Oxígeno (DQO):** Este parámetro del líquido cloacal a desinfectar indica la demanda química de oxígeno esperada, es decir, permite estimar la cantidad de ozono que se consumirá en la oxidación, sin producir acción desinfectante.

**Nitritos:** Dado que 1 mg de nitritos consume aproximadamente 2 mg de ozono, la concentración de estos compuestos en el líquido a desinfectar, afectará la demanda de ozono para oxidación. En un efluente nitrificado (que presenta muy baja concentración de nitritos) la demanda de ozono es mucho menor que en uno parcialmente nitrificado (donde los nitritos pueden ser elevados).

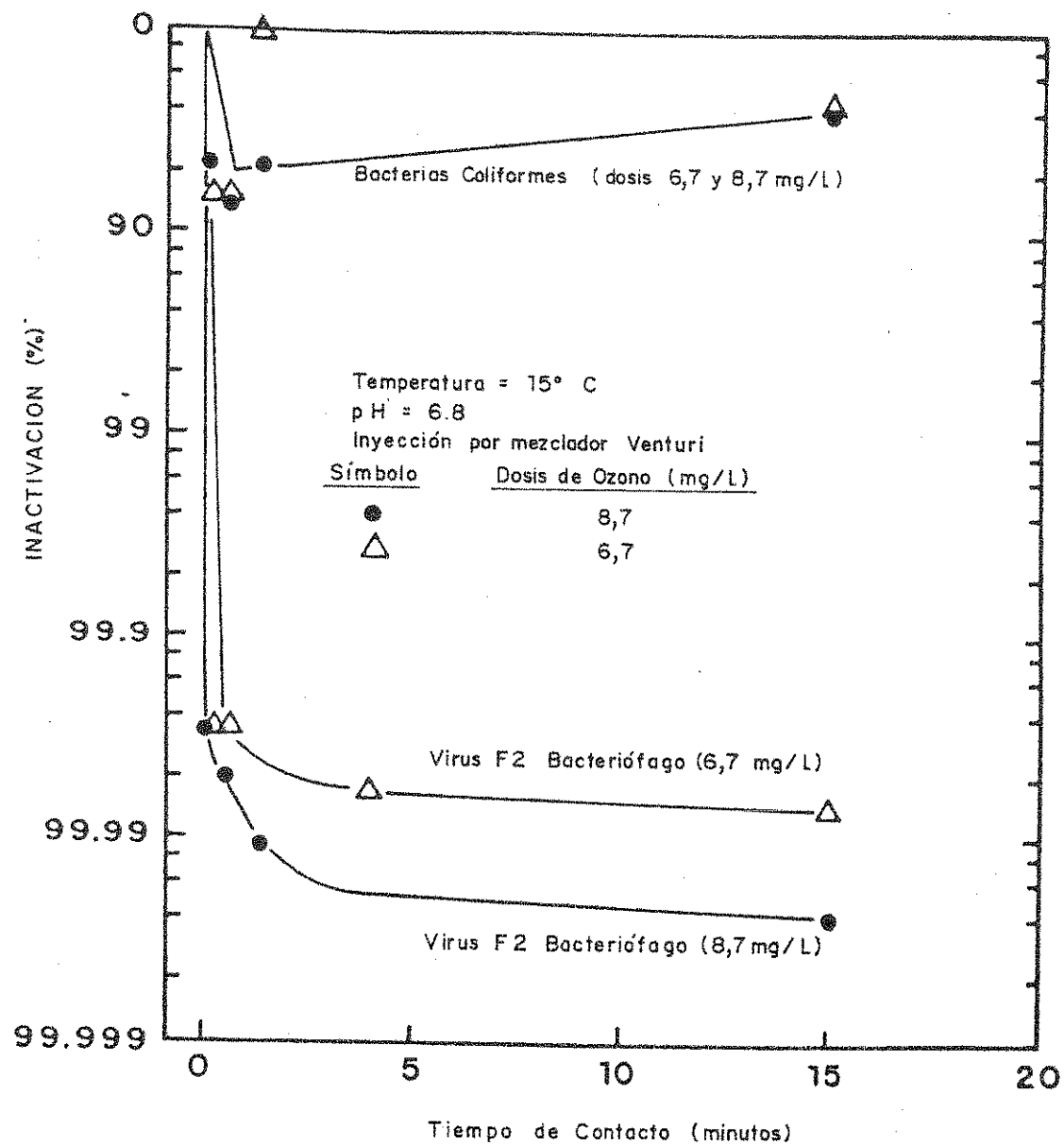


Figura 11.17.10

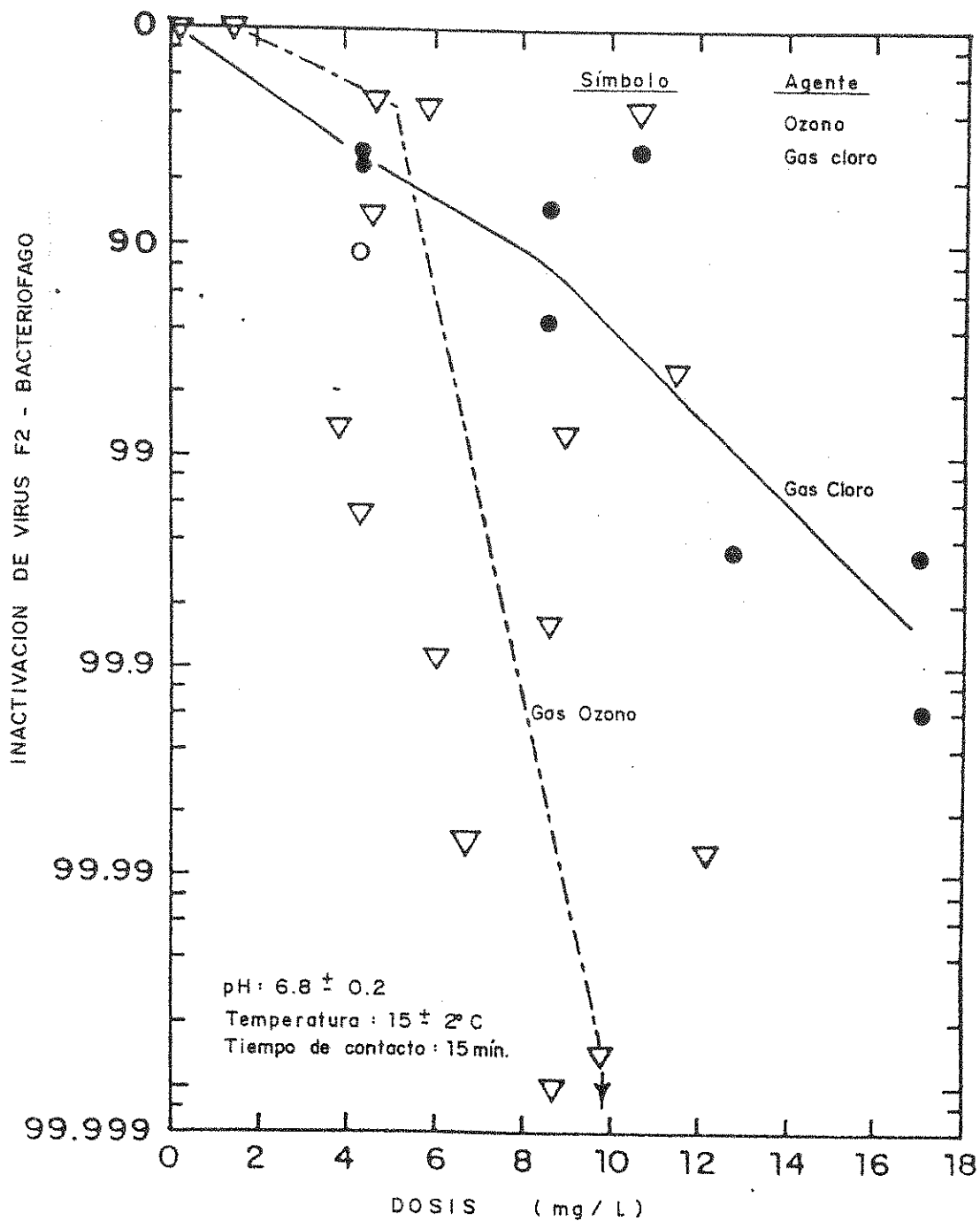


Figura 11.17.11

**Turbiedad y sólidos en suspensión:** Las partículas coloidales de turbiedad y las partículas en suspensión, en general, interfieren con el ozono, interceptando las moléculas de éste antes de que tomen contacto con los microorganismos. Los líquidos más turbios y/o con mayor cantidad de sólidos en suspensión requieren más ozono para un mismo grado de desinfección, que líquidos más limpios.

Dado el elevado consumo de energía que demanda la ozonización, la tendencia apunta a utilizarla sólo en efluentes tratados de buena calidad, con baja DQO, nitrificados, coagulados y filtrados para reducir la turbiedad. En esta forma se asegura que la mayor parte del ozono aplicado quede disponible para nitrificación.

#### 11.17.7.4.- Dosis de Ozono

La dosis de diseño para un sistema de ozonización debe determinarse, en general, en base a la experiencia con líquidos cloacales similares o a la que pueda suministrar el fabricante de los equipos.

Cuadro 11.17.7

Dosis de ozono según calidad del efluente y concentración esperada de coliformes fecales luego de la ozonización

Tratamiento	Dosis de ozono	Concentración de coliformes fecales luego de la ozonización
Secundario, con filtración, nitrificación parcial	4 a 8 mg/L 35 a 45 mg/L	200 NMP/100 ml 2,2 NMP/100 ml
Secundario, con filtración, nitrificación total	15 a 20 mg/L	2,2 NMP/100 ml
Terciario	2 mg/L	200 NMP/100 ml

En el cuadro 11.17.7 se observan dosis aplicadas típicas para distintas calidades de efluente y distintas concentraciones de coliformes fecales luego de la ozonización (fuente: WPCF, Manual of Practice FD-10, 1986). Los autores no brindan información sobre porcentajes de inactivación o valores de concentraciones de coliformes antes de la ozonización.

En la figura 11.17.12 se aprecia el gráfico obtenido en la planta de tratamiento cloacal Belmont, en la ciudad de Indianápolis (Indiana, U.S.A.) que muestra la reducción porcentual de coliformes fecales en función de la dosis de "ozono transferido" (obtenida como diferencia entre el volumen de ozono aplicado al líquido y el volumen que escapa, como gas venteado, de la cámara de contacto, en un mismo intervalo de tiempo). El gráfico fue trazado con los valores medidos entre abril y junio de 1989. La planta brinda tratamiento por barros activados con nitrificación, su capacidad es del orden de 500.000 m<sup>3</sup>/d y posee una capacidad de generación de ozono de aproximadamente 3 ton/d. El efluente del tratamiento secundario es filtrado en lechos de manto múltiple antes de la ozonización, obteniéndose un efluente con baja concentración de sólidos suspendidos y con una concentración bacteriana típica (coliforme fecal) del orden de 2.500 NMP/100 mL antes de la desinfección.

En estas condiciones, para obtener un efluente desinfectado con 200 NMP/100 mL de coliformes fecales, se requiere una reducción de:

$$R \% = 100 \left( 1 - \frac{200}{2.500} \right) = 92,0\% \sim 90\%$$

Se observa que esta reducción bacteriana se obtiene con una concentración de ozono transferido del orden de 1,5 mg/L, para el efluente nitrificado de esta planta (figura 11.17.2).

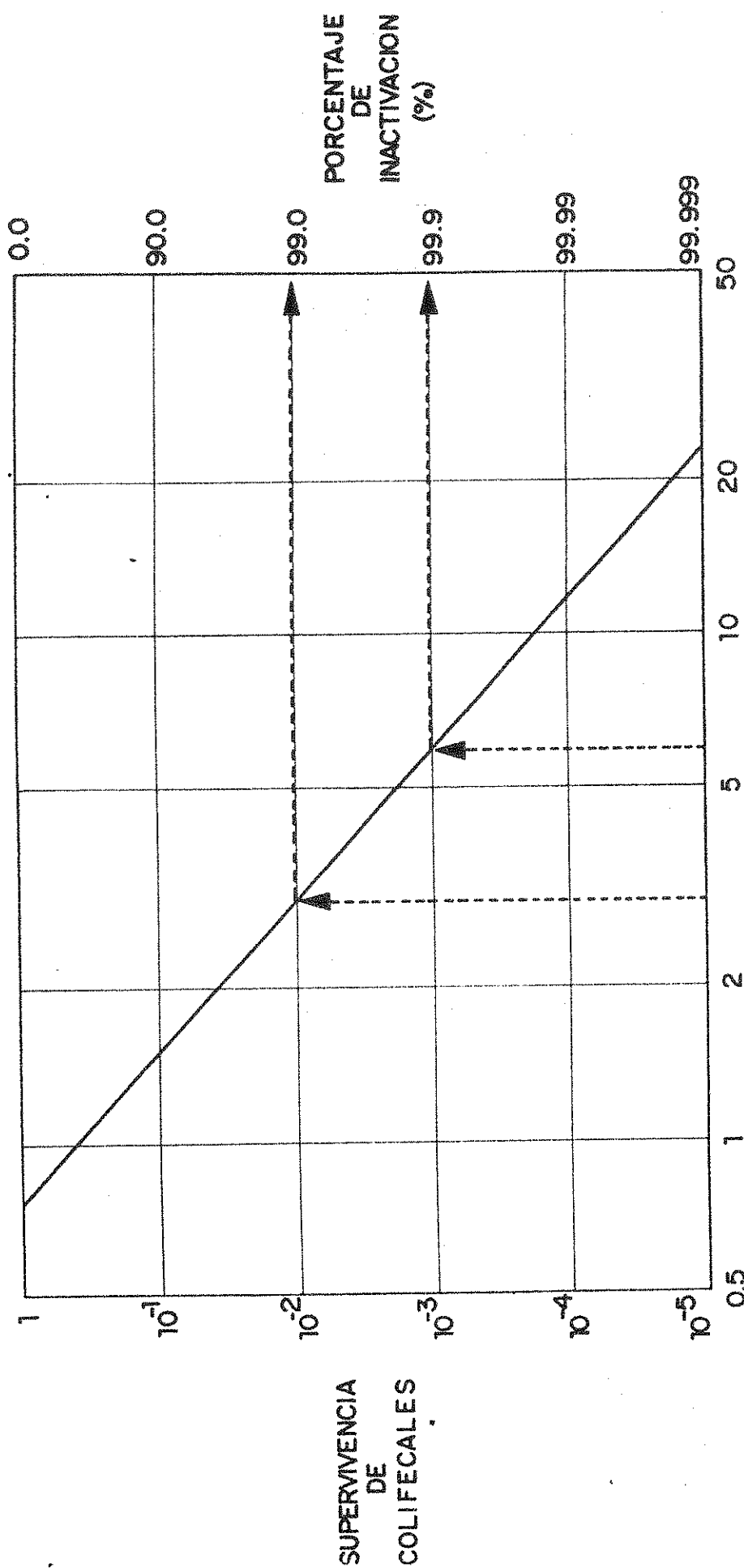
Tomando el ejemplo desarrollado en el cuadro 11.17.4 del punto 11.17.3 se observa que, si a las 450.000 NMP/100 mL bacterias del efluente de barros activados se le aplica el 90% de reducción por filtración, se obtendría una concentración de coliformes en la entrada de la desonización:

$$C_e = 450.000 * \left( 1 - \frac{90}{100} \right) = 45.000 \text{ NMP/100 mL}$$

Y para llegar a 200 NMP/100 mL de coliformes fecales en el efluente desinfectado, la reducción bacteriana sería:

$$R \% = 100 \left( 1 - \frac{200}{45.000} \right) = 99,6\%$$

Asumiendo una reducción o inactivación del 99,9% se observa que la dosis requerida, según la figura 11.17.12, sería del orden de 6 mg/L.



DOSIS DE OZONO TRANSFERIDO (mg/L)

Un gráfico de este tipo puede utilizarse para controlar la dosis de ozono aplicado, en función de los resultados de los análisis bacteriológicos del efluente antes de entrar a la cámara de contacto de ozono (valor de  $C_e$ ).

Evidentemente, el gráfico de la figura 11.17.12 sólo sirve para la planta de Indianápolis, dado que la relación entre dosis e inactivación depende del diseño de la cámara de contacto, de la DQO del líquido que ingresa a la misma, de los sólidos suspendidos, concentración de nitritos, etc., parámetros que varían con cada planta:

La dosis de diseño que debe adoptar el proyectista tiene en el caso del ozono una fuerte implicancia económica por el costo de los equipos y de la energía necesaria para su funcionamiento.

Por esa causa, la adopción de la dosis de diseño deberá efectuarse sobre la base de datos confiables, preferentemente de instalaciones en funcionamiento con efluentes de similares características o bien de ensayos a escala laboratorio o piloto con efluentes similares.

#### 11.17.7.5.- Efectos Tóxicos del Ozono

En forma similar a la mayor parte de los productos desinfectantes, el ozono presenta dos efectos tóxicos: el derivado de la inhalación del mismo y el impacto que produce en el ecosistema del cuerpo receptor.

Respecto de la inhalación, la máxima exposición recomendada no debe exceder de 0,10 ppm en aire durante 8 horas. Dosis mayores producen sequedad de garganta, dificultades respiratorias y cefaleas. Exposiciones prolongadas o altas dosis de corta duración, pueden producir edema pulmonar. La figura 11.17.13 indica los efectos esperados sobre seres humanos para distintas combinaciones de dosis de ozono y tiempos de exposición.

Afortunadamente, el fuerte olor del ozono permite detectar fácilmente concentraciones en aire muy inferiores al umbral de 0,10 ppm.

Respecto de la influencia del ozono residual sobre la vida acuática, en el cuadro 11.17.8 se aprecia que aún muy bajas concentraciones tienen efectos letales sobre la fauna.

La ventaja que presenta el ozono respecto del cloro, en este aspecto, radica en la más rápida descomposición que sufre el ozono residual. A las concentraciones usuales para desinfección de efluentes cloacales (menos de 10 mg/L) el ozono residual es de corta vida.

## Cuadro 11.17.8

Efectos del ozono residual sobre la vida acuática  
según diversos autores

Especies	Ozono residual (mg/L)	Efectos
Protozoos	Bajas concentraciones no cuantificadas	Muerte
Rotíferos	Bajas concentraciones no cuantificadas	Muerte
Ostras de criadero	0,18	Alteraciones genéticas, de desarrollo y de fertilidad.
Trucha arco iris	0,01 a 0,96	Muerte dentro de las 4 horas
Trucha de lago	0,18 a 0,28	Muerte dentro de los 45 minutos.
Trucha de lago	0,03 a 0,06	Muerte dentro de las 5 hs.
Carpa	0,22	Muerte dentro de las 72 hs.
Cangrejos	0,20	Muerte dentro de las 24 hs.

## 11.17.8.- Desinfección con Radiación Ultravioleta

## 11.17.8.1.- Aspectos Generales del Proceso

La desinfección por radiación ultravioleta (UV) ha demostrado ser más efectiva que la basada en productos químicos, tales como el cloro y el ozono, fundamentalmente por su acción sobre los virus.

Las ventajas de este método pueden resumirse en las siguientes:



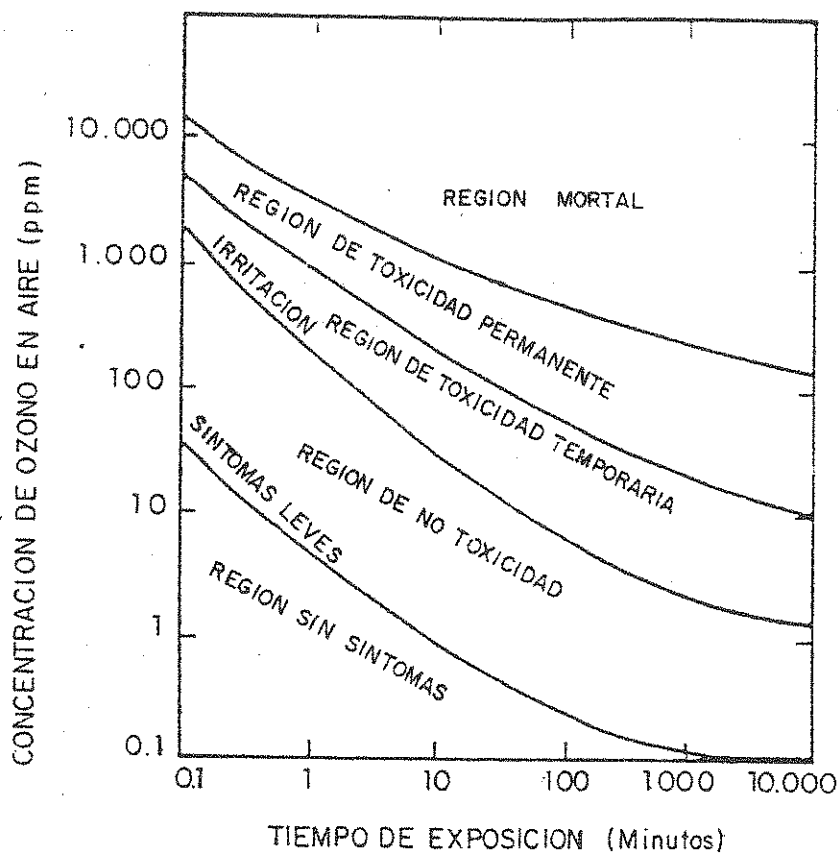


Figura 11.17.13

- No genera residuos tóxicos de ningún tipo.
- Es efectivo sobre bacterias y virus y en menor medida, sobre quistes de protozoos y huevos de helmintos.
- El equipo necesario requiere poco espacio y es relativamente barato.
- El consumo de energía no es excesivo.

Las desventajas que se asignan a la desinfección por radiación ultravioleta son las siguientes:

- a - No existe concentración residual que puede ser utilizada como parámetro de control.

- b - Gran parte de los microorganismos inactivados pueden reactivarse en presencia de luz solar (u otra fuente que emita con longitudes de onda entre 310 y 500 nm).

#### 11.17.8.2.- Acción Desinfectante de la Radiación Ultravioleta

El mecanismo de inactivación de microorganismos por radiación ultravioleta reside fundamentalmente en la capacidad de atacar sus ácidos nucleicos, alterándolos de modo tal que impidan su replicación o bien produciendo mutaciones en su descendencia, que terminen inactivando la acción patógena de la especie. Las longitudes de onda más efectivas se encuentran entre 250 y 265 nm.

En la figura 11.17.14 se aprecia el efecto germicida de la radiación UV en función de su longitud de onda, junto con la correspondiente a la típica lámpara de vapor de mercurio de baja presión (254 nm) utilizada como fuente de radiación.

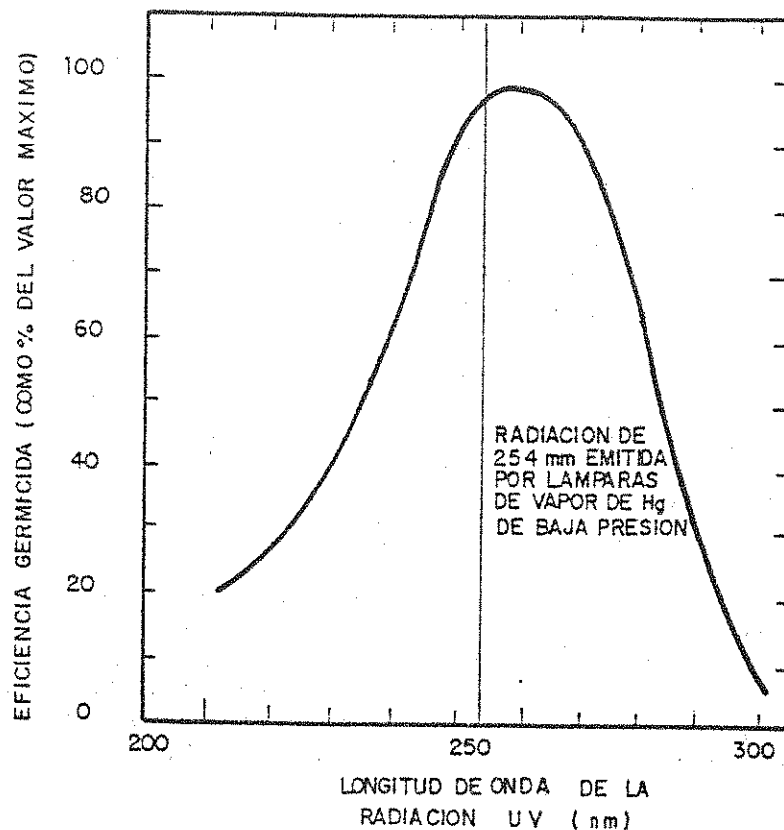


Figura 11.17.14

Dado que la UV es una radiación electromagnética de longitud de onda menor que la luz visible, posee un grado de penetración que puede lograr algunos efectos sobre huevos y quistes de microorganismos, si la intensidad es suficiente. Sobre estos últimos (huevos y quistes) no se cuenta aún con datos cuantificables aplicables al diseño, dado que en general, la desinfección por radiación UV se ha utilizado en países desarrollados, con escasa incidencia de parasitosis intestinales, donde las líneas de investigación se han orientado fundamentalmente hacia la inactivación de bacterias y virus.

#### 11.17.8.3.- Intensidad y Tiempo de Exposición

El parámetro equivalente a la "cantidad" de un producto químico desinfectante incorporado a un líquido cloacal es la intensidad de la radiación UV, mientras que el tiempo de exposición a la misma, equivale al "tiempo de contacto" de la desinfección química.

La fuente de radiación UV consiste habitualmente en un conjunto de lámparas tubulares de descarga gaseosa (similares a los tubos fluorescentes). En las lámparas UV que emiten en 254 nm, la descarga eléctrica o arco voltaico, se produce en el seno de vapor de mercurio a baja presión, ionizándolo y dando lugar a la emisión de energía de esa longitud de onda, característica del mercurio bajo esas condiciones.

La envoltura exterior de las lámparas es de cuarzo y suele encontrarse en contacto con el líquido cloacal en reactores cerrados o canales abiertos. Existen sistemas en los que las lámparas no están en contacto con el líquido sino que éste circula por tubos de materiales transparentes a la radiación UV (por ejemplo, teflon).

La intensidad de la radiación se expresa como la potencia radiada por el conjunto de lámparas (microwatts) por unidad de superficie radiante ( $\text{cm}^2$ ). Respecto de la potencia radiada, debe aclararse que se trata de la potencia neta medida como radiación UV y no la potencia eléctrica que consume la lámpara, que es mucho mayor.

La intensidad de radiación ( $\mu\text{W}/\text{cm}^2$ ) resulta un dato útil para el diseñador del equipo comercial de desinfección UV, pero el dato que habitualmente maneja el sanitarista es la "densidad de potencia", definida como la potencia neta de radiación UV disponible, dividida por el volumen de líquido dentro del reactor o de la zona de exposición:

$$\text{DUV} = \frac{\text{Potencia radiación UV}}{\text{Volumen líquido}} \quad (\text{W/L})$$

Los valores habituales de densidad de potencia para desinfección de efluentes cloacales se encuentran comprendidos entre 2,0 y 20,0 W/L, según las características del líquido a desinfectar.

El porcentaje de inactivación de bacterias indicadoras, la intensidad y el tiempo de exposición, están vinculados por la siguiente expresión:

$$\frac{N}{N_0} = e^{-k \cdot I \cdot t}$$

Donde:

$N_0$  = concentración inicial de bacterias (NMP/100 mL)

$N$  = concentración de bacterias luego de la exposición a UV (NMP/100 mL)

$k$  = constante de inactivación bacteriana ( $\text{cm}^2/\mu\text{W}/\text{cm}^2$ )

$I$  = intensidad de radiación UV ( $\mu\text{W} \cdot \text{s}$ )

$t$  = tiempo de exposición (s)

El producto de la intensidad por el tiempo de exposición equivale a la energía de radiación por unidad de superficie y suele denominarse "dosis de radiación UV":

$$d = I \cdot t \quad (\mu\text{W}/\text{cm}^2) \cdot (\text{s}) = (\mu\text{W} \cdot \text{s}/\text{cm}^2)$$

La constante  $k$  de inactivación bacteriana se obtiene empíricamente, midiendo concentraciones de bacterias antes y después de la exposición por un tiempo " $t$ " a una intensidad " $I$ " de radiación, ya que es la pendiente de la recta que resulta de la siguiente expresión, representada en un gráfico semilogarítmico, para distintos valores de " $I$ " y " $t$ ":

$$\ln \frac{N}{N_0} = -k \cdot I \cdot t = -k \cdot d$$

En cuanto al tiempo de exposición " $t$ ", el mismo debe extraerse de la función de distribución del tiempo de residencia hidráulico del reactor cerrado o de la cámara abierta donde se exponga el líquido cloacal a la radiación UV.

Otro aspecto que se toma en cuenta en el diseño hidráulico de las unidades UV es el de asegurar un régimen de escurrimiento turbulento entre las lámparas tubulares, con  $Re \geq 6000$  para  $Q_{CO}$ , con el objeto de que prácticamente todo los microorganismos pasen desde las posiciones más alejadas hasta las más cercanas a las lámparas, es decir, reciban prácticamente todos los niveles de radiación posibles para la geometría del conjunto. En esa forma, estadísticamente es válido considerar la dosis recibida como producto de la radiación promedio del conjunto de lámparas por el tiempo de exposición definido en el párrafo anterior, situación que simplifica el diseño del equipo.

#### 11.17.8.4.- Interferencias con la Acción Desinfectante de la Radiación UV

Las interferencias que afectan la eficiencia de un sistema de desinfección UV son las siguientes:

- a - Elevada concentración inicial de microorganismos que favorece la formación de aglomerados.
- b - Oclusión de microorganismos dentro de masas floculentas o de sólidos en suspensión.
- c - Absorción de energía UV por parte de los compuestos químicos presentes en el efluente a desinfectar.
- d - Fotorreactivación de los microorganismos inactivados.

La presencia de altas concentraciones de microorganismos mencionados, en a), favorece la formación de aglomerados que dificultan la penetración de la radiación UV y reducen la eficiencia de la desinfección. Esta característica reduce la aplicabilidad de este sistema para líquidos crudos o para efluentes primarios.

El mismo mecanismo de "blindaje" que en el caso anterior, protege a los microorganismos ocluidos en partículas sólidas en suspensión mencionados en b). La concentración X de sólidos suspendidos es el mejor parámetro de evaluación de esta interferencia. Efluentes con bajos valores de X requerirán dosis menores de radiación para iguales porcentajes de inactivación. En general, para desinfección UV se recomiendan valores de X entre 10 y 15 mg/L y turbiedades no superiores a 10 UNT.

El punto c) se refiere a la absorción de energía a nivel atómico por parte de las sustancias en solución en el líquido cloacal, ya sean de origen orgánico o inorgánico. Esta absorción incrementa la "demanda" de radiación UV, ya que la energía absorbida por esta vía se resta de la disponible para la inactivación de microorganismos. El parámetro indicador del grado de esta interferencia es la DQO del efluente a desinfectar.

La absorción de radiación UV por un líquido cloacal se mide por la transmitancia porcentual o su complemento, la absorbancia porcentual:

$$A(\%) = 100 - T(\%) = 100 (1 - 10^{-a})$$

$$T(\%) = 100 - A(\%) = 100 \cdot 10^{-a}$$

Siendo:

$T(\%)$  = transmitancia porcentual del efluente a la radiación UV

$A(\%)$  = absorbancia porcentual del efluente a la radiación UV.

$a$  = coeficiente de absorbancia ( $\text{cm}^{-1}$ )

Valores típicos del coeficiente de absorbancia se aprecian en el cuadro 11.17.9 para diferentes grados de tratamiento. La dosis UV necesaria para una dada inactivación de microorganismos en agua pura " $d_a$ " deberá incrementarse para obtener la dosis " $d$ " a aplicar a un efluente, en la relación"

$$d = d_a \frac{100}{100 - A(\%)} = \frac{d_a}{10^{-a}} = d_a \cdot 10^{-a} \quad (\mu\text{W} \cdot \text{s} / \text{cm}^2)$$

Cuadro 11.17.9  
Valores del coeficiente de absorbancia UV

Grado de tratamiento	$a$ ( $\text{cm}^{-1}$ )
Primario	0,50 a 0,80
Secundario	0,30 a 0,50
Secundario nitrificado	0,25 a 0,40
Terciario	0,20 a 0,35

Finalmente, el fenómeno de fotorreactivación mencionado en d) consiste en la propiedad de gran parte de las bacterias inactivadas con radiación UV, para recuperar su capacidad de reproducción e infección cuando son expuestas a radiaciones luminosas de longitud de onda comprendida entre 300 y 500 nm (la luz solar contiene estas longitudes de onda).

Este fenómeno se presenta exclusivamente en bacterias inactivadas con radiación UV y su mecanismo no ha sido aún totalmente comprendido.

No todas las bacterias experimentan fotorreactivación (por ejemplo, las *Streptococcus* no se fotorreactivan). En cuanto a los virus, sólo se fotorreactivan cuando lo hace la célula que los hospeda.

La fotorreactivación es más energética durante el verano, cuando es mayor la temperatura del líquido y es mayor la intensidad de la radiación solar. Existe también un proceso muy lento de reactivación de bacterias aún en la oscuridad, de mucho menor incidencia que el de fotorreactivación, pero que debe ser tomado en cuenta para la determinación de la dosis de diseño.

El criterio que suelen adoptar los fabricantes de equipos, para compensar el efecto de fotorreactivación, consiste en incrementar la dosis de radiación UV para lograr un mayor porcentaje de inactivación que el necesario, dejando así un margen de seguridad para que los microorganismos que se agreguen por reactivación, no incrementen la concentración (NMP/100 ml) por arriba del límite admisible por el cuerpo receptor. Este margen suele ser de una unidad logarítmica, lo que equivale a decir que, si se requiere una inactivación de  $1:10^3$  (equivalente a la inactivación del 99,9% de los microorganismos presentes), debería aplicarse la dosis UV necesaria para una inactivación de  $1:10^4$  (equivalente a un porcentaje de inactivación del 99,99%).

Este criterio, aplicado al ejemplo dado en 11.17.7.4 para el ozono, con un efluente con 45.000 NMP/100 mL de colifecales, que se deseaba llevar a 200 NMP/100 mL luego de la desinfección, requeriría, sin tomar en cuenta la fotorreactivación, una cierta dosis UV para un porcentaje de inactivación R %, definido por:

$$R \% = 100 (1 - R)$$

$$R \% = 100 \left( 1 - \frac{200}{45.000} \right) = 100 \left( 1 - \frac{1}{2,25 * 10^2} \right) = 99,6\%$$

Se observa que la relación de inactivación requerida sin considerar la fotorreactivación, es de:

$$R = \frac{1}{2,25 * 10^2} = 1: 2,25 * 10^2 = 2,25 * 10^{-2}$$

Si se incrementa la inactivación en una unidad logarítmica, la nueva relación, requerida sería:

$$R' = 2,25 * 10^{-3} = \frac{1}{2,25 * 10^3}$$

Con lo que el porcentaje de inactivación requerido, tomando en cuenta la fotorreactivación, sería:

$$R' \% = 100(1 - R') = 100(1 - \frac{1}{2,25 * 10^3}) = 99,77\%$$

Y la concentración de colifecales  $Cs'$  en la salida de la desinfección sería:

$$Cs' = R' * Ce = (2,25 * 10^{-3}) * 45.000 \text{ NMP/100mL}$$

$$Cs' = 101,15 \text{ NMP/100 mL}$$

Con lo que queda un margen de seguridad hasta alcanzar la concentración límite  $CL = 200 \text{ NMP/100 mL}$ :

$$CL - C's = 200 - 101,25 \approx 99 \text{ NMP/100 mL}$$

Esto significa que, para cubrirse de los efectos de la fotorreactivación, será necesario aumentar la relación de inactivación en una unidad logarítmica ( $2,25 * 10^{-3}$  en lugar de  $2,25 * 10^{-2}$ ) con lo que se obtendrá un margen de seguridad de 99 NMP/100 mL respecto de la concentración máxima admisible de coliformes en el efluente desinfectado (es decir, puede incrementarse por fotorreactivación de coliformes, luego de pasar por la unidad UV, hasta 99 NMP/100 mL adicionales, sin que se pase el límite de calidad del efluente).

#### 11.17.9.- Conclusiones sobre Técnicas de Desinfección

De lo expresado en el presente capítulo, pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- a - A pesar de los inconvenientes expuestos, la cloración por medio de gas cloro o hipoclorito continúa siendo el método más utilizado de desinfección. Contribuyen a ello la existencia de gran variedad de equipos comerciales, la disponibilidad en el mercado de los productos químicos necesarios y la experiencia en el diseño y operación de estos sistemas. Análisis efectuados por la WPCF (U.S.A.) indican que, en base a estas ventajas para proyectistas y operadores, es de esperar una expansión sostenida del uso del cloro



como desinfectante en el futuro, acompañada, por lo menos en países desarrollados, por una expansión similar del uso de técnicas de decoloración.

- b - La desinfección de efluentes por cloruro de bromo y por dióxido de cloro, no cuenta aún en el país con equipamiento de fabricación local ni con abastecimiento asegurado de los productos químicos necesarios. Las ventajas relativas a menor toxicidad para el biosistema acuático y para la salud humana, son sin duda un fuerte estímulo para el desarrollo local y la aplicación de estas tecnologías, que deberán competir con las de cloración-decloración, en el futuro.
- c - La desinfección por ozono tropieza aún con el elevado costo de inversión de los equipos de generación y difusión y con el alto costo de operación derivado del consumo de energía eléctrica (por lo menos en nuestro país). A estos inconvenientes se agregan las dificultades para establecer la dosis de diseño.
- d - La desinfección por radiación ultravioleta pareciera ser un método promisorio para el ámbito local debido a la factibilidad de la producción de equipos, al costo relativamente reducido de los mismos y al costo de operación no excesivamente elevado. Aún tropieza con problemas tecnológicos para el control de la dosis y para la detección del decaimiento de la intensidad de radiación de los tubos por envejecimiento.

#### 11.17.10.- Desinfección de Efluentes de Lagunas de Estabilización

El efluente de lagunas de estabilización presenta serios problemas para su desinfección, debidos fundamentalmente a la elevada concentración de algas que presentan.

Esta característica del efluente de lagunas, determina los siguientes inconvenientes:

- La desinfección con cloro y sus derivados produce altas concentraciones de Trihalometanos.
- La desinfección con radiaciones UV se torna ineficiente por el efecto de "blindaje" que producen las algas, favoreciendo la protección de los microorganismos.
- La incorporación de altas dosis de oxidantes energéticos, como el ozono, cloro, dióxido de cloro y cloruro de bromo, determina una elevada mortandad

de algas, que se transforman así en materia orgánica putrescible, incrementando la demanda de oxígeno del efluente desinfectado. Es posible lograr la destrucción selectiva de bacterias sin afectar excesivamente a las algas, pero esto exige instalaciones de control, calidad de operación y un adecuado mantenimiento para asegurar permanentemente las dosis correctas, que hacen inaplicable el método, salvo en países desarrollados.

Por tal razón no suelen utilizarse los métodos de desinfección tratados en este capítulo para los efluentes de lagunas de estabilización, recurriéndose en estos casos a lagunas de pulido final o de maduración, mediante las cuales se asegura el decaimiento bacteriano necesario y la decantación de quistes de protozoos y huevos de helmintos.

## 11.18.- TRANSFERENCIA DE OXIGENO

### 11.18.1.- Introducción

El objeto es presentar los mecanismos básicos de transferencia de oxígeno y los factores que intervienen en cada sistema principal de aeración, de modo de permitir una evaluación correcta de sus características. Se hace énfasis en los sistemas de aeración mecánica superficial y dentro de ellos en los sistemas usados específicamente en zanjás de oxidación.

Se destaca la importancia de la geometría del sistema de aeración y los factores a considerar en la interpretación de pruebas en condiciones normalizadas y su paso a condiciones reales de trabajo.

### 11.18.2.- Mecanismo de Transferencia de Oxígeno

El proceso de transferencia de oxígeno puede considerarse que ocurre en tres fases. Inicialmente, son transferidas moléculas de oxígeno a la superficie líquida alcanzando un estado de equilibrio en la interfase; esta fase es muy rápida. Durante la segunda fase, las moléculas de oxígeno deben pasar a través de esta película, por difusión molecular. En la tercera fase, el oxígeno es mezclado con el agua, por difusión y convección.

Con bajos niveles de agitación, la tasa de absorción de oxígeno es controlada por la tasa de difusión molecular a través de la película, en reposo (fase 2).

Al incrementarse la turbulencia, la superficie del líquido se rompe y el principal mecanismo de transferencia de oxígeno, pasa a ser, la renovación de la película líquida.

Esta renovación de la interfase significa el reemplazo del líquido con una concentración  $C_1$  por líquido saturado de la interfase ( $C_s$ ).

La tasa de transferencia de oxígeno ( $\text{Kg O}_2/\text{hora}$ ) es proporcional al área de contacto líquido-gas o interfase y al déficit de oxígeno en el agua, como indica la ecuación:

$$N = K_1 * A * (C_s - C_1)$$

En que:

$N$  = masa de oxígeno transferido por unidad de tiempo

$K_1$  = coeficiente de difusión

$A$  = área interfacial

$C_s$  = concentración de saturación del gas en el líquido

$C_1$  = concentración de oxígeno en el líquido

Esta ecuación es válida en estado de equilibrio continuo caracterizado por el mantenimiento de concentraciones y condiciones ambientales de presión y temperatura constantes en el tiempo, situación que en la práctica es muy difícil encontrar.

En estado de equilibrio discontinuo, la concentración de oxígeno disuelto en un punto cualquiera, varía continuamente con el tiempo; esta variación puede deberse a múltiples causas tales como, variación de condiciones ambientales, flujo de oxígeno, etc.

La ecuación puede ser replanteada en términos de masa transferida por unidad de volumen, en la siguiente forma:

$$n = \frac{N}{V} = \frac{K_1 * A * (C_s - C_1)}{V} = K_1 a * (C_s - C_1)$$

$$n = K_1 a * (C_s - C_1)$$

En que:

$n$  = masa de oxígeno transferido ( $\text{Kg O}_2/\text{m}^3 * \text{hora}$ )

$K_1 a$  = coeficiente global de transferencia de oxígeno ( $\text{hora}^{-1}$ ) que incluye el efecto conjunto de cambios en el coeficiente  $K_1$  y en el área interfacial,  $A$ .

En la mayoría de las aplicaciones no es posible medir el área interfacial, por lo que el coeficiente  $K_1 a$  es empleado para caracterizar el comportamiento del sistema de aeración.

En estado de equilibrio discontinuo, para el caso en que las variaciones en la concentración de oxígeno en el agua sólo dependen de este mecanismo:

$$\frac{dc}{dt} = K_1 a * (C_s - C)$$

#### 11.18.2.1.- Factores que Afectan a $K_1$ y $K_{1a}$

Hay varios factores que influyen a  $K_1$  y  $K_{1a}$ .

Los factores más significativos son la temperatura y la presencia de agentes activos superficiales.

##### A) Efecto de la Temperatura

El efecto de la temperatura puede expresarse a través de la relación de Arrhenius.

$$K_T = K_{T_0} * \theta^{T-T_0}$$

Que expresa la relación de coeficientes globales de transferencia de oxígeno ( $K_T$  y  $K_{T_0}$ ) a diferentes temperaturas ( $T_0$  y  $T$ ).

Las determinaciones normalizadas adoptan para  $T_0$  una temperatura de 20°C, en EE.UU. y 10°C, en algunos lugares de Europa.

El coeficiente  $\theta$  (adimensional), ha presentado valores comprendidos entre 1.016 y 1.037.

Para aeración mecánica,  $\theta$  puede tomarse como 1.024-1.028, en sistemas de aeración por aire comprimido, hay un efecto adicional de la temperatura sobre el tamaño de la burbuja y su velocidad, lo que afecta A/V. Para este caso, se adopta un valor de  $\theta$  evaluado de varios estudios de 1.02.

##### B) Efecto de las Características del Agua Residual

Los agentes activos superficiales influyen al modificar  $K_{1a}$ . Estos compuestos químicos se concentran en la interfase, de modo que su concentración resulta más alta que en el líquido. Como resultado se forma una película del compuesto absorbido en la interfase, la que actúa como barrera a la difusión molecular ( $K_1$ ).

Bajo condiciones de equilibrio  $K_1$  decrece al aumentar la concentración del agente superficial en el agua hasta un valor crítico, después del cual se mantiene constante.

El efecto de las características del agua residual, se expresa a través de los coeficientes  $\alpha$  y  $\alpha'$ , a saber:

$$\alpha = \frac{K_{1a} \text{ del residuo}}{K_{1a} \text{ de agua (potable)}}$$

$$\alpha' = \frac{K_1 \text{ del residuo}}{K_1 \text{ de agua (potable)}}$$

Por supuesto que  $K_1$  y  $K_{1a}$ , corresponden al mismo estanque de aeración y grado de agitación.

### C) Efecto de la Intensidad de Mezcla

Puesto que  $K_{1a}$ , incluye el valor del área interfacial, el grado de turbulencia representado por la potencia específica, por ejemplo, influye directamente sobre su valor. Además, la turbulencia afecta significativamente a  $\alpha$  y  $\alpha'$ , dependiendo de su intensidad.

Según varias investigaciones se presentan tres rangos diferentes: -

- Bajo condiciones laminares (superficie quieta), prácticamente no hay efecto en  $\alpha$  o  $\alpha'$  mientras la resistencia al transporte de oxígeno en el seno de la solución exceda la resistencia interfacial combinada, condición que rara vez, se encuentra en la práctica
- Bajo condiciones de turbulencia moderada, se produce un valor mínimo de  $K_1$  o  $\alpha'$  para una determinada concentración del agente químico, después del cual el valor de  $\alpha'$  aumenta, mientras el fenómeno sea controlado por la resistencia interfacial.
- A alto grado de turbulencia,  $\alpha'$  se aproxima a la unidad, predominando netamente el efecto de renovación de la superficie.

El valor de  $\alpha$ , excede frecuentemente de 1.

A bajos niveles de turbulencia  $r$  ( $m^3/m^2 \cdot h$ ), la transferencia de oxígeno es controlada solamente por difusión molecular. A altos niveles de turbulencia  $r$ , la transferencia de oxígeno es controlada por ese factor de turbulencia.

El efecto de agentes superficiales sobre el valor de  $\alpha$  o  $\alpha'$  es diferente, dependiendo también del sistema de aeración empleado. Para unidades de aeración superficial operando a altas intensidades de mezcla, podría no haber depresión en  $\alpha'$  debido a la alta velocidad de renovación generada.

En sistemas de aeración difusa,  $\alpha'$  decrece al aumentar la concentración, permaneciendo constante más allá de la concentración crítica.

Algunos tipos de agentes pueden no tener efecto en  $\alpha'$  en un sistema de aeración difusa.

Cabe señalar que durante el proceso de biooxidación se puede esperar un decremento y/o recuperación de  $\alpha$  debido a que las sustancias que interfieren con el mecanismo de transferencia de oxígeno son removidas por el proceso biológico.

### 11.18.3.- Determinación de $K_{1a}$

La tasa de transferencia de oxígeno (Kg/hora) o el rendimiento de un aerador (Kg/Kwh), puede calcularse entonces a partir de la expresión:

$$N = K_{1a} * (C_s - C) * V, \text{ en unidades coherentes}$$

Esta ecuación proporciona diversos métodos para determinación de  $K_{1a}$ , dependiendo de las condiciones en que se realicen las pruebas de aeración; estas pruebas pueden ser realizadas en agua pura o en aguas residuales y en estado de equilibrio continuo o discontinuo.

#### A) Aeración en Agua Pura y Estado de Equilibrio Discontinuo

El método consiste en desoxigenar agua pura en un tanque de aeración y plotear las variaciones de concentración del oxígeno, una vez que se pone en marcha el aerador. En tal caso, en donde la variación en  $C$  sólo se debe al sistema de aeración, puede escribirse:

$$\frac{dc}{dt} = K_{1a} * (C_s - C)$$

La solución integrada de esta expresión es:

$$\log (C_s - C) = K_{1a} * t + A$$

Donde:

$A$  = constante de integración

$K_{1a}$  = representa la pendiente de la recta generada por  $\log (C_s - C)$  versus  $t$ .

#### B) Aeración de Pura Agua en Estado de Equilibrio Continuo

Esta prueba consiste en agregar agua desoxigenada o con bajo contenido de oxígeno; mientras se realiza la prueba de aeración.

Un balance de oxígeno en el sistema indicaría:

$$V * \frac{dc}{dt} = K_1 a * (C_s - C_1) * V - Q * (C_i - C_e)$$

En estado de equilibrio continuo ( $dc/dt = 0$ ), se tiene:

$$K_1 a = \frac{Q * (C_1 - C_i)}{(C_s - C_1) * V}$$

Este tipo de prueba está limitado a escala reducida.

### C) Aeración de Lodos Activados en Estado de Equilibrio Continuo y Discontinuo

En este caso, debe incluirse el efecto de utilización biológica de oxígeno ( $r$ ) en el licor mezclado, de modo que el balance de oxígeno se expresa como:

$$\frac{dc}{dt} = K_1 a * (C_s - C_1) - r, \text{ siendo:}$$

$r$  = utilización biológica del oxígeno [(mg/L)/h].

Bajo condiciones de equilibrio continuo ( $dc/dt = 0$ ), es:

$$K_1 a = \frac{r}{C_s - C_1}$$

Para la determinación de  $r$ , se para el aerador y se deprime el nivel de oxígeno por acción de la respiración microbiana. Luego se accionan los aeradores y se miden las concentraciones hasta alcanzar estado de equilibrio.

En condiciones de equilibrio discontinuo, el balance de oxígeno indicaría:

$$\frac{dc}{dt} = (K_1 a * C_s - r) - K_1 a * C_1$$

$K_1 a$  = pendiente de la recta  $dc/dt$  versus  $C$ .



#### 11.18.4.- Correcciones en la Determinación de Parámetros de Transferencia de Oxígeno

Dado que las pruebas para la determinación de  $K_1a$  y  $N$  pueden ejecutarse tanto en agua pura como en lodos activados y en diversas condiciones ambientales de presión y temperatura, se han definido condiciones normalizadas para expresar estos valores, con lo cual se facilita la comparación de diferentes sistemas de aeración.

Estas condiciones estándar son las siguientes:

- a) Agua Pura
- b) Oxígeno disuelto nulo
- c) Una temperatura específica, usualmente 20°C (EE.UU.) o 10°C (Europa)
- d) Una presión atmosférica de 760 mm de mercurio

Al mismo tiempo, el valor de la concentración de saturación de oxígeno en el residuo, puede diferir de su similar en agua pura. En el caso de aguas servidas domésticas, el valor de saturación generalmente no difiere mucho del valor en agua limpia y rara vez es menor al 90-95% de este último.

La razón entre el valor de saturación del residuo y el de agua limpia es generalmente conocido como factor  $\beta$ .

De esta manera, para la transferencia de oxígeno en un residuo, la ecuación anterior debe modificarse a:

$$N = \alpha * K_1a * (\beta * C_s - C) * V$$

$K_1a$  = coeficiente de transferencia en agua limpia

$C_s$  = concentración de saturación en agua limpia

Ambos factores medidos en condiciones de campo.

##### 11.18.4.1.- Reducción a Condiciones Estándar

Aplicando la ecuación anterior las condiciones estándar definidas, se tiene:

$$N = \alpha * K_1a * (\beta * C_s - C) * V$$

Donde:

$$\alpha = 1 \text{ (agua pura)}$$

$$K_{1a} = K_{20}$$

$$\beta = 1 \text{ (agua pura)}$$

$$C = 0$$

$$C_s = C_{20} = 9,02 \text{ mg/L}$$

$$N_0 = K_{20} * (C_s)_{20} * V$$

La relación entre la tasa de transferencia real y el valor nominal será:

$$\frac{N}{N_0} = \alpha * \frac{K_{1a}}{K_{20}} * \frac{\beta C_s - C}{(C_s)_{20}}$$

$$\frac{K_{1a}}{K_{20}} = \theta^{T-20}$$

$$N = N_{20} * \alpha * \theta^{T-20} * (\beta C_{sc} - C) / 9,02$$

$$N_{ct} = N_{20} * F$$

$$F = \alpha * \theta^{T-20} * (\beta C_{sc} - C_1) / 9,02$$

El valor de  $\theta$  en la ecuación ha sido determinado por varios investigadores y se ha generalizado en la práctica usar:

$$\theta = 1,02 \text{ para aire comprimido}$$

$$\theta = 1.024 \text{ para aeración mecánica}$$

Para condiciones normalizadas europeas (Alemania y Holanda) se relaciona:

$$N_{10} = N_{20} * \frac{K_{10}}{K_{20}} * \frac{D_{10}}{D_{20}} = N_{20} * 1,024^{-10} * \frac{11,27}{9,02}$$

$$N_{10} = 0,986 * N_{20}$$

:

En la ecuación la concentración de saturación en condiciones de campo ( $C_{sc}$ ), se relaciona con la concentración de saturación a nivel del mar, 760 mm Hg, a través de la expresión.

$$C_{sc} = C_s * \frac{P' - P}{760 - P} =$$

= concentración en saturación en condiciones de campo

Donde:

$C_s$  = concentración de saturación a nivel del mar

$P'$  = presión atmosférica del lugar (mm Hg)

$P$  = presión a saturación del vapor de agua a la temperatura  $T$  (mm Hg)

Tanto  $C_s$  como  $P$ , dependen de la temperatura del agua.

Para  $C_s$ , se aceptan valores tabulados en "Standard Methods", aún cuando también existe una muy buena correlación, desarrollada por el "Comité de Investigaciones en Ingeniería Sanitaria" de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (4), a saber:

$$C_s = 14,652 - 0,41022 * T + 0,0079910 * T^2 - 0,000077774 * T^3$$

Los valores de  $p$ , son también función de la temperatura. Se ha desarrollado para  $p$ , una correlación de gran precisión hasta los 40°, a saber:

$p = e^K$  = presión de vapor de agua a la temperatura  $T$  (mm Hg), siendo:

$$K = 1,52673 + 0,007174 T - 0,000246 T^2$$

$T$  = temperatura de la superficie del agua (°C)

El valor de la presión atmosférica depende de la altura del lugar sobre el nivel del mar y puede calcularse con la fórmula de Halley.

$p' = 760 * e^{(-Z/8005)}$  = presión atmosférica, para:

$Z$  = elevación del lugar (m sobre el nivel del mar)

El valor de la concentración de saturación en condiciones de campo, ( $C_{sc}$ ) se tabuló, usando las correlaciones expuestas; estos valores se indican en el cuadro 11.18.4 y gráfico de la figura 11.18.8, agregados al final de este capítulo.

Para aguas servidas domésticas pueden asumirse los valores básicos que se indican, en función de la altitud del lugar y la temperatura del agua:

$$\alpha = 1,0$$

$$\theta = 1,024$$

$$\beta = 0,95$$

$$C_1 = 1,0 \text{ mg/L}$$

A objeto de ilustrar las variaciones por efectos de altitud y temperatura (factor de conversión "F"), en el cuadro 11.18.1 se ha calculado este factor.

Cuadro 11.18.1

Factor de conversión de transferencia de oxígeno a condiciones de campo

ALTITUD (m)	TEMPERATURA DEL AGUA					
	0	6	12	18	24	30
0	0,874	0,845	0,829	0,822	0,826	0,836
500	0,817	0,789	0,772	0,765	0,767	0,775
1000	0,763	0,736	0,719	0,712	0,713	0,717
2000	0,664	0,639	0,623	0,613	0,612	0,611
3000	0,578	0,554	0,537	0,527	0,522	0,518

Puede observarse que:

- La influencia de la altitud del lugar es preponderante llegándose a valores del orden de 0,50, en altitudes superiores a 3.000 m.
- La influencia de la temperatura del agua no es fuerte, en especial a bajas altitudes.  
Esto explica debido a que el factor de corrección de temperatura ( $\theta^{T-20}$ ) se compensa con la concentración ( $C_{sc}$ ), atenuando en gran medida las variaciones de F.

- La temperatura más desfavorable (menor valor de F), se sitúa en general sobre los 18°C, y no siempre corresponde a temperaturas extremas.

#### 11.18.5.- Cálculo de Rendimiento de un Aerador al Eje

Este factor expresa la capacidad de transferencia de oxígeno del aerador o del sistema de aeración, en términos de masa transferida por unidad de energía suministrada (Kg O<sub>2</sub>/Kwh).

Su valor depende del sistema de aeración en conjunto, es decir, aerador, configuración del reactor y condiciones de flujo empleadas.

Las configuraciones de reactor usualmente empleadas son las siguientes:

##### 11.18.5.1.- Reactor a Mezcla Completa

La concentración es la misma en cualquier punto del reactor. Luego, en agua pura.

$$N_{ct} = \frac{K_1 a * (C_s - C_0) * V}{P}$$

Siendo:

$N_{ct}$  = masa de oxígeno transferida en condiciones de la prueba (p y T) (Kg O<sub>2</sub>/Kwh)

$V$  = volumen del reactor m<sup>3</sup>

$P$  = potencia consumida por el aerador (al eje) Kw

$C_0$  = concentración inicial en Kg/m<sup>3</sup>. Este valor puede ser llevado a condiciones estándar

##### 11.18.5.2.- Canal de Flujo Continuo

Es el caso que se indica esquemáticamente en la figura 11.18.1

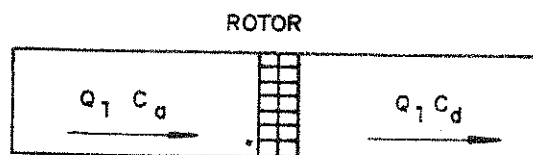


Figura 11.18.1

Para calcular el rendimiento en condiciones estándar ( $N_{20}$ ), a partir de condiciones cualquiera, tenemos:

$$N_{ct} = \frac{Q * (C_d - C_a)}{P} = \frac{Q}{P} * (C_d - C_a)$$

Donde:

$Q$  = caudal  $m^3/hora$

$C_a$  = concentración de O.D. antes del aerador  $Kg/m^3$

$C_d$  = concentración de O.D. después del aerador  $Kg/m^3$

Para el cálculo de  $N_{20}$ , es necesario reducir a condiciones estándar, pero el déficit de oxígeno es variable a través de todo el perfil de oxígeno disuelto. En última instancia el valor de oxígeno disuelto a adoptar dependerá del perfil supuesto.

En la ecuación:

$$N_{20} = \frac{Q * (C_d - C_a) * 9,02}{P * \theta^{T-20} * D_{ct}}$$

$D_{ct}$  puede calcularse de la siguiente manera:

Calculando el déficit de oxígeno con la concentración antes del aerador, en cuyo caso:

$$D_{ct} = C_{sc} - C_a = D_a$$

El segundo caso (después del aerador), considera el promedio de la concentración inicial y final:

$$D_{ct} = C_{sc} - \frac{C_a + C_d}{2} = D_d$$

En el tercer caso, se considera la incorporación de una cantidad  $\Delta n$ , por cada elemento  $\Delta x$  (figura 11.18.2).

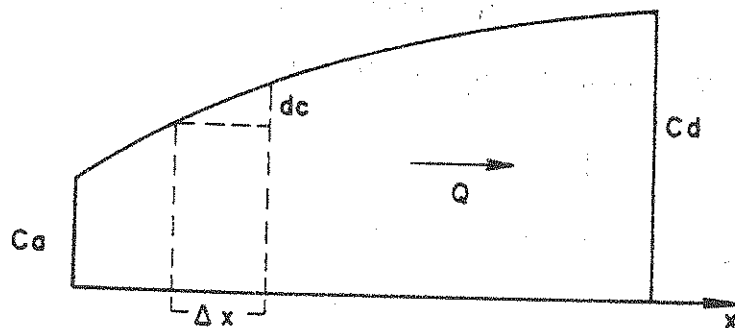


Figura 11.18.2

En cada elemento ( $dx$ ), se incorpora una cantidad de oxígeno ( $dN$ ), tal que:

$$dN = Q * dc$$

Esta cantidad ( $dN$ ) reducida a condiciones estándar se transforma en:

$$dN_{20} = \frac{Q * 9,02}{\theta^{T-20} * P} * \frac{dc}{C_s - C}$$

La cantidad total incorporada será:

$$N_{20} = \frac{9,02}{\theta^{T-20} * P} * \int_{C_a}^{C_d} \frac{dc}{C_s - C}$$

$$N_{20} = \frac{9,02}{\theta^{T-20} * P} * \log \frac{C_{sc} - C_a}{C_{sc} - C_d}$$

La comparación de las tres expresiones indica el mayor valor de  $N_{20}$  se encuentra para este último caso, como se indica en el cuadro 11.18.2, en donde se ha calculado el factor dependiente del perfil adoptado en los tres casos, en función de la razón entre el déficit de oxígeno antes del aerador y después del mismo.

Cuadro 11.18.2

Valores de  $N_{20}$  en función de  $D_a$  y  $D_d$

$D_a$	$D_d$			
	1,5	2,0	3,0	4,0
1	0,333	0,500	0,666	0,750
2	0,400	0,667	1,000	1,200
3	0,405	0,693	1,099	1,386

### 11.18.5.3.- Rendimiento de un Aerador en Reactores de Flujo Orbital

Este caso se esquematiza en la figura 11.18.3.

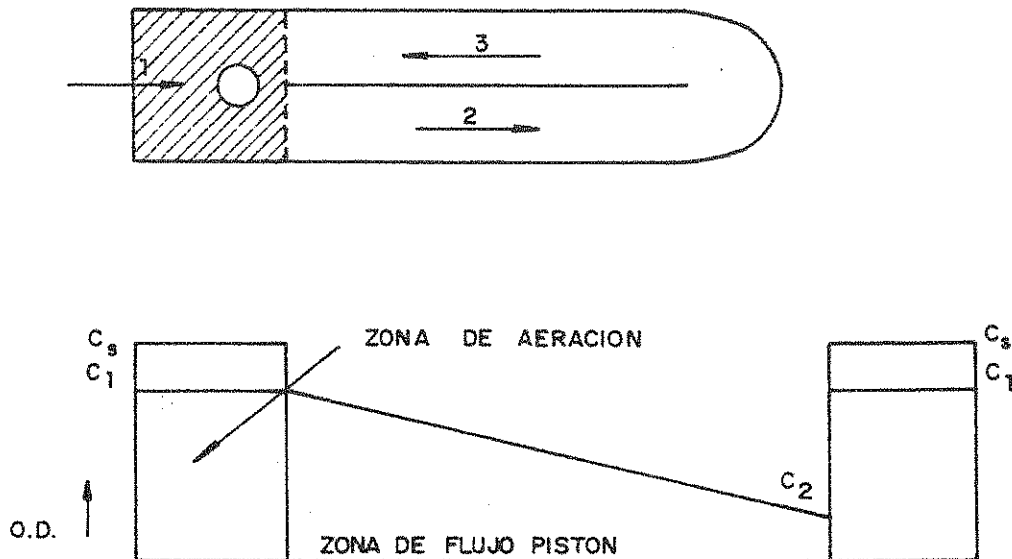


Figura 11.18.3

Perfil de oxígeno disuelto en reactores de flujo orbital

El sistema tiene una zona de aeración (zona 1) en que se suministra todo el oxígeno al sistema y una zona de circulación (zona 2 y 3).



En la zona de aeración se produce mezcla completa, es decir, el régimen puede caracterizarse mediante una sola concentración  $C_1$ , variable en el tiempo (equilibrio discontinuo).

En la zona de circulación hay un flujo pistón, con concentración variable espacial y temporalmente.

Se trata de encontrar una expresión para la cantidad de oxígeno transferido, contando con la geometría del sistema, representado por el valor de los volúmenes de aeración ( $V_1$ ), circulación ( $V_2$ ) y las características del aerador, representadas por el caudal de circulación ( $q$ ) y el coeficiente de transferencia global del aerador ( $K_C$ ), en la ecuación.

$$\frac{dc_1}{dc} = K_C * (C_S - C_1)$$

En donde:

$C_1$  = concentración de O.D. en la zona de aeración

En la práctica el coeficiente  $K_C$  se determina, midiendo la concentración en la zona de aeración,  $K_C$  representa la pendiente de la recta cuya ordenada es:

$$\left[ \log \frac{C_S}{dC_S - C} \right] \text{ y cuya abscisa es el tiempo } t.$$

El oxígeno transferido total será la suma de la variación de  $O_2$  en la zona 1 más la variación de  $O_2$  en la zona 2.

En la zona 1:

$$N_1 = - V_1 * \frac{dD_1}{dt} = V_1 * K_C * D_1$$

En la zona 2, la única causa de variación de oxígeno es la circulación del caudal ( $q$ ), con una concentración  $C_1$  a la entrada y  $C_2$  a la salida, de modo que la variación de oxígeno en la zona 2, será:

$$N_2 = q * C_1 - q * C_2 = q * D_2 - q * D_1$$

La transferencia total será:

$$N = N_1 + N_2$$

$$N = V_1 * K_C * D_1 + q * D_2 - q * D_1$$

$$N = (V_1 * K_C - q) * D_1 + q * D_2 \quad (a)$$

Como se trata de expresar N en función del déficit de oxígeno en la zona de aeración  $D_1$ , es necesario expresar  $D_2$  en función de  $D_1$ .

Suponiendo que el perfil de oxígeno disuelto en la zona de circulación es una recta, la variación de la cantidad de oxígeno en el sector puede expresarse como:

$$\dot{N}_2 = - V_2 * \frac{d}{dt} \left( \frac{D_1 + D_2}{2} \right)$$

Con lo cual:

$$- \frac{1}{2} * V_2 * \left( \frac{dD_1}{dt} + \frac{dD_2}{dt} \right) = q * D_2 - q * D_1 \quad (b)$$

Por otra parte  $\frac{dD_1}{dt} = K_C * D_1 \quad (c)$

Combinando las ecuaciones (a) y (c) puede demostrarse que:

$$D_2 = \lambda * D_1, \text{ siendo:}$$

$$\lambda = \frac{1 + \frac{K_C * V_2}{2q}}{1 - \frac{K_C * V_2}{2q}}$$

Finalmente  $N = (V_1 * K_C - q + q * \lambda) D_1$

$$N = \frac{V * K_C \left[ 1 - \frac{K_C * V_1 * V_2}{2 * V * q} \right]}{\left[ 1 - \frac{K_C * V_2}{2 * q} \right]} * D_1$$

La transferencia de oxígeno es proporcional al déficit en la zona de aeración.

Expresando este valor en condiciones normalizadas.

$$N_{20} = N * \theta^{20-T} * 9,02/D_1$$

$$N_{20} = 9,02 * V * K_C \frac{1 - \frac{V_1 * V_2}{2 * Vq} * K_C}{1 - \frac{V_2 * K_C}{2 * q}} * \theta^{(20-T)}$$

El valor de  $\theta$  es usualmente 1,024. Pasweer lo determinó como 1,01875.

Esa ecuación es de gran importancia puesto que determina la capacidad de oxigenación en condiciones estándar.

Esta determinación se realiza en la práctica a nivel de recepción de obra y puesta en marcha y constituye una comprobación de la selección de los aeradores.

En el caso de un reactor con varios aeradores se usa la misma ecuación con las siguientes precauciones:

- Los aeradores deben ser iguales y trabajar bajo las mismas condiciones de velocidad e inmersión del rotor.
- $V$  = volumen total del reactor
- $V_1$  = suma de todas las zonas de aeración
- $V_2 = V - V_1$  = volumen de circulación
- $nq$  = flujo a través de todos los aeradores
- $n$  = número de aeradores

#### 11.18.5.- Reactor con Flujo Tipo Pistón

En este caso, típico de las zanjas de oxidación convencionales, no existe el volumen de aeración.

El coeficiente de transferencia de oxígeno se da entonces en un punto inmediatamente antes de la zona de aeración ( $K^I$ ).

Luego se tiene:

$$N = q * (C_2 - C_1) = q * (D_1 - D_2)$$

$$\frac{dD_1}{dt} = -K^I * D_1$$

$$-\frac{1}{2} * V * \frac{d}{dt} * (D_1 + D_2) = q * (D_1 - D_2)$$

$$\text{Haciendo } D_2 = \lambda D_1$$

$$-\frac{1}{2} * V * \frac{dD_1}{dt} + \lambda \frac{dD_1}{dt} = q * (D_1 - \lambda D_1)$$

O sea:

$$\lambda = \frac{1 - \frac{K^I * V}{2q}}{1 + \frac{K^I * V}{2q}}$$

$$N = D_1 * (1 - \lambda)$$

$$N = V * K * D_1 * \frac{1}{1 + \frac{V * K}{2 * q}}$$

La capacidad de oxigenación en condiciones estándar, será entonces:

:

$$N = C_S * V * K_C * \frac{\theta(T_2 - T)}{1 + \frac{V * K}{2 * q}}$$

#### 11.18.6.- Sistemas de Aeración

Los sistemas de aeración se pueden clasificar de acuerdo a la manera por la cual el aire es introducido a los tanques de aeración. El aire puede ser introducido de las tres formas siguientes:

- Por medio de difusores
- Por medio de agitadores mecánicos
- Combinación de los dos anteriores

##### 11.18.6.1.- Sistemas de Difusores

Los difusores son dispositivos que introducen aire en el tanque, por medio de burbujas finas o gruesas, según el tipo de difusor; han sido usados en todo tipo de tanques de aeración, desde estaciones compactas pequeñas, hasta las mayores unidades de tratamiento.

#### A) Funcionamiento General

Los difusores pueden situarse en dos formas generales en el fondo del tanque de aeración.

- a) Uniformemente distribuidos a lo largo del fondo del tanque
- b) Próximo al fondo a lo largo de uno de los lados del tanque

El aire es suministrado por medio de un compresor, instalado fuera del tanque de aeración, el que alimenta a los difusores por medio de un sistema de tuberías. El compresor opera a una presión sólo suficiente para vencer la presión hidrostática y las pérdidas de carga en las tuberías.

Se han utilizado también sistemas que disuelven oxígeno directamente al medio líquido.

#### B) Clasificación de los Difusores

Los difusores pueden clasificarse de acuerdo a su sistema de montaje:

- a) Difusores fijos: su limpieza sólo es posible vaciando el tanque.

- b) Difusores mantenidos sobre un sistema móvil: para su limpieza basta hacer emerger del líquido el brazo sobre el cual están montados.

Una segunda clasificación considera el material de fabricación y el tipo de burbuja producido (fina o gruesa). En este aspecto se distinguen:

- Difusores porosos: Son platos o tubos contruidos de dióxido de aluminio en granos que se mantienen unidos por un aglutinante cerámico conformando una masa porosa. También pueden ser contruidos con revestimiento plástico poroso. El diámetro de las burbujas en este tipo de difusor es de 2,0 a 2,5 mm.
- Difusores no porosos: Son boquillas, orificios o válvulas que permiten el desprendimiento de aire por burbujas, en general de mayor tamaño que las anteriores. Son contruidos en metal o material plástico.

Hay difusores, como el tipo Sparger, que emite el aire a gran velocidad, de modo que la turbulencia tiende a dividir las burbujas, en burbujas más finas, aumentando así, la eficiencia de absorción de oxígeno (Kg O<sub>2</sub> absorbido/Kg O<sub>2</sub> abastecido) que es mayor para burbuja fina.

El diámetro del orificio es del orden de 5,0 a 6,0 mm.

### C) Fórmula General

Se llega a la siguiente:

$$N_{sc} = \frac{C * W_o^p}{H_o^m * C_{s20}} * \frac{H^m}{W^p} * G_s^N (\beta * C_s - C_1) * \theta^{T-20} =$$

= capacidad de oxigenación (Kg O<sub>2</sub>/h)

Donde:

H<sub>o</sub> = profundidad del ensayo (m)

W<sub>o</sub> = ancho del ensayo (m)

H = profundidad del reactor (m)

W = ancho del reactor (m)

C<sub>s20</sub> = concentración de saturación de oxígeno a T = 20°C

C<sub>s</sub> = concentración de saturación de oxígeno en la localidad (T y H)

$C_1$  = concentración media de oxígeno en el reactor

$\theta$  = 1,02 = coeficiente de dependencia de la temperatura para difusores

$$C = 1,10179 \left[ \frac{\text{KgO}_2}{h} \left( \frac{\text{min}}{\text{m}^3} \right)^{1,02} \right] =$$

= coeficiente para difusores "Sparyers", con  $e = 9''$   
= espaciamiento,  $H_o = 14,8'$  y  $W_o = 24'$

$$C = 1,808 \left[ \frac{\text{KgO}_2}{h} \left( \frac{\text{min}}{\text{m}^3} \right)^{1,02} \right] =$$

= coeficiente para difusores "Saram" en las mismas condiciones de  $e$ ,  $H_o$  y  $W_o$ .

$N$ ,  $m$  y  $p$ , son exponentes que dependen del tipo de difusor. Así se tiene:

- Para el "Sparyers" (arriba especificado):  
 $N = 1,02$ ,  $p = 0,36$  y  $m = 0,88$

- Para el "Saram" (arriba especificado):  
 $N = 0,92$ ,  $p = 0,36$  y  $m = 0,72$

#### D) Necesidades de Potencia

Para sistemas de difusión de aire comprimido el requisito de energía para compresores puede calcularse por medio de la fórmula:

$$p = 7,91 G_s * [(P_c / P_a)^{0,28} - 1]$$

Donde:

$G_s$  = caudal de aire comprimido ( $\text{m}^3/\text{min}$ )

$P_c$  = presión absoluta de compresión = presión hidrostática en los difusores + pérdidas de energía en el sistema + presión atmosférica de la localidad

$P_a$  = presión atmosférica de la localidad

$$F = \frac{P_a (\text{N/m}^2) * G_s (\text{m}^3/\text{min}) (\text{min}/60 \text{ s}) * K}{E * (K - 1)} =$$

= coeficiente (vatios).

Donde:

$$K = 1,4 = \text{constante}$$

$E = 70 \text{ a } 80\% = \text{eficiencia mecánica promedio en el motor y en el compresor}$

Suponiendo:

$$P_a = 1017 \text{ (milibares)} = 101.700 \text{ N/m}^2 \text{ (Newton/m}^2\text{)} = 760 \text{ mmHg} = E = 75\%$$

Se tiene:

$$F = \frac{101.700 * (1/60) * 1,4}{0,75 (1,4 - 1,0)} = 7910 \text{ w} = 7,91 \text{ KW}$$

En consecuencia:

$$P_c = 7,91 G_s \left[ \left( \frac{P_c}{P_a} \right)^{0,28} - 1 \right] = \text{potencia del compresor (KW)}$$

#### E) Ejemplo

DO = 145 Kg O<sub>2</sub>/h = requerimiento de oxígeno de un sistema, en las siguientes condiciones de campo:

Líquido cloacal

$T = 30^\circ\text{C}$  = temperatura del líquido en el mes más caliente del año

$H = P_a = 600 \text{ m}$  = altitud = 705,12 mmHg = presión barométrica

El aerador adoptado se caracteriza por la ecuación:

$$N_{sc} = \frac{C * b_o P}{H^m * C_{s20}} * \frac{H^m}{bP} * G_s^N * (\beta * C_{sw} - 1) * \theta^{T-20} * \alpha$$

Utilizando difusores del tipo SARAN, se tiene:

$C = 1,808 \text{ Kg O}_2/\text{h (min/m}^3\text{)}$  = constante característica de la unidad de difusión de aire



$G_s$  = flujo de aire en condiciones estándar  
( $T = 20^\circ\text{C}$  y  $H = 760$  mm Hg) ( $\text{m}^3/\text{min}$ )

$W_o = 24' = 7,32$  m = ancho del ensayo del difusor

$W = 10$  m = ancho del tanque de aeración (del proyecto)

$H_o = 14,4' = 4,39$  m = tirante líquido del ensayo del difusor

$H = 4,00$  m = tirante líquido del tanque de aeración (del proyecto)

$V = 2.500$   $\text{m}^3$  = volumen del tanque de aeración (del proyecto)

$L = V/(b \cdot H) = 2.500/(10 \cdot 4) = 62,50$  m = longitud del tanque

$N = 0,92$  = coeficiente del difusor "Saram"

$p = 0,36$  = coeficiente del difusor "Saram"

$m = 0,72$  = coeficiente del difusor "Saram"

$C_{sw}$  = concentración de saturación de  $O_2$  a la profundidad media  $H/2 = 2,00$  m de la superficie. Se adopta  $C_{sw} = 8,38$  mg/L (para  $H = 600$  m y  $T = 30^\circ\text{C}$ )

En consecuencia:

$$N_{sc} = \frac{1,808 \cdot 7,32^{0,36}}{4,39^{0,72} \cdot 9,02} \cdot \frac{4,00^{0,72}}{10^{0,36}} (0,95 \cdot 8,38 - 1) \cdot \\ \cdot 1,02^{(30-20)} \cdot 0,85 \cdot G_s^{0,92} = 1,208 \cdot G_s^{0,92} = \\ = 1,208 \cdot 0,20^{0,92} = 0,275 \text{ Kg } O_2/\text{h} = \text{transferencia de} \\ \text{oxígeno con aire comprimido por difusor}$$

Siendo:

$\alpha = 0,85$  = relación entre constantes de transferencia de  $O_2$  del líquido cloacal y el agua limpia

$\beta = 0,95$  = relación entre concentraciones de saturación de  $O_2$  del líquido cloacal y el agua limpia

$OD = 1$  mg/L = concentración media de  $O_2$  en el tanque de aeración

$C_{s20} = 9,02$  mg/L = concentración media de  $O_2$  a  $T = 20^\circ\text{C}$  y  $H = 0$  m = 760 mmHg

$G_s = 0,20$   $\text{m}^3/\text{min}$  = flujo de aire por difusor

$$n = DO / N_{SC} = 145 / 0,275 = 527 =$$

= número de difusores necesarios

$$s = L / n = 62,50 / 527 = 0,118 \text{ m} = \text{separación entre difusores en una fila o } s = 0,236 \text{ m en dos filas}$$

$$P = 7,91 * G_s * n = \left[ \left( \frac{P_c}{P_a} \right)^{0,28} - 1 \right] =$$

$$= 7,91 * 0,20 * 527 \left[ \left( \frac{1,5 * 760}{705} \right)^{0,28} - 1 \right] =$$

$$\hat{=} 120 \text{ KW} = \text{potencia requerida para los difusores}$$

Donde:

$$P_c = 1,5 * \text{Atm} = 1,5 * 760 = 1140 \text{ mm Hg} =$$

= presión absoluta de compresión valor asumido (presión hidrostática en los difusores + pérdidas de carga en el sistema + presión atmosférica de la localidad)

$$P_a = 705 \text{ mm Hg} = \text{presión atmosférica de la localidad}$$

$$Q_{\text{aire}} = G_s * n = 0,20 * 527 = 105,4 \text{ m}^3/\text{min} =$$

= caudal de aire a suministrar

$$E_f = 145 / 120 = 1,208 \text{ Kg O}_2/\text{KWh} =$$

= eficiencia de aeración

#### 11.18.6.2.- Sistemas Tipo Eyector

Este sistema funciona bajo el siguiente principio: se impulsa un caudal a través del estrechamiento, produciendo un fuerte descenso de presión a la salida del mismo. Esta baja presión, inferior a la presión atmosférica, provoca un flujo de aire a través de un tubo que conecta esta cámara con la atmósfera; la mezcla del caudal impulsado y el flujo de aire generado fluye a través de un tubo de mezcla y difusor, hacia el medio a aerar.

La masa de oxígeno disuelta por este sistema y el rendimiento del mismo depende, aparte de la geometría del sistema (diámetro del eyector, etc.) y de las características del residuo a tratar, de la velocidad del líquido en el eyector y de la profundidad del eyector. Estos factores determinan la presión en la cámara de mezcla y consecuentemente, el flujo del aire.

Por otra parte, la profundidad afecta, como sabemos el coeficiente global de transferencia de oxígeno al aumentar el área interfacial.

En resumen, al aumentar el caudal de agua  $Q$  a través del eyector, disminuye la presión en la cámara de mezcla, aumentando el caudal de aire ( $q$ ).

Por otra parte, al aumentar la profundidad ( $Z$ ) aumenta la presión en la cámara de mezcla, disminuyendo el caudal de aire ( $q$ ), pero a su vez, aumenta el % de  $O_2$  incorporado por  $m^3$  de aire succionado, lo que compensa el efecto anterior.

El rango de aplicación actual de este tipo de sistemas va desde 5 L/s a 100 L/s, por eyector.

Asumiendo un contenido de oxígeno de  $286 \text{ g/m}^3$  de aire, se puede demostrar que la capacidad de oxígeno es:

$$N = 0,0343 (Z + 2) * (2 Q - 4Z - 24) =$$

$$= \text{capacidad de oxigenación (Kg } O_2/h)$$

Donde:

$Z$  = altura líquida del tanque (m)

$Q$  = caudal de agua que fluye por el eyector (L/s)

Además en el eyector se tiene:

$$\Delta H = K * Q^2 = \text{pérdida de carga en el flujo } Q \text{ (m)}$$

$$P = \rho * g * Q * \Delta H = K' * Q^3 = \text{potencia mínima necesaria}$$

$$\text{para producir el flujo } Q \text{ (varios W)}$$

Donde:

$\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$  = densidad del agua

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$  = aceleración de la gravedad

Luego se tiene:

$$R = \frac{0,0343 (Z + 2) * (2Q - 4Z - 24)}{K' * Q^3 * 1.000} =$$

= rendimiento en oxigenación del eyector ( $\text{Kg } O_2/\text{KW} \cdot h$ )

Para lograr el máximo rendimiento del eyector hay que determinar algebraicamente un punto óptimo de funcionamiento (Q, Z)

También se tiene que la mínima pérdida de carga  $\Delta H$  es igual a una altura de velocidad en la garganta de diámetro D (m), en donde K = 1. O sea:

$$\Delta H = \frac{K * U^2}{2g} = \frac{1}{2g} \left( \frac{4Q}{\pi * D^2 * 1.000} \right)^2 =$$

= pérdida de carga mínima en el pasaje de Q (en L/s)

Ejemplo:

D = 0,05 m = diámetro de la garganta del eyector

Q = caudal de pasaje en L/s

Reemplazando se tiene:

$$\Delta H = \frac{1}{19,62} \left( \frac{4Q}{3,14 * 0,05^2 * 1.000} \right)^2 * Q = 0,01322 Q^3 =$$

= pérdida de carga mínima en el pasaje (m) = K Q<sup>2</sup>

$$P = \frac{1.000 * 9,81 * Q * 0,01322 Q^2}{1.000 * 1.000} = 1,297 * 10^{-4} \text{ (KW)} =$$

= potencia mínima necesaria para producir el flujo Q (L/s), siendo:

$$1 \text{ KW} = 1.000 \text{ W y } 1 \text{ m}^3/\text{s} = 1.000 \text{ L/s}$$

En consecuencia:

$$R = N / P = \frac{0,0343 (Z + 2) (2Q - 4Z - 24)}{1,297 * 10^{-4} Q^3} =$$

= rendimiento en oxigenación (en Kg O<sub>2</sub>/KW\*h)

Efectuando cálculos se tiene que el máximo rendimiento R se logra con: H = 2 m y Q = 24 L/s

$$R_{\text{máx}} = \frac{0,0343 * (2 * 2,00) (2 * 24 - 2 * 2,00 - 24)}{1,297 * 10^{-4} * 24^3} =$$

= 1,224 Kg O<sub>2</sub>/KW\*h = rendimiento máximo de oxigenación del eyector

El rendimiento sería entonces de este orden para el rango de caudales mostrado.

Para valores normales de densidad de potencia de 20 a 70 W/m<sup>3</sup>, se obtuvieron rendimientos entre 3,0 y 1,5 Kg O<sub>2</sub>/kwh superiores a los estimados anteriormente.

Según Kalinske, puede estimarse un rendimiento del orden de 1 - 1,5 LBS/HP-hora, para este sistema, tomando en cuenta, sin embargo, que hay un fuerte factor de escala en el comportamiento del mismo.

#### 11.18.6.3.- Aeración Mecánica Superficial

El aerador mecánico consiste basicamente en un elemento destinado a traspasar oxígeno atmosférico al agua a través de la agitación de la misma. Al mismo tiempo cumple la función de transmitir al agua, la energía suficiente para mantener los sólidos en suspensión, condición primordial en casi la totalidad de los sistemas de tratamiento.

Existe gran diversidad de tipos y tamaños de aeradores superficiales. Una de las características más indicativas de los tipos de aeradores, se refiere a su velocidad de rotación y diámetro (o velocidad periférica), lo que en el fondo indica la capacidad del aerador para transmitir cantidad de movimiento.

Los sistemas más usualmente empleados en procesos de lodos activados convencionales, emplean aeradores con velocidad del orden de 50 a 100 r.p.m., diámetro de 0,6 a 3,0 m.

Existen también equipos de baja velocidad de rotación y gran diámetro, como los usados normalmente en zanjas de oxidación tipo carrousell, apropiados para la transmisión de energía al agua. La velocidad de rotación en este caso oscila entre 20 y 36 r.p.m, y el diámetro va desde 1,0 m hasta 4,50 m, ejemplo aeradores Hubert, Simcar, etc.

Los aeradores de alta velocidad, de desarrollo más reciente, no utilizan reductor de velocidad, por lo que operan a velocidades del orden de 900 a 1.800 r.p.m.

En general, el tipo de aerador escogido deberá satisfacer los requerimientos de oxígeno con un rendimiento adecuado (Kg O<sub>2</sub>/Kwh) proveyendo además buenas condiciones de mezcla, de acuerdo a las características geométricas del sistema empleado.

Los aeradores, pueden ser flotantes o fijos, dependiendo del tipo de tratamiento al que están incorporados (lagunas, zanjias, etc.).

Los aeradores de eje horizontal, por su parte, han sido empleados no sólo en zanjias de oxidación de tipo convencional, sino también en lagunas aeradas.

En este último caso, toda la estructura gira en torno a un pivot central, de acuerdo a un modelo desarrollado por Passavant.

#### A) Influencia de la Geometría del Tanque

Una de las áreas más controvertidas con respecto al diseño y aplicación de aeradores mecánicos es la determinación de tasas de transferencia  $\text{Kg O}_2/\text{hora}$  o rendimiento ( $\text{Kg O}_2/\text{Kwh}$ ) en "condiciones estándar". Uno de los aspectos más importantes es la consideración que las dimensiones del tanque (superficie, profundidad y volumen) tienen sobre el rendimiento del equipo de aeración.

Eckenfelder y otros investigadores han sostenido la idea de que existe una relación lineal entre el rendimiento del equipo de aeración ( $\text{Kg O}_2/\text{Kwh}$ ) y la densidad de potencia proporcionada ( $\text{Kw}/\text{m}^3$  de estanque). Esta última relación se puede plantear como:

$$N_O = N_S + K * P_V$$

En que:

$N_S$  = rendimiento en condiciones estándar, debido a absorción por contacto directo con el aire (liquid Spray) ( $\text{Kg O}_2/\text{Kwh}$ )

$K$  = constante característica del equipo de aeración

$N_O$  = rendimiento en condiciones estándar  $\text{Kg O}_2/\text{Kwh}$

Esta relación permite el cálculo de potencia de un sistema de aeración, considerando condiciones geométricas diferentes a las dadas en la prueba a "condiciones estándar".

Posteriormente, otros investigadores, dentro de esta misma línea han llegado a determinar relaciones similares, pero con la superficie del estanque de aeración, lo que equivale a afirmar que el rendimiento del aerador no es afectado por la profundidad, (al menos en el rango de valores que abarcan las experiencias) (3,66 a 5,49 m).

$$N_O = N_S + K_a * P_a$$

En que:

$N_o$  = rendimiento total (Kg  $O_2$ /Kwh) (condiciones estándar)

$N_s$  = oxígeno transferido debido al esparcimiento de líquido en el aire Kg  $O_2$ /Kwh

$K_a$  = constante característica del sistema de aeración

$P_a$  = potencia por unidad de superficie Kw/m<sup>2</sup>

Se intentan en la actualidad, otros diseños que tratan de optimizar la transmisión de momentum horizontal con lo cual se sostienen que sería posible obtener un aerador que incremente su rendimiento (Kg  $O_2$ /Kwh) al decrecer la potencia por unidad de superficie Kw/m<sup>2</sup>.

Este fenómeno haría este aerador especialmente apto para aplicaciones que involucran grandes superficies tales como lagunas aeradas.

Nótese que los aeradores de menor tamaño observan un rendimiento más alto que los aeradores de gran tamaño lo que plantea un menor consumo de energía y mayor flexibilidad al usar mayor cantidad de aeradores. Contrapartida, un mayor número de aeradores puede significar un mayor costo de construcción, de modo que en gran medida, una vez definidas las condiciones básicas de un aerador, la elección de su número y potencia es un problema económico.

#### B) Densidad de Energía Instalada para Aeración Mecánica

En el cuadro 11.18.3 se indica el rango de densidades de energía (W/m<sup>3</sup>), recomendadas para procesos aeróbicos.

Cuadro 11.18.3  
Aeración mecánica - Densidad de energía

PROCESO	W/m <sup>3</sup>	Kw/m <sup>2</sup> (H = 4m)
Lagunas aeradas (ver 11.10)	2-12	0,008-0,048
Aeración prolongada (ver 11.8)	20-40	0,080-0,160
Lodos activados (ver 11.8)	40-60	0,160-0,240

De acuerdo a los rangos expresados en el cuadro en Kw/m<sup>2</sup>, vemos que la baja densidad de potencia inherente a las lagunas aeradas y procesos de aeración prolongada motiva un bajo rendimiento de los equipos de aeración (Kg  $O_2$ /Kwh) en diseños tradicionales de tanques de aeración con la consiguiente pérdida de energía.

Frecuentemente, en procesos de aeración prolongada de diseño tradicional, la energía requerida para mantener los sólidos en suspensión, excede a la energía requerida para la oxigenación.

En efecto, en los diseños tradicionales de tanques de aeración rectangulares o circulares, se requiere una densidad de potencia de 15-25 W/m<sup>3</sup>, como mínimo para mantener los sólidos en suspensión.

Por otro lado, los equipos de aeración superficial actuales, presentan rendimientos del orden de 2 Kg O<sub>2</sub>/Kwh lo que, suponiendo una razón Oc/Carga (+) de 2,0 típica de aeración extendida, significa que se satisfacen 1 Kg DBO/Kwh. Con carga volumétrica de 0,25 Kg DBO/m<sup>3</sup> día (de este sistema) la densidad de potencia necesaria para aeración, alcanza a:

$$\frac{0,25 \frac{\text{Kg DBO}}{\text{m}^3} * 24 \text{ hora}}{1 \frac{\text{Kg DBO}}{\text{Kwh}}} = 0,01 \frac{\text{Kw}}{\text{m}^3} = 10 \frac{\text{W}}{\text{m}^3}$$

Ese valor es manifiestamente inferior a la energía para circulación y mezcla. Esta energía puede ser aún menor en el caso de disminuir eventualmente los requerimientos de oxígeno del sistema.

---

(+) Oc/Carga, es la razón entre el oxígeno suministrado y la carga aplicada [Kg O<sub>2</sub>/Kg DBO aplicada], que normalmente presenta un valor de 2 a 2,5 en aeración prolongada.

---

#### 11.18.7.- Aeración en Zanjas de Oxidación

##### 11.18.7.1.- Aeración con Rotor Horizontal

Como un primer paso hacia la solución de los problemas planteados, se alcanzó un flujo turbulento en un canal abierto con bajas como 0,2 Kg O<sub>2</sub>/d\*m<sup>3</sup>.

En la práctica, se ha demostrado que, con velocidad de 0,25 a 0,30 m/s en el canal, se mantiene una muy buena suspensión de biomasa. En principio se han usado aeradores de eje horizontal cuya transmisión de energía alcanza a 5 a 8 W/m<sup>3</sup>.

Simultáneamente con resolver el problema de circulación y mantención de biomasa en suspensión, se confinaba el proceso de transferencia de oxígeno a un espacio limitado, mejorando con ello el rendimiento del equipo.



Los primeros estudios relacionados con aeración con rotores de eje horizontal fueron llevados a cabo en Holanda entre los años 1924-1927 y aplicados por primera vez en aeración de desechos de mataderos de alta DBO y desechos domésticos. Posteriormente, Kessener diseñó una planta de lodos activados en la que usó cepillos rotatorios girando a 70 r.p.m.

El rotor de cepillos fue un rotor de 24" de diámetro. Después de 1930, apareció un diseño consistente en un eje de acero con 10 filas de peines regularmente espaciados, con un diámetro de 13". Posteriormente, el rotor ha sufrido diversas modificaciones, siendo probablemente una de las últimas el "rotor tipo Jaula", conocido como un sistema muy eficiente.

Las figuras 11.18.5 y 11.18.6 presentan curvas de capacidad de oxigenación para diversos diseños.

La figura 11.18.4 presenta un detalle del rotor tipo Jaula. Este rotor consiste en un eje tubular con dos discos de acero inoxidable en los extremos. Detalles constructivos de diversos tipos de rotores pueden encontrarse en numerosas publicaciones.

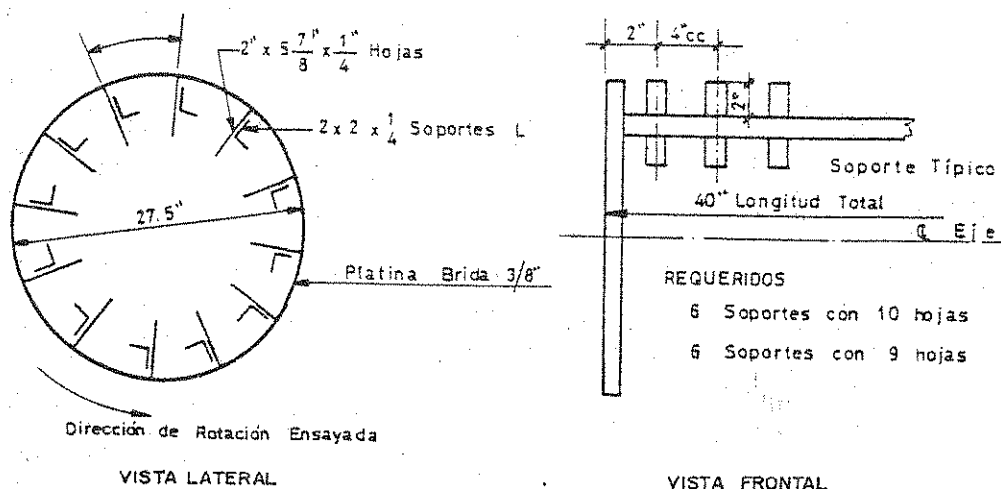


Figura 11.18.4  
Rotor tipo jaula

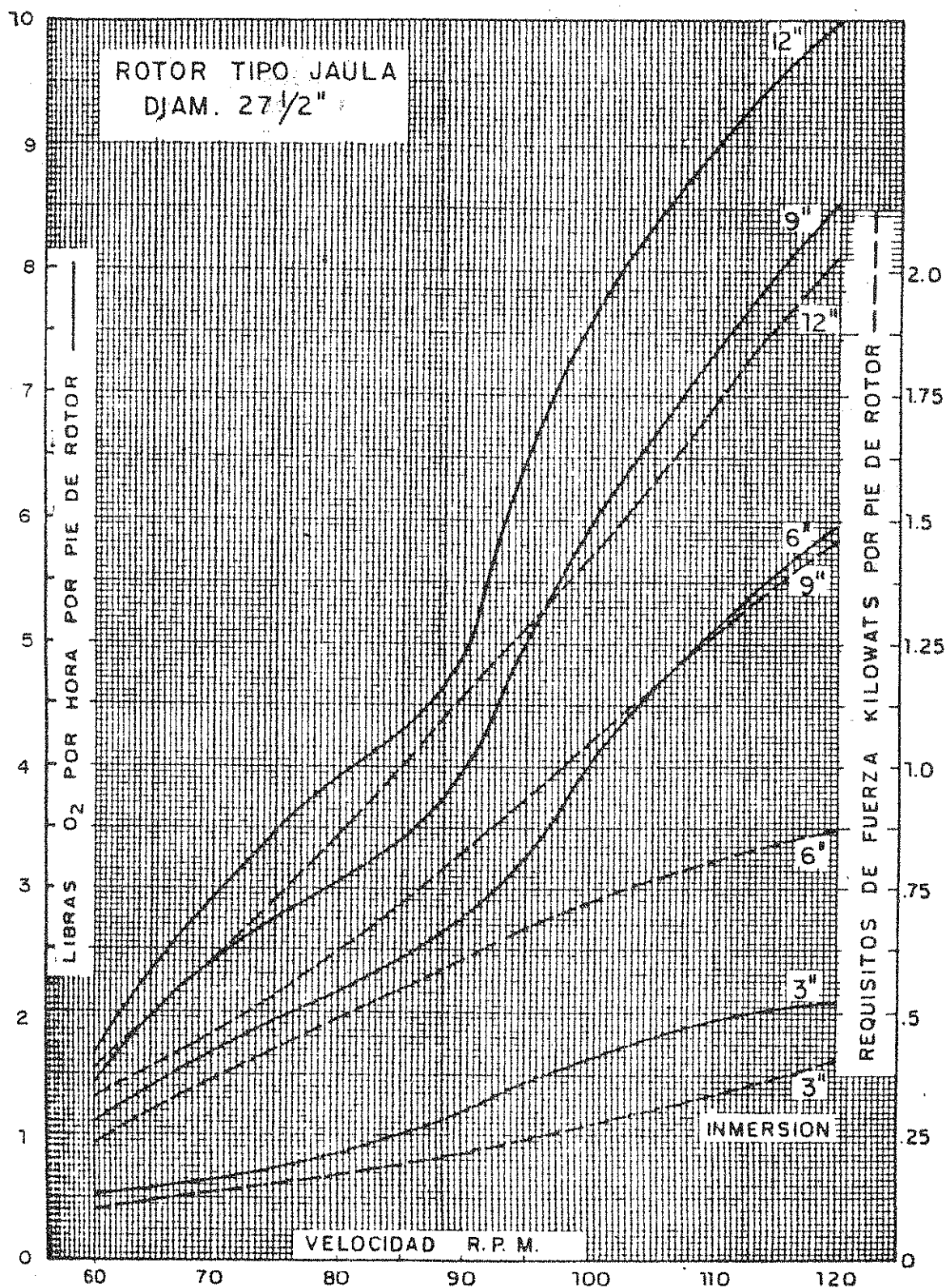


Figura 11.18.5

Capacidad de oxigenación en condiciones estándar  
para agua potable

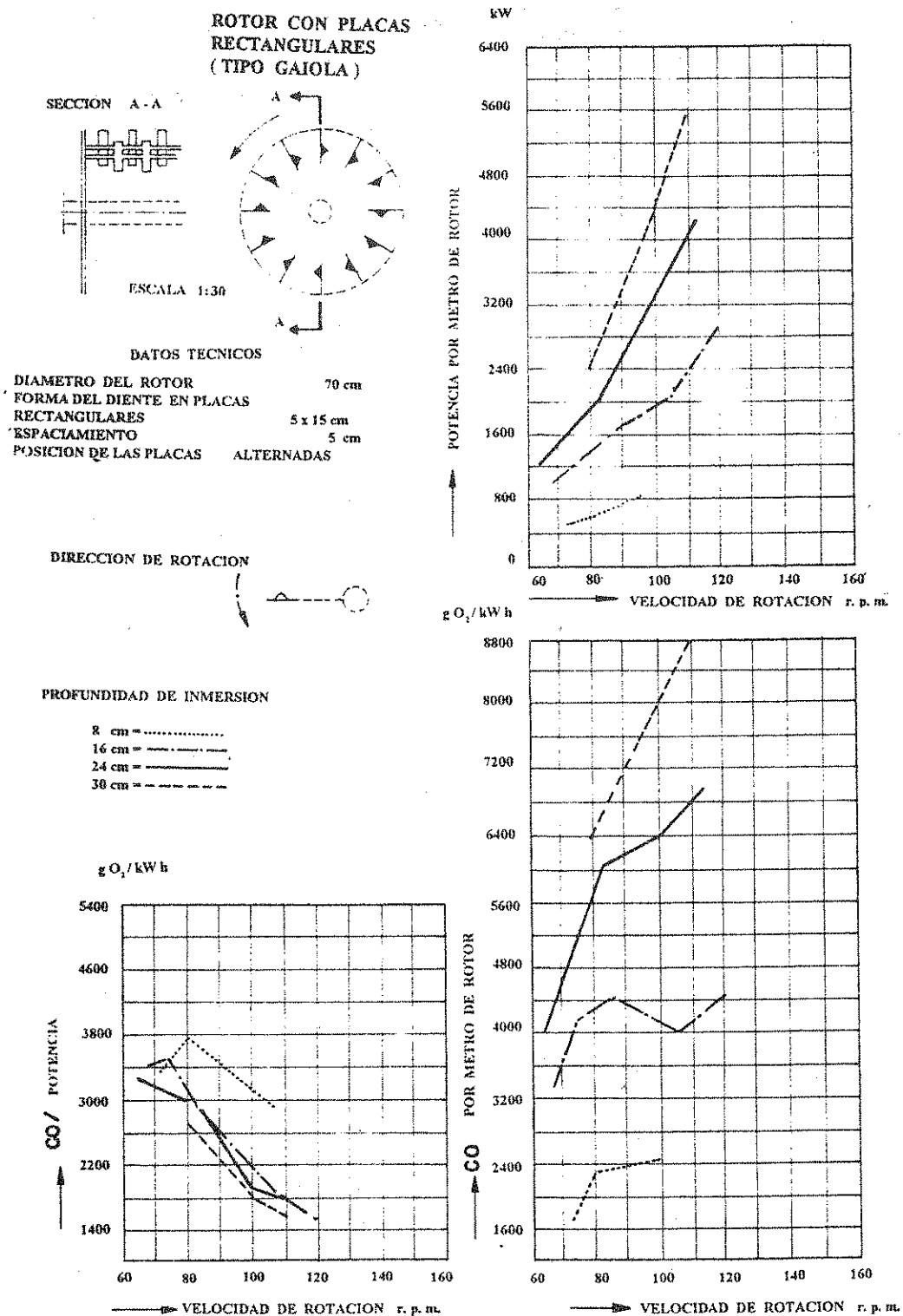
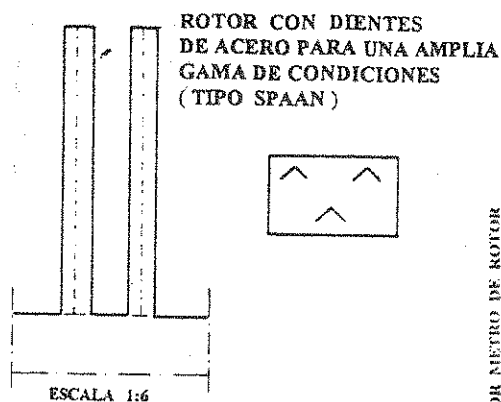


Figura 11.18.6

Capacidad de oxigenación de rotores de eje horizontal



**DATOS TECNICOS**

DIAMETRO DEL ROTOR 50 cm  
FORMA DEL DIENTE 2 cm EN ANGULO  
RELACION DIENTE ESPACIAMIENTO 1:1.5  
POSICION DE LOS DIENTES ALTERNADAS

DIRECCION DE  
ROTACION



PROFUNDIDAD DE INMERSION

7 cm = .....  
10 cm = .....  
13 cm = .....  
16 cm = .....  
20 cm = .....

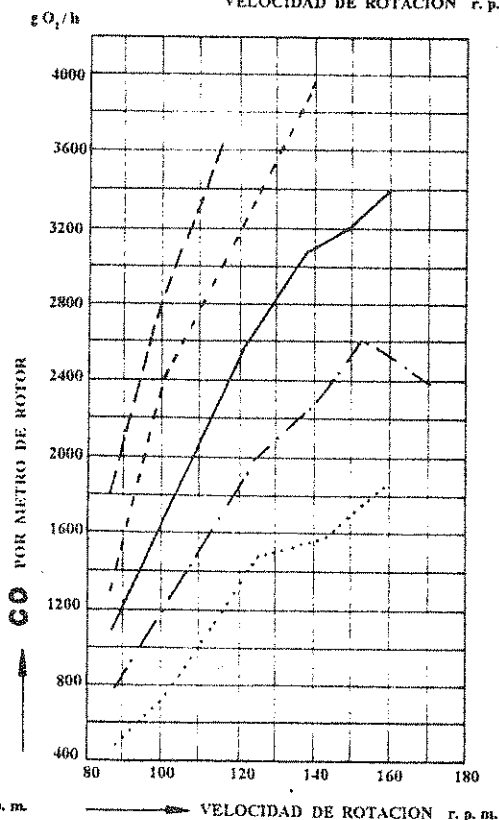
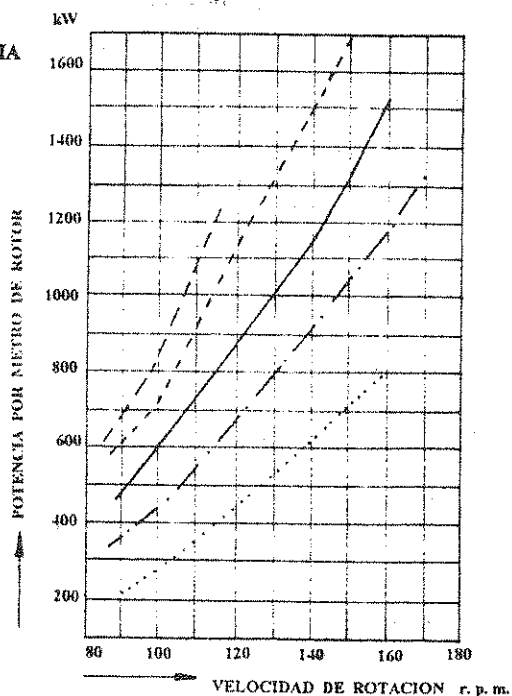
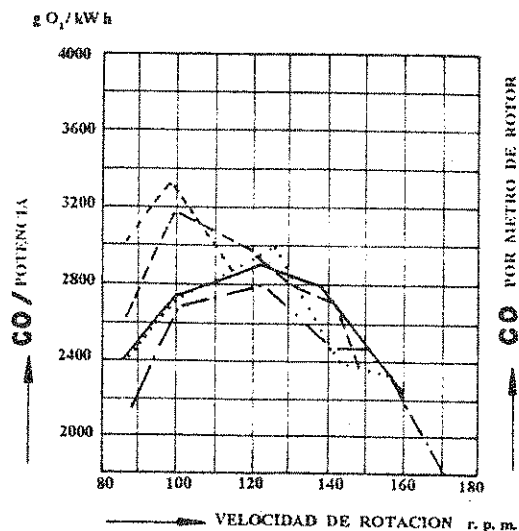


Figura 11.18.6

Capacidad de oxigenación de rotores de eje horizontal

Las dimensiones de las rotores están condicionadas por la estabilidad del modelo. Se recomienda para rotores con longitud superior a 3,0 m, el uso de apoyos intermedios. El diámetro varía entre 0,40 m y 1,0 m.

La velocidad es del orden de 80 r.p.m. con un rango de 60 a 110 r.p.m. Es importante la mantención de una velocidad periférica de 2,5 m/s, aproximadamente.

La inmersión debe ser fijada de modo de optimizar el rendimiento del aerador Kg O<sub>2</sub>/Kwh. Cabe señalar que es posible obtener la misma tasa de transferencia para diferentes combinaciones de rotación e inmersión.

En la práctica, la inmersión varía de 8 a 30 cm, con un valor medio del orden de 16 cm para el rango de velocidades de rotación mostrados.

-El rendimiento de rotores horizontales es bastante uniforme para varias condiciones de velocidad e inmersión.

Investigaciones realizadas en aeradores horizontales de 50 cm de diámetro y rotores Mamut, de gran tamaño han arrojado relaciones del tipo:

$$N = K * U_p^{2,5} * d_1 = \text{transferencia de oxígeno} \\ (\text{Kg O}_2/\text{h} * \text{m rotor})$$

Donde:

$U_p$  = velocidad periférica del rotor (m/s)

$d_1$  = inmersión del rotor en el líquido (m)

$K$  = constante característica del equipo

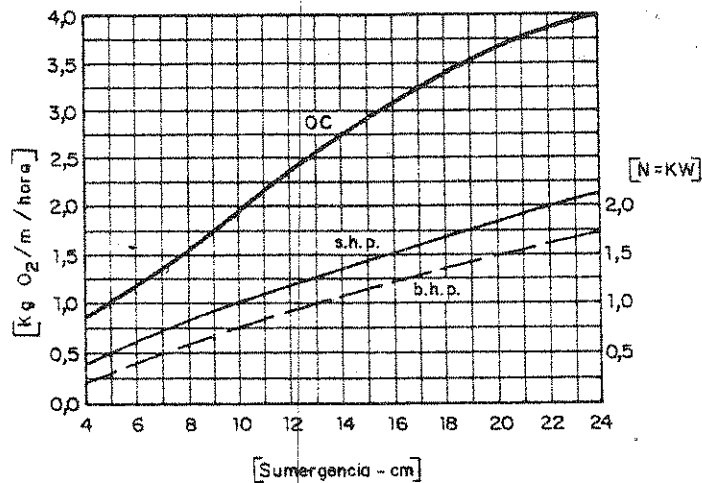
Por otra parte, puede demostrarse que la potencia al eje, guarda una relación aproximada a la anterior con las mismas variables; de ahí la constancia en rendimiento.

El uso del tipo de rotores descrito, ha estado limitado en general a volúmenes del orden de 2.500 m<sup>3</sup> o unos 10.000 habitantes-equivalentes. Esto sucede en vista de que los costos de mantención del equipo aumentan rápidamente en relación a su potencia. Por otra parte, el momentum transmitido por este tipo de equipo es efectivo sólo a nivel superficial, lo que limita la profundidad del tanque de aeración a 1,5 m, como máximo, obligando a adoptar superficies mayores y un número elevado de rotores.

El rotor horizontal de mayor tamaño que se ha construido es el rotor Mamut, desarrollado por la firma Passavant, en Holanda. Este rotor posee un diámetro máximo de 1,0 m y se construye en longitudes que van desde 3,0 a 9,0 m, en unidades individuales y hasta 18 m. en unidades dobles con motor al centro.

La velocidad de rotación es de 72 a 85 r.p.m., para modelos de 1,00 a 0,70 m, respectivamente. La figura 11.18.7 reproduce los gráficos de capacidad de oxigenación y requerimientos de potencia para este rotor, suministrados por Passavant.

ROTOR TIPO "MAMUT" DE 700mm DE DIAMETRO Y 82 r.p.m.



ROTOR TIPO "MAMUT" DE 1.000 mm DE DIAMETRO Y 72 r.p.m.

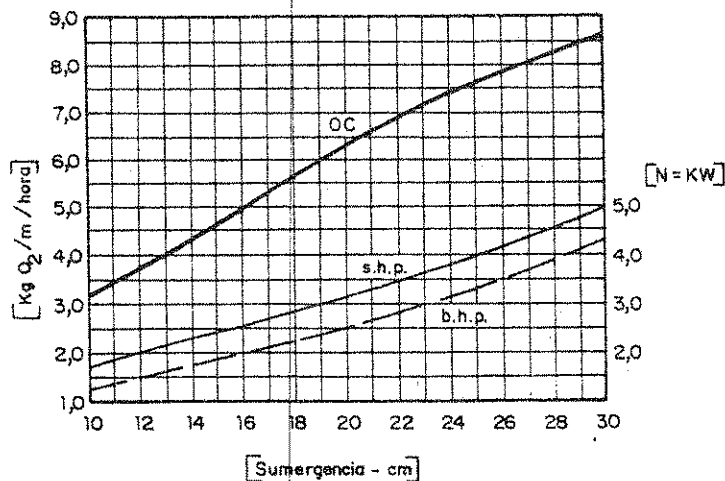


Figura 11.18.7.

Capacidad de oxigenación y potencia requerida para rotores tipo "Mamut" (valores estándar)

Este rotor puede ser utilizado para grandes poblaciones, del orden de 50.000 habitantes. (Viena-Blumental)

El empleo de este rotor está limitado a una profundidad máxima de 1,5 a 3,0 m.

#### 11.18.7.2.- Aerador Mecánico de Eje Vertical

Una nueva alternativa, que permitió el uso de mayores profundidades y equipos de aeración de mayor potencia la constituyó, finalmente, el sistema Carrousell desarrollado en Holanda.

En el proceso de transferencia de oxígeno, se realiza en una zona limitada del tanque de aeración (del orden de 1/5 a 1/7 del volumen total), donde se desarrolla un proceso de transferencia a mezcla completa. Las dimensiones de esta sección son adaptadas, de preferencia a las condiciones óptimas de transferencia de oxígeno, dependiente del equipo empleado.

El Carrousell consigue, básicamente, generar un caudal uniforme y turbulento en la zona restante del tanque de aeración, usando una pequeña fracción de la energía empleada en la zona de aeración. Esta fracción, de acuerdo a mediciones realizadas a escala natural, es del orden de 2% a 4% de la potencia en el eje total, dependiendo de la potencia total aplicada.

Los rotores de eje vertical empleados en este sistema son rotores de gran diámetro y baja velocidad, aptos para la transmisión de momentum.

El sistema ha sido aplicado para poblaciones equivalentes muy altas (Belem - Curitiba, 1.390.000 habitantes-equivalentes).

#### 11.18.8.- Aspectos Hidráulicos de Sistemas de Flujo Orbital

El aerador actúa como "Bomba" de gran caudal y pequeña carga, en donde:

$P = \gamma \cdot Q \cdot H$  = potencia necesaria para la circulación de la masa líquida en un reactor de flujo orbital (vatios w)

Donde:

$H$  = pérdida de carga total (m)

$Q$  = caudal del flujo en el reactor ( $m^3/s$ )

$\gamma = 1.000 \text{ Kg}/m^3$  = densidad del agua

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$  = aceleración de la gravedad

$H = J_F + J_K$  = pérdida de carga total en el flujo  $Q$  por el circuito orbital (m). Donde:

$$J_F = \frac{U^2 * n^2}{R^{4/3}} * L =$$

= pérdida de carga por fricción calculada con la fórmula de Manning (m)

$$J_K = K * U^2 / 2g = K' * Q^2 =$$

= pérdida de carga localizadas que ocurren en las curvas, columnas, aeradores detenidos, ampliaciones y reducciones, etc., que en general puede suponerse proporcionales a la altura de velocidad (m)

Donde:

$$U = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b * H} = \text{velocidad de flujo (m/s)}$$

$b$  = ancho suponiendo sección rectangular (m)

$H$  = tirante líquido del reactor (m)

$V = b * H * L$  = volumen líquido del reactor ( $\text{m}^3$ )

$L$  = longitud del circuito orbital (m)

$R = b * H / (2H + b)$  = radio hidráulico de la sección A rectangular constante (m)

$V/L = b * H = A$  = área transversal líquida ( $\text{m}^2$ )

$K$  = sumatoria de coeficientes de pérdidas de cargas localizadas

$$K' = K / 2g$$

$n$  = coeficiente de fricción en la fórmula de Manning

Entonces se tiene:

$$H = \frac{U^2 * n^2}{R^{4/3}} * L + K' * U^2 = \text{pérdida de carga total (m)}$$



$$\begin{aligned}
 P &= \frac{*g * Q * n^2 * L * U^2}{R^{4/3}} + *g * Q * K' * U^2 = \\
 &= \frac{*g * U * b * H * L * n^2 * U^2}{R^{4/3}} + *g * U * b * H * K * U^2 = \\
 &= \frac{*g * V * n^2 * U^3}{R^{4/3}} + *g * \frac{V}{L} * K * U^3 = \\
 &= V \left[ \frac{n^2 * *g}{R^{4/3}} * \frac{*g * K}{L} \right] U^3 = \\
 &= \text{potencia hidráulica total (w)}
 \end{aligned}$$

$$P_H = p = \frac{P}{V} = \left[ \frac{n^2 * *g}{R^{4/3}} + \frac{*g * K}{L} \right] U^3 =$$

= densidad de potencia para producir el flujo con una velocidad U, en m/s (w/m<sup>3</sup>)

Diversas expresiones para pérdidas de carga localizadas pueden encontrarse en la bibliografía.

El porcentaje de la potencia total absorbida, como potencia hidráulica, no varía fundamentalmente con la densidad de potencia aplicada al estanque, ni con el número y situación de los aeradores en funcionamiento, según revelan datos experimentales obtenidos en condiciones de campo.

Si se supone este porcentaje constante, la variación de la velocidad será proporcional sólo a la potencia 1/3 de la potencia aplicada, lo que permite plantear la relación aproximada.

$$\frac{U}{U_0} = \frac{P^{1/3}}{P_0}$$

Donde:

U = velocidad del agua en el canal (m/s)

P = potencia en el eje para la velocidad U (KW)

U<sub>0</sub> = velocidad del agua en condiciones medias (m/s)

P<sub>0</sub> = potencia de operación normal para la velocidad U<sub>0</sub> (KW)

Si se supone  $U_0 = 0,30$  m/s, la velocidad  $U$  en función de la potencia aplicada  $P$ , será:

P	1	3/4	1/2	1/4
U	0,30	0,273	0,238	0,189

Lo que indica que, por ejemplo, si se para la mitad de los equipos, la velocidad se reduce sólo a un 20%.

La experiencia y la tabla indican que se puede jugar con el 40-50% de la capacidad instalada para intermitencia y aún mantener los requisitos de  $O_2$  necesarios.

En un reactor con flujo cerrado producido por aeradores, tal el caso de las zanjas de oxidación, la operación de los mismos puede ser discontinua o permanente durante las 24 horas del día.

En las zanjas de oxidación convencionales sin sedimentación secundaria, se utiliza el mismo tanque de aeración como cámara de sedimentación o sea sin recirculación de lodos.

En ese caso para que se produzca la sedimentación los rotores deberán interrumpirse durante 30 minutos aproximadamente. En ese lapso los sólidos se depositan en el fondo y la capa superior se clarifica, permitiendo su descarga como efluente final mediante un sistema de sifonaje.

Al final de ese período, cuando el nivel líquido ocasiona una mínima sumergencia en los rotores, se recommienza el ciclo de funcionamiento de los mismos. Finalmente, el lodo es extraído como exceso del proceso cuando se tenga una concentración máxima de sólidos suspendidos totales generalmente de 3.000 mg/L, en el interior de la zanja con operación intermitente.

En el caso de sedimentación separada, permanentemente debe funcionar un número de aeradores que permita tener una concentración media de oxígeno disuelto en la zanja, OD, entre 1,0 mg/L y 2,0 mg/L y velocidad de circulación no inferior a 0,26 m/s. Valores superiores a 4,0 mg/L pueden producir nitrificación excesiva, aumentando la posibilidad de lodos flotantes en el sedimentador secundario al ocasionarse una denitrificación en esa unidad. Dado que el oxígeno consumido es proporcional a la carga orgánica afluente y como esta varía durante el transcurso del día, se debe interrumpir el funcionamiento de algunos de los aeradores del total instalado. La optimización del suministro de oxígeno se puede hacer también variando la sumergencia de los rotores, especialmente si se dispone de uno o dos aeradores.

En plantas de tratamiento de gran capacidad, la operación de paradas y arranques de aeradores puede realizarse mediante la instalación de un censor de oxígeno disuelto.

OXIGENO DISUELTTO EN AGUA LIMPIA [mg/L]  
VARIACION EN FUNCION DE TEMPERATURA DEL  
LIQUIDO Y ALTITUD SOBRE NIVEL DEL MAR

Z	P'	P	4.60	5.31	6.11	7.02	8.04	9.20	10.51	11.92	13.62	15.46	17.52	19.81	22.35	25.17	28.29	31.74	35.53	39.71	44.28	49.28	54.75
0	760.00	T	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
100	750.56		14.852	13.863	13.134	12.462	11.842	11.271	10.746	10.262	9.816	9.404	9.022	8.667	8.334	8.021	7.723	7.437	7.159	6.885	6.612	6.335	6.051
200	741.25		14.469	13.690	12.970	12.305	11.693	11.129	10.610	10.132	9.692	9.284	8.907	8.556	8.228	7.918	7.624	7.341	7.066	6.795	6.525	6.251	5.970
300	732.04		14.110	13.349	12.647	11.999	11.402	10.851	10.345	9.878	9.448	9.050	8.682	8.339	8.019	7.716	7.428	7.152	6.883	6.616	6.354	6.086	5.811
400	722.96		13.933	13.182	12.489	11.849	11.258	10.715	10.215	9.754	9.328	8.936	8.572	8.233	7.916	7.617	7.332	7.059	6.793	6.531	6.270	6.005	5.733
500	713.98		13.759	13.016	12.332	11.700	11.117	10.580	10.086	9.630	9.210	8.822	8.463	8.128	7.814	7.519	7.238	6.967	6.704	6.445	6.187	5.925	5.656
600	705.12		13.587	12.855	12.178	11.553	10.978	10.447	9.959	9.509	9.094	8.710	8.355	8.024	7.714	7.422	7.144	6.877	6.617	6.361	6.105	5.846	5.580
700	696.38		13.418	12.694	12.025	11.408	10.840	10.316	9.833	9.389	8.979	8.600	8.249	7.922	7.615	7.327	7.052	6.788	6.530	6.277	6.024	5.768	5.505
800	687.72		13.250	12.535	11.875	11.265	10.704	10.186	9.709	9.270	8.855	8.469	8.114	7.800	7.518	7.232	6.961	6.699	6.445	6.194	5.944	5.691	5.431
900	679.18		13.084	12.378	11.726	11.124	10.569	10.058	9.587	9.153	8.753	8.383	8.040	7.720	7.421	7.139	6.870	6.612	6.361	6.113	5.865	5.615	5.358
1000	670.75		12.921	12.223	11.579	10.985	10.436	9.931	9.466	9.037	8.642	8.276	7.937	7.622	7.326	7.047	6.781	6.526	6.277	6.032	5.787	5.539	5.285
1100	662.42		12.759	12.071	11.434	10.847	10.305	9.806	9.347	8.923	8.532	8.171	7.836	7.524	7.232	6.966	6.694	6.441	6.195	5.953	5.710	5.465	5.214
1200	654.20		12.600	11.919	11.291	10.711	10.178	9.683	9.229	8.808	8.424	8.067	7.736	7.428	7.139	6.866	6.607	6.357	6.114	5.874	5.634	5.392	5.143
1300	646.06		12.442	11.770	11.149	10.576	10.048	9.561	9.112	8.698	8.317	7.965	7.638	7.333	7.047	6.780	6.521	6.274	6.033	5.798	5.559	5.320	5.074
1400	638.06		12.287	11.623	11.010	10.443	9.921	9.440	8.997	8.589	8.212	7.863	7.540	7.239	6.957	6.690	6.436	6.192	5.954	5.720	5.485	5.248	5.005
1500	630.14		12.133	11.477	10.872	10.312	9.797	9.322	8.894	8.480	8.108	7.763	7.444	7.146	6.867	6.604	6.353	6.111	5.876	5.644	5.412	5.177	4.937
1600	622.31		11.981	11.334	10.735	10.183	9.674	9.204	8.772	8.373	8.005	7.665	7.349	7.055	6.779	6.518	6.270	6.031	5.799	5.569	5.340	5.108	4.870
1700	614.59		11.832	11.192	10.601	10.055	9.552	9.088	8.661	8.267	7.903	7.567	7.255	6.964	6.691	6.434	6.189	5.952	5.722	5.495	5.268	5.039	4.804
1800	606.96		11.684	11.052	10.468	9.929	9.432	8.974	8.551	8.162	7.803	7.471	7.162	6.875	6.605	6.351	6.108	5.874	5.642	5.422	5.198	4.971	4.738
1900	599.42		11.537	10.913	10.336	9.804	9.313	8.861	8.443	8.059	7.704	7.375	7.071	6.787	6.520	6.268	6.029	5.797	5.572	5.350	5.128	4.904	4.673
2000	591.98		11.393	10.777	10.207	9.681	9.196	8.749	8.337	7.957	7.606	7.281	6.980	6.699	6.436	6.187	5.950	5.722	5.499	5.279	5.060	4.837	4.610
2100	584.63		11.250	10.642	10.079	9.559	9.080	8.638	8.231	7.856	7.509	7.189	6.891	6.613	6.363	6.107	5.872	5.646	5.426	5.209	4.992	4.772	4.547
2200	577.37		11.110	10.506	9.952	9.439	8.966	8.530	8.127	7.756	7.414	7.097	6.803	6.528	6.271	6.028	5.798	5.572	5.355	5.140	4.925	4.707	4.484
2300	570.21		10.971	10.377	9.827	9.321	8.853	8.422	8.028	7.658	7.320	7.006	6.716	6.444	6.190	5.949	5.720	5.499	5.284	5.071	4.858	4.643	4.423
2400	563.13		10.833	10.247	9.704	9.203	8.741	8.316	7.923	7.561	7.227	6.917	6.630	6.362	6.110	5.872	5.645	5.427	5.214	5.003	4.793	4.580	4.362
2500	556.14		10.698	10.118	9.582	9.088	8.631	8.211	7.823	7.465	7.135	6.829	6.545	6.280	6.031	5.796	5.572	5.355	5.145	4.937	4.729	4.516	4.302
2600	549.23		10.564	9.991	9.462	8.973	8.523	8.107	7.724	7.370	7.044	6.742	6.461	6.199	5.953	5.721	5.499	5.285	5.076	4.871	4.665	4.455	4.243
2700	542.41		10.432	9.866	9.343	8.861	8.415	8.005	7.626	7.277	6.954	6.655	6.378	6.119	5.876	5.646	5.427	5.215	5.009	4.805	4.602	4.396	4.184
2800	535.68		10.301	9.742	9.226	8.749	8.309	7.904	7.530	7.184	6.866	6.570	6.296	6.040	5.800	5.573	5.356	5.147	4.942	4.741	4.540	4.336	4.127
2900	529.03		10.172	9.620	9.110	8.639	8.205	7.804	7.434	7.093	6.778	6.486	6.215	5.962	5.725	5.500	5.286	5.078	4.877	4.677	4.478	4.276	4.069
3000	522.46		10.045	9.500	8.996	8.530	8.101	7.705	7.340	7.003	6.692	6.403	6.136	5.885	5.651	5.428	5.216	5.012	4.812	4.615	4.417	4.218	4.013
3100	515.96		9.919	9.380	8.883	8.423	7.999	7.608	7.247	6.914	6.605	6.322	6.057	5.809	5.577	5.358	5.148	4.945	4.748	4.553	4.358	4.160	3.957
3200	509.57		9.795	9.263	8.771	8.317	7.898	7.512	7.155	6.826	6.522	6.241	5.979	5.734	5.505	5.289	5.080	4.880	4.684	4.491	4.298	4.103	3.903
3300	503.24		9.672	9.147	8.661	8.212	7.798	7.417	7.064	6.739	6.439	6.161	5.902	5.660	5.433	5.219	5.013	4.815	4.622	4.431	4.240	4.046	3.848
3400	497.00		9.551	9.032	8.552	8.109	7.700	7.323	6.975	6.654	6.357	6.082	5.826	5.587	5.363	5.150	4.947	4.751	4.560	4.371	4.182	3.991	3.795
3500	490.83		9.431	8.916	8.445	8.007	7.603	7.230	6.886	6.569	6.276	6.004	5.751	5.516	5.293	5.083	4.882	4.688	4.499	4.312	4.125	3.936	3.742
3600	484.73		9.313	8.807	8.338	7.906	7.507	7.139	6.799	6.486	6.196	5.927	5.677	5.444	5.224	5.016	4.818	4.628	4.439	4.254	4.069	3.881	3.689
3700	478.72		9.196	8.696	8.234	7.806	7.412	7.048	6.713	6.403	6.116	5.851	5.604	5.373	5.156	4.951	4.754	4.565	4.380	4.196	4.013	3.828	3.638
3800	472.77		9.081	8.587	8.130	7.708	7.319	6.959	6.628	6.321	6.038	5.776	5.532	5.304	5.089	4.886	4.692	4.504	4.321	4.140	3.958	3.775	3.587
3900	466.90		8.967	8.479	8.028	7.611	7.226	6.871	6.543	6.241	5.961	5.702	5.460	5.235	5.023	4.822	4.630	4.444	4.263	4.084	3.904	3.722	3.536
4000	461.11		8.855	8.373	7.927	7.515	7.135	6.794	6.480	6.181	5.895	5.629	5.390	5.167	4.957	4.759	4.568	4.385	4.206	4.028	3.851	3.671	3.487

Z = ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR [m]  
P' = PRESION ATMOSFERICA MEDIA AL NIVEL Z [mm Hg]  
P = PRESION DE SATURACION DEL VAPOR DE AGUA A LA TEMPERATURA T [mm Hg]  
T = TEMPERATURA DE LA SUPERFICIE DEL AGUA [°C]

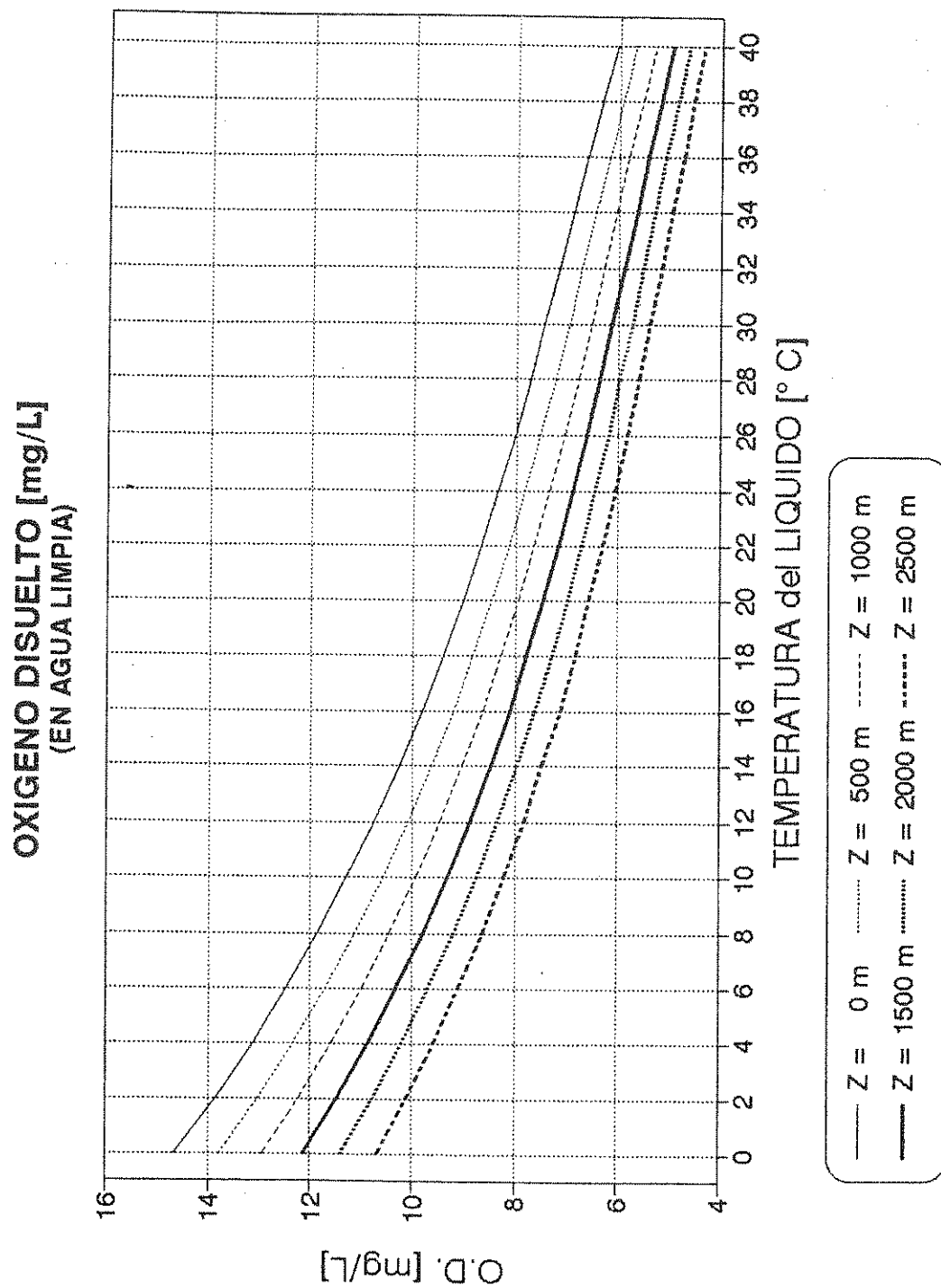


Figura 11.18.8

Concentración de saturación de oxígeno disuelto en agua limpia, en función de Z (altura sobre el nivel del mar, en m) y de T (temperatura del líquido en °C)

## 11.19.- Bibliografía

- 11.19.1.- JOSE M. de AZEVEDO NETTO y Otros, Sistemas de Esgotos Sanitarios, CETESB 1977.
- 11.19.2.- METCALF-EDDY, Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales, Editorial Labor, 1981.
- 11.19.3.- FAIR, GEYR y OKUN, Abastecimiento de Aguas y Remoción de Aguas Residuales, Limusa, Wiley S.A., 1968.
- 11.19.4.- E. PACHECO JORDAO, CONSTANTINO A. PESSOA, Tratamento de Esgotos Domésticos, CETESB, Sao Paulo 1975.
- 11.19.5.- Departamento de Sanidad del Estado de Nueva York, Manual de Tratamiento de Aguas Residuales.
- 11.19.6.- KARL IMHOFF, Manual de Saneamiento de Población.
- 11.19.7.- CoFAPyS y AIDIS, Apuntes del Curso sobre Técnicas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado Cloacal, 1989 y 1990.
- 11.19.8.- Grupo TAS Servicio Seccional de Salud de Antioquia, Tecnologías apropiadas en Saneamiento.
- 11.19.9.- SABESP, Tratamiento de Esgoto para Engenheiros.
- 11.19.10.- R.S. Ramalho, Introduction to Wastewater Treatment Processes. Department of Chemical Engineering, Laval University, Quebec, Canadá, 1975.
- 11.19.11.- Publicaciones de Water Environmental Federation (ex Water Pollution Control Federation)
  - 11.19.11.1.- Water Reuse Revised, Manual of Practice SM-3.
  - 11.19.11.2.- Activated Sludge, Manual of Practice OM-9.
  - 11.19.11.3.- Preliminary Treatment for Wastewater Facilities, Manual of Practice OM-2.
  - 11.19.11.4.- Wastewater Desinfection, A State of the Art, Report.
  - 11.19.11.5.- Wastewater Desinfection, Manual of Practice FD-10.
  - 11.19.11.6.- Aeration, Manual of Practice FD-13.
  - 11.19.11.7.- Anaerobic Sludge Digestion, Manual of Practice Nº 16, Second Edition.
  - 11.19.11.8.- MICHAEL RICHARD, Activated Sludge Microbiology.

- 11.19.11.9.- Plant Maintenance Program, Manual of Practice OM-3.
- 11.19.11.10.- Clarifier Desing, Manual of Practice FD-8.
- 11.19.11.11.- O & M of Trickling Filters, RBCs and Related Processes, Manual of Practice OM-10.
- 11.19.11.12.- Operation of Municipal Wastewater Treatment Plant.
- 11.19.12.- AUDERUT BARBEITO, A, Desarenadores Regulados, Boletín de OSN N° 48, Junio 1941.
- 11.19.13.- AZEVEDO NETTO, J.M. y ACOSTA, E, Vertederos Proporcionales, Manual de Hidráulica, Harper & Row, México, 1983.
- 11.19.14.- TALWAGE W.P. y E.B. FITCH, Determinación de Areas de Unidades de Espesamiento, Industrial and Engineering Chemistry Vol. 47 N° 1, 1985.
- 11.19.15.- DICK, RICHARD I. y EWING, BENJAMIN B., Evaluation of Activated Sludge Thickening Theories, Journal of the Sanitary Engineering Division ASCE, Agosto 1967.
- 11.19.16.- DICK, RICHARD I., La Función del Tanque de Sedimentación Final en Procesos de Barros Activados, Journal of the Sanitary Engineering Division ASCE, Abril 1970.
- 11.19.17.- PARKHURST, J, MIELE, R.P., HAYASHI, S y RODRIGUE, R, Dewatering Digested Primary Sludge, Journal de la WPCF, Vol. 46, N° 3, pág. 468-484, Marzo 1974.
- 11.19.18.- HYDE, H., Utilization of Wastewater Sludge for Cultural Soil Enrichment, Journal de la WPCF, Vol. 48, N° 1, pág. 77-90, Enero 1976.
- 11.19.19.- GRAEF, S. y ANDREWS, J., Stability and Control of Anaerobic Digestion. Journal de la WPCF, Vol. 46, N° 4, pág. 666-683, Abril 1974.
- 11.19.20.- DE SOUZA, M.E., Factores que influenciam a digestão anaeróbia. Revista DAE, Vol. 44, N° 137, pág. 88-94, Junio 1984.
- 11.19.21.- DE SOUZA, M.E., Influencia simultânea de elevadas concentrações de metais pesados e cianetos na digestão anaeróbia de lodos de esgoto, Revista DAE, Vol. 44, N° 138, pág. 221-233.
- 11.19.22.- DRAAIJER, H., MAAS, J.A.W., SCHAAPMAN, J.E. and KHAN, A., Performance of the 5 MLD UASB reactor for sewage treatment at Kanpur, India.

:

- 11.19.23.- VIEIRA, S.M.M. and A.D. GARCIA JR, Sewage treatment by UASB-reactor. Operation results and recommendations for design and utilization, Brazil
- 11.19.24.- SCHELLINKHOUT, A. and COLLAZOS, C.J., Full scale application of the UASB technology for sewage treatment, Netherlands.
- 11.19.25.- A.R.M. VAN DER LAST and G. LETTINGA. (Extended Summary) Anaerobic treatment of domestic sewage under moderate climatic (Dutch) conditions using upflow reactors at increased superficial velocities, Netherlands.
- 11.19.26.- A.L.F.C. MARAGNO and J.R. CAMPOS. Treatment of wastewater with low concentration of organics using anaerobic fluidized bed reactor, Brazil.
- 11.19.27.- SCHKOLNIK, P. (Uruguay), Lechos biológicos de plástico, Revista de Ingeniería Sanitaria, Vol. XXXVII, Nº 3 y 4, pág. 67-72, Julio-Dic. 1983.
- 11.19.28.- AZEVEDO NETTO, J.M., Filtração biológica, Curso de tratamento de Aguas Residuales, Capítulo 11, Revista DAE Nº 55 a 62, 1966.
- 11.19.29.- AUDERUT BARBEITO, CARRIQUE, C. y MEOLLI, G., Boletín DE OSN, Nº 32, Febrero 1940.
- 11.19.30.- DIAS, S., FREITAS A. y MONTEGGIA, L., Novos aspectos na operação de filtros biológicos. Revista DAE, Vol. 44, Nº 139, pág. 346-354, Diciembre 1984.
- 11.19.31.- PRADO PASTANA FILHO, LOPEZ DA CRUZ y GONCALVES, D., Aspectos biológicos do filtro biológico, Universidad de Sao Paulo, Faculdade de Saude Pública, 1978.
- 11.19.32.- SOBRINHO, P.A., Tratamento de esgotos domésticos a través de filtros biológicos de alta taxa. Comparação experimental de meios suporte de biomassa, Revista DAE Nº 135, pág. 58-78, Diciembre 1983.
- 11.19.33.- AUDERUT BARBEITO, A., El Número de Nordell y su aplicación en la aeración de los barros activados, Boletín de OSN, Nº 53, Noviembre 1941.
- 11.19.34.- STENSEL, H.D. y SHELL. G.L., Two methods of biological treatment desing, Journal de la WPCF, Vol. 46, Nº 2, pág. 271-283, Febrero 1974.
- 11.19.35.- GOODMAN, B y ENGLANDE, A., A unified model of the activated sludge process, Journal de la WPCF, vol. 46, Nº 2, pág. 312-32.



- 11.19.36.- BENEFIELD, LARRY y RANDALL, C., Design procedure for a contact stabilization activated sludge process, Journal de la WPCF, Vol. 45, Nº 1, pág. 147-152, Enero 1978.
- 11.19.37.- HUMENICK, M. y BALL, J., Kinetics of activated sludge oxygenation, Journal de la WPCF, Vol. 46, Nº 4, pág. 735-747, Abril 1974.
- 11.19.38.- RODRIGUEZ MORA, F. y RODRIGUEZ ARANDA, A., Algunos problemas en la clarificación secundaria de los sistemas de lodos activados alimentados con efluentes primarios filtrados, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.39.- LOPEZ GARRIDO, P.A. y MARTINEZ ZARCO, Aeración y mezclado hidráulicos aplicados al sistema de lodos activados, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.40.- HIGA, LUIS E., Metodología para diseño global óptimo de un sistema de barros activados, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.41.- KAMIYAMA, H., Lodo activado por batelada (LAB): suas vantagens no tratamento de esgotos das comunidades de médio e pequeno porte, Revista DAE, Vol. 50, Nº 159, pág. 1-4, Setiembre/Octubre 1990.
- 11.19.42.- CALAMANTE, A., SERRA, R., LOMBARDI, C. y GONZALEZ, J., Guía de funcionamiento, operación y control de un sistema de barros activados a escala laboratorio, Revista Ingeniería Sanitaria y Ambiental (AIDIS Argentina), Nº 4, pág. 19-25, Julio 1980.
- 11.19.43.- MOYA, I.L., Barros activados, Curso sobre técnicas de diseño de sistemas de alcantarillado cloacal, Capítulo 9, AIDIS-CoFAPyS, 1989.
- 11.19.44.- GONDIM, J.C., Valores de oxidação aplicados a esgotos domesticos, CETESB, San Pablo, Brasil, 1976.
- 11.19.45.- VON SPERLING, M. y LUMBERS, J., Controle operacional o otimização de custos em sistemas de aeração prolongada, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.46.- BENEDICT, A.H. y CARLSON, D.A.A, The real nature of the Streeter-Phelps temperature coefficient, Water and Sewage Works, pág. 54-57, Febrero 1970.

- 11.19.47.- JOSE M. de ACEVEDO NETTO y otros, Lagoas de Estabilização, CETESB, 1975.
- 11.19.48.- Curso para Ingenieros sobre Operación y Mantenimiento de Lagunas para Estabilización de Aguas Residuales, Lima, Peru, 1980.
- 11.19.49.- Zanjas de Oxidación y Lagunas Aeradas, Publicación C-30, Universidad de Chile, Santiago de Chile 1979.
- 11.19.50.- FABIAN YAÑEZ C., Manual de Métodos Experimentales, Evaluación de Lagunas de Estabilización", Serie Técnica Nº 24, OPS/OMS, CEPIS, 1982.
- 11.19.51.- Avances en el Tratamiento de Aguas Residuales por Lagunas de Estabilización, Documento Técnico Nº 7 OPS/OMS, CEPIS, 1981.
- 11.19.52.- ING. SAENZ FORERO, Manual DTIAPA N°C-14 CEPIS, Lagunas de Estabilización y Otros Sistemas Simplificados para el Tratamiento de Aguas Residuales.
- 11.19.53.- YAÑEZ, F., Herramientas modernas para diseño de lagunas de estabilización, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, AIDIS, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.54.- YAÑEZ, F., Reducción de organismos patógenos y diseño de lagunas de estabilización en países en desarrollo, Seminario Regional de Investigación sobre Lagunas de Estabilización, CEPIS, Lima, 1986.
- 11.19.55.- YAÑEZ, F., Temperature behavior in waste stabilization ponds, Regional Seminar on Waste Water Treatment and Reuse in Agriculture, BIRF-FAO, El Cairo, Egipto, 1988.
- 11.19.56.- YAÑEZ, F., Research on waste stabilization ponds in Perú, Regional Seminar on Waste Water Treatment and Reuse in Agriculture, BIRF-FAO, El Cairo, Egipto, 1988.
- 11.19.57.- HENDRICKS, D.W., y POTE, W., Thermodynamic analysis of a primary oxidation pond, Journal de la WPCF, Vol. 46, Nº 2, pág. 333-351, Febrero 1974.
- 11.19.58.- CASTILLO MORALES, G., Decaimiento de microorganismos de origen fecal en lagunas de estabilización en Chile, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.

- 11.19.59.- PEDROZA DE AMORIM, V., Lagoas anaerobias para comunidades de medio porte, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.60.- SOTO SARACHO, F., Eficiencia de tratamiento de lagunas de estabilización en el área de la ciudad de Santa Cruz, Bolivia, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.61.- ROJAS CESPEDES, J.M., Evaluación fisicoquímica del funcionamiento de las lagunas de estabilización para el tratamiento de las aguas residuales de la ciudad de Cochabamba, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.62.- DA-RIN, B. y GERSON, P.L.N., Acumulação de lodos em lagoas de estabilização, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.63.- MATHEOS, C.E., Utilização de peixes para melhorar o desempenho de lagoas de estabilização, Revista DAE, Vol. 46, Nº 144, pág. 87-101, Marzo 1986.
- 11.19.64.- SHIMADA, P., BIDONE, R.A. y FILHO, M.A., Estudo de lagoas de estabilização para tratamento de esgoto doméstico na região centro-oeste, Revista DAE, vol. 47, Nº 150, pág. 268-274, Diciembre 1987.
- 11.19.65.- SILVA, S.A., Avaliação preliminar de un sistema de lagoas de estabilização em serie, tratando esgotos domésticos, Revista DAE, Vol. 47, Nº 148, pág. 71-72, Marzo 1987.
- 11.19.66.- MATHEUS, C.E., GIANOTTI, E.P. y MOARES, A.J., Correlações entre clorofila, STV e DQO, Revista DAE, vol. 49, Nº 154, pág. 20-23, Enero/Marzo 1989.
- 11.19.67.- PATERNIANI, J.E.S. y MATSUMOTO, T., Eficiência das lagoas de estabilização, Revista DAE, vol. 49, Nº 154, pág. 60-62, Enero/Marzo 1989.
- 11.19.68.- HISSASHI, K., Lagoa anaeróbia: Teorias e práticas operacionais, Revista DAE, Vol. 49, Nº 155, pág. 71-80, Abril/Junio 1989.
- 11.19.69.- NUÑEZ, G., HOM de RAED, E, RAED, J. y VELEZ, O. (OSM), Evaluación del funcionamiento de lagunas primarias en condiciones aeróbicas, Revista Agua, Tecnología y Tratamiento, Nº 50, pág. 55 a 71, Mayo 1987.

- 11.19.70.- POTEL JUNOT, M.A. y SALTIEL, G., Utilización de aguas residuales para riego (1era. parte), Revista Ingeniería Sanitaria y Ambiental (AIDIS Argentina), Nº 4, pág. 41-43, Junio 1991.
- 11.19.71.- Sinopsis- La Declaración de Engelbert, Suiza, 1985, Aspectos sanitarios de la utilización de aguas residuales y excretas en la agricultura y acuicultura.
- 11.19.72.- UNDP-WORLD BANK WATER and SANITATION PROGRAM, 1990, Wastewater irrigation in developing countries. Health Effects and Technical Solutions.
- 11.19.73.- REVISTA DAE. RICARDO SILVEIRA BERNARDES, 1986, Estabilización de contaminantes por disposición en suelo.
- 11.19.74.- REVISTA INGENIERIA AMBIENTAL (México). CARLOS TEJEDA GONZALES, 1991, El riego con aguas residuales en México. Efectos en la salud y propuesta de soluciones técnicas.
- 11.19.75.- Seminario internacional sobre uso eficiente del agua, 1991, ANTONIO VELAZCO RAMIREZ, GABRIEL TRINIDAD LOPEZ, ANTONIO PELAZQUEZ HERNANDEZ. Aprovechamiento de las aguas residuales en el valle del Mezquital (México).
- 11.19.76.- COMISION NACIONAL DEL AGUA (México), 1990, Manual Técnico para el uso, aprovechamiento y manejo de aguas residuales en riego agrícola.
- 11.19.77.- Norma Técnica Ecológica. SEDUE. (México), 1991, Cuadro: Límites máximos de contaminantes para las aguas residuales de origen urbano o municipal que se dispongan mediante riego agrícola.
- 11.19.78.- JOHN WILEY, 1983, Cuadro: Períodos de supervivencia de ciertos agentes patógenos excretados en el suelo y las superficies de los cultivos a 20-30°C.
- 11.19.79.- RODOLFO SAENZ FORERO, 1985, El reuso directo de aguas residuales crudas y de efluentes de lagunas para riego. Uso de lagunas en piscicultura.
- 11.19.80.- REVISTA INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL, 1991, GRACIELA FASCILOLO, RICARDO BAGINI, RICARDO, GABRIELLI, Uso de efluentes domésticos para riego.
- 11.19.81.- AL ROSENTHAL, 1991, State Agricultural Pollution Regulation.

- 11.19.82.- I. HESPANHOL, 1990, Guidelines and integrated measures for public health protection in agricultural reuse systems.
- 11.19.83.- RUDY NORIEGA PISSANI, 1987, Reuso de aguas servidas para irrigación de zonas áridas al sur de Lima.
- 11.19.84.- H. I. SHUVAL, P. YEKUTIEL and B. FATTAL, 1986, An epidemiological model of the potential health risk associated with various pathogens in wastewater irrigation.
- 11.19.85.- ALBERTO MONTBRUN, SARA DE MONTBRUN y TERESA EIGUER, 1990, Problemas sanitarios ocasionados por el uso de líquidos cloacales con tratamiento incompleto.
- 11.19.86.- H. I. SHUVAL, P. YEKUTIEL and B. FATTAL, 1987, State of the art review: an epidemiological approach to the health effects of wastewater reuse.
- 11.19.87.- T. ASANO, D. RICHARD, R. CRITES and G. TCHOBANOGLUS, Evolution of Tertiary Treatment Requirements in California.
- 11.19.88.- ECKENFELDER W.Wesley, Principles of Water Quality Management, CBI Publishing Co. Inc., Boston, 1980.
- 11.19.89.- SCHMIDTKE N.W., Phosphorus and nitrogen control technologies at treatment plants: present and future, Water Quality Bulletin, Vol. 6, No. 4, 1981.
- 11.19.90.- PRESTED B.P., y otros, Development of prediction models for chemical phosphorus removal, Vol. 1, Canada-Ontario Agreement Research Report No. 68, 1977.
- 11.19.91.- CANVIRO CONSULTANTS LTD., y otros, Retrofitting municipal wastewater treatment plants for enhanced biological phosphorus removal, Report EPS 3/UP/3, 1986.
- 11.19.92.- ALARCON, G.O., Removal of phosphorus from sewage. Master essay, John Hopkins University, Baltimore (1961).
- 11.19.93.- BARNARD, J.L., A review of biological phosphorus removal in the activated sludge process. Water S.A. 2, 136 (1976).
- 11.19.94.- BARNARD, J.L., et al. Design strategies for nutrient removal plant. Wat.Sci.Tech. 17, 233 (1985).

- 11.19.95.- BENEDICT, R.G. y CARLSON, D.A. Aerobic heterotrophic bacteria in activated sludge. Water Res. 5, 1023 (1971).
- 11.19.96.- BENEFIELD, L.D. y RANDALL, C.W. Biological process design for wastewater treatment. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey (1980).
- 11.19.97.- BUCHAN, L., Possible biological mechanism of phosphorus removal. Wat.Sci.Tech. 15, 87 (1983).
- 11.19.98.- CHUDOKA, J., Operational experience with an anoxic selector treating rendering-plant wastewaters. Wat.Sci.Tech. Vol.24, No.7, 1 (1991).
- 11.19.99.- DAIGGER, G.T. et al. Enhanced secondary treatment incorporating biological nutrient removal. 59th Annual Conference, Water Pollution Control Federation, Los Angeles (1986).
- 11.19.100.- DAVELAAR, D. et al., The significance of an anaerobic zone for the biological removal of phosphate from wastewaters. Water S.A. 4, 54 (1978).
- 11.19.101.- DEINEMA, M.H. et al., The accumulation of polyphosphate in Acinetobacter spp.. FEMS Microbiol. Letters 9, 275 (1980).
- 11.19.102.- EKAMA, G.A. et al., Considerations in the process design of nutrient removal activated sludge processes. Wat.Sci.Tech. 15, 3/4, 283 (1983).
- 11.19.103.- FUHS, G.W. y CHEN, M., Microbiological basis of phosphate removal in the activated sludge process for the treatment of wastewater. Microbial Ecology 2, 119 (1975).
- 11.19.104.- GERBER, A. y WINTER, C.T., The influence of extended anaerobic retention time on the performance of PHOREDOX nutrient removal plants. Wat.Sci.Tech. 17, 81 (1984).
- 11.19.105.- HIGA, L.E., Procesos para la remoción biológica de nitrógeno y fósforo. Presentado en el Taller Internacional "Tratamiento de Aguas Eutróficas", organizado por AIDIS Argentina y la IWSA -Mendoza (octubre 1991).
- 11.19.106.- JUNI, E., Interspecies transformation of Acinetobacter: Genetic evidence for ubiquitous genus. J.Bacteriol. 112, 917 (1972).

- 11.19.107.- LAW, S.M. et al., Phosphate release and uptake in the activated sludge process. Research report W44, Department of Civil and Chemical Engineering, University of Cape Town, Republic of South Africa (1982).
- 11.19.108.- LEVIN, G.V. et al., Pilot plant tests of a phosphorus removal process. JWPCF 44, 10, 1940 (1972).
- 11.19.109.- LEVIN, G.V. y SHAPIRO, J., Metabolic uptake of phosphorus by wastewater organisms. WPCF 37, 6, 800 (1965).
- 11.19.110.- LOEWENTHAL, R.E. y MARAIS, G.v.R., Carbonate chemistry of aquatic systems: Theory and application. Ann Arbor Sci.Publ., Ann Arbor, Michigan (1976).
- 11.19.111.- LOTTER, L.H., The role of bacterial phosphate metabolism in enhanced phosphorus removal from the activated sludge process. Wat.Sci.Tech. 17, 127 (1985).
- 11.19.112.- OSBORN, D.W. y NICHOLLS, H.A., Optimization of the activated sludge process for the biological removal of phosphorus. Progr.Wat.Tech. 10, 261 (1978).
- 11.19.113.- PAEPCKE, B.H., Performance and operational aspects of biological phosphate removal plants in South Africa. Wat.Sci.Tech. 15, 3/4, 219 (1983).
- 11.19.114.- RABINOWITZ, B. y MARAIS, G.v.R., Chemical and biological phosphorus removal in the activated sludge process. Research report W32, Department of Civil Eng., Univ.of Cape Town (1980).
- 11.19.115.- SHAPIRO J., Induced release and uptake of phosphate by microorganisms. Science 155, 1269 (1967).
- 11.19.116.- SHAPIRO, J. et al., Anoxically induced release of phosphate in wastewater treatment. WPCF 39, 11, 1811 (1967).
- 11.19.117.- SIEBRITZ, I.P. et al., Excess biological phosphorus removal in the activated sludge process at warm temperate climates. Proc.Waste Treatment and Utilization 2, 233 (1980).
- 11.19.118.- SRINATH, E.G. et al., Rapid removal of phosphorus from sewage by activated sludge. Water and Wastes Treatment 11, 410 (1959).

- 11.19.119.- TETREAULT, M.J. et al., Biological phosphorus removal: A technology evaluation. JWPCF 58, 8, 823 (1986).
- 11.19.120.- TOERIEN, D.F. et al., The influence of an anaerobic zone in activated sludge systems on the bacterial population structure. Water S.A. 5, 109 (1979).
- 11.19.121.- U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, Process design manual for nitrogen control -Technology transfer. U.S.EPA (1975).
- 11.19.122.- EBER, W.J. y STUMM, W., J.Am.Water Works Assoc. 55, 1553 (1963).
- 11.19.123.- WELLS, W.N., Differences in phosphate uptake rates exhibited by activated sludges. WPCF 41, 5, 765 (1969).
- 11.19.124.- CALVIN P.C. POON y THOMAS G. BRUECKNER, Physicochemical treatment of wastewater-seawater mixture by electrolysis, 1975.
- 11.19.125.- WOLFGANG, G. WIENDL., Proceso electrolítico. Informaciones iniciales en Campinas, 1985.
- 11.19.126.- REVISTA DAE. WOLFGANG G. WIENDL., Procesos electrolíticos para la depuración de líquidos cloacales. Una revisión secular, 1985.
- 11.19.127.- REVISTA DAE. PAULO BEZERRIL Jr. y WOLFGANG G. WIENDL., Tratamiento electrolítico de líquido cloacal urbano. Instalación pionera en Iracemapolis - SP, 1985.
- 11.19.128.- JOAO C. LOPES DA SILVA y WOLFGANG G. WIENDL., Proceso electrolítico de líquido cloacal, 1987.
- 11.19.129.- GROTERUD, O. y SMOCZYNSKI. L., Phosphorus removal from water by means of electrolysis, 1985.
- 11.19.130.- Informe preparado por la Oficina de ONUDI en Buenos Aires, Tratamiento de efluentes por electrólisis, 1991.
- 11.19.131.- CETESB, Diagnóstico de la situación actual de las estaciones electrolíticas de tratamiento de líquidos cloacales, 1989.
- 11.19.132.- CETESB, Evaluación de las cámaras electrolíticas de la planta piloto de tratamiento de líquidos cloacales de la ciudad de Marília. Descripción final, 1988.



- 11.19.133.- FAROQ, CHIAN y ENGELBRECHI, Basic concepts in disinfection with ozone, Journal de la WPCF, Vol. 49, Nº 8, pág. 1818-1831, Agosto 1977.
- 11.19.134.- BOARDMAN, G.A y SPROUL, O.J., Protection of viruses during disinfection by adsorptions to particulate matter, Journa de la WPCF, Vol. 49, Nº 8, pág. 1857-1861, Agosto 1977.
- 11.19.135.- GOULD, J.P. y WEBER, W., Oxidation of phenols by ozone, Journal de la WPCF, Vol. 48, Nº 1, pág. 47-60, Enero 1976.
- 11.19.136.- CRAMER, W., KAWATA, K. y KRUSE, C., Chlorination and iodination of poliovirus and f2, Journal de la WPCF, Vol. 48, Nº 1, pág. 61-76, Enero 1976.
- 11.19.137.- BUDDE, P.E., NEHM, P. y BOYLE, W, Alternatives to wastewater disinfection, Journal de la WPCF, Vol. 49, Nº 10, pág. 2144-2155, Octubre 1977.
- 11.19.138.- DE CRAEVE, G.M. y WARD, R.W., Acclimation of fathead minnows and lake trout to residual chlrine and bromine chloride, Journal de la WPCF, Vol. 49, Nº 10, pág. 2172-2178, Octubre 1977.
- 11.19.139.- GONZALEZ, O, Mantenimiento de tubos de gas cloro, Revista Agua, Tecnología y Tratamiento, Nº 50, pág. 32-35, Mayo 1987.
- 11.19.140.- NEAL, L. y TSIVOGLO, E., Tracer measurement of aeration performance, Journal de la WPCF, Vol. 46, Nº 2, pág. 247-259, Febrero 1974.
- 11.19.141.- KAMIYAMA, H, Aerador mecánico superficial: as metodologías para a determinação da performance, Revista DAE, Vol. 44, Nº 149, pág. 164-169, Junio/Setiembre 1987.
- 11.19.142.- BRUN, S., BULATY, M., IWANOWSKY, H. y ROSADO, C., Sistema de aeración de bajo costo para tratamiento de aguas residuales, XXI Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Río de Janeiro, 1988.
- 11.19.143.- NOVAK, R., Techniques and factors involved in aerator selection and evaluation, Journal de la WPCF, Vol. 40, Nº 3, pág. 452-463, Marzo 1968.