

1. OBJETO

Esta norma establece los parámetros para determinar los niveles de calidad exigibles de los cuerpos de agua (lagos, lagunas, lagos artificiales, manantiales, ríos, aguas subterráneas, estuarios y mares), de acuerdo con los usos a los cuales se destinen.

2. CLASIFICACION DE LOS RECURSOS HIDRICOS DE ACUERDO A SUS USOS

2.1 Con el objeto de determinar la capacidad y condiciones del aprovechamiento de los recursos hidráulicos y los niveles y calidad de vertimientos tolerables para cada cuerpo de agua, se establecen seis tipos de cuerpos de agua:

- a.- Tipo 1. Aguas destinadas al uso doméstico y al uso industrial que requiera de agua potable, siempre que ésta forme parte de un producto o sub-producto destinado al consumo humano o que entre en contacto con él. Las aguas de este Tipo se desagregan en dos categorías:
 - Categoría 1-A Aguas que desde el punto de vista sanitario pueden ser acondicionadas con la sola adición de desinfectantes; y
 - Categoría 1-B Aguas que pueden ser acondicionadas por medio de tratamientos convencionales de coagulación, floculación, sedimentación, filtración y/o cloración.
- b.- Tipo 2. Aguas destinadas a usos agropecuarios. Estas se desagregan en dos categorías:
 - Categoría 2-A Aguas para riego de vegetales destinados al consumo humano;
 - Categoría 2-B Aguas destinadas para riego de cualquier otro tipo de cultivo y uso pecuario.
- c.- Tipo 3. Aguas marinas o medios costeros destinados a la cría y explotación de moluscos para su consumo humano;
- d.- Tipo 4. Aguas destinadas a balnearios, deportes acuáticos, pesca deportiva, comercial y de subsistencia. Las aguas de este Tipo se desagregan en dos categorías:
 - Categoría 4-A Aguas para el contacto humano total;
 - Categoría 4-B Aguas para el contacto humano parcial.

e.- Tipo 5. Aguas destinadas para usos industriales que no requieren agua potable;

f.- Tipo 6. Aguas destinadas a la navegación y generación de energía.

3. PROCESO DE CLASIFICACION DE LOS CUERPOS DE AGUA

3.1 A los efectos de la clasificación determinada en el Artículo anterior, se establecen los siguientes niveles mínimos de calidad exigibles de acuerdo a la categoría de uso a que se destinen:

3.1.1 Aguas Tipo 1

| Parámetro | Límite o rango máximo | |
|---|-----------------------|---------------------|
| | Categoría 1 A | Categoría 1 B |
| Oxígeno disuelto (OD) | > 4.0 mg/l (*) | > 4.0 mg/l (*) |
| Demanda bioquímica de oxígeno (DBO ₅ , 20) | 2.0 mg/l | 5.0 mg/l |
| pH | mín. 6.0 y máx. 8.5 | mín. 6.0 y máx. 8.5 |
| Color real | < 15 U Pt-Co | < 150 U Pt-Co |
| Turbiedad | < 5 UNT | < 250 UNT |
| Fluoruros | mín 0.7 y máx. 1.5 | < 1.7 mg/l |
| Hierro Total | 0.3 mg/l | 3 mg/l |
| Mercurio Total | 0.001 mg/l | 0.01 mg/l |
| Plomo Total | 0.01 mg/l | 0.05 mg/l |
| Sólidos Totales disueltos | 1000 mg/l | 1500 mg/l |
| Sulfatos | 250 mg/l | 400 mg/l |
| Zinc | 3 mg/l | 5 mg/l |
| Cloruros | 250 mg/l | 600 mg/l |
| Organismos Colif. Totales | (**) | (***) |

* (*)También puede ser expresado como porcentaje de saturación y debe ser mayor de 50%.

(**) Promedio mensual menor de 2000 NMP por cada 100 ml.

(***) Promedio mensual menor de 10000 NMP por cada 100 ml.

Categorías 1A y 1B (Continuación)

| Parámetro | Límite o rango máximo |
|-----------------------------------|---------------------------------------|
| Cianuro total | 0.1 mg/l |
| Cobre total | 2.0 mg/l |
| Cromo total | 0.05 mg/l |
| Detergentes | 1.0 mg/l |
| Dispersantes | 1.0 mg/l |
| Dureza como CaCO ₃ | 400 mg/l |
| Extracto de carbono al cloroformo | 0.15 mg/l |
| Fenoles | 0.002 mg/l |
| Manganeso total | 0.5 mg/l |
| Nitritos + Nitratos (N) | 10.0 mg/l |
| Plata total | 0.05 mg/l |
| Selenio | 0.01 mg/l |
| Sodio | 200 mg/l |
| Organofosforados y Carbamatos | 0.1 mg/l |
| Organoclorados | 0.2 mg/l |
| Actividad α | max. 0.1 becquerelio por litro (Bq/l) |
| Actividad β | max. 1.0 becquerelio por litro (Bq/l) |

3.1.2 Aguas Tipo 2

| Parámetro | Límite o rango máximo | |
|---------------------------|-----------------------|------|
| | 2 A | 2 B |
| Organismos colif. totales | (•) | (••) |
| Organismos colif. fecales | (+) | (++) |

- (•) Promedio mensual menor de 1000 NMP por cada 100 ml.
- (••) Promedio mensual menor de 5000 NMP por cada 100 ml.
- (+) Promedio mensual menor de 100 NMP por cada 100 ml.
- (++) Promedio mensual menor de 1000 NMP por cada 100 ml.

Categorías 2A y 2B (Continuación)

| Parámetro | Límite o rango máximo |
|-------------------------------|---------------------------------------|
| Aluminio | 1.0 mg/l |
| Arsénico total | 0.05 mg/l |
| Bario total | 1.0 mg/l |
| Boro | 0.75 mg/l |
| Cadmio | 0.005 mg/l |
| Cianuro | 0.2 mg/l |
| Cobre | 0.2 mg/l |
| Cromo total | 0.05 mg/l |
| Hierro total | 1.0 mg/l |
| Litio | 5.0 mg/l |
| Manganeso total | 0.5 mg/l |
| Mercurio | 0.01 mg/l |
| Molibdeno | 0.005 mg/l |
| Níquel | 0.5 mg/l |
| Plata | 0.05 mg/l |
| Plomo | 0.05 mg/l |
| Selenio | 0.01 mg/l |
| Sodio | 200 mg/l |
| Sólidos disueltos totales | 3000 mg/l |
| Sólidos flotantes | Ausentes |
| Vanadio | 10.0 mg/l |
| Zinc | 5.0 mg/l |
| Organofosforados y Carbamatos | 0.1 mg/l |
| Organoclorados | 0.2 mg/l |
| Actividad α | max. 0.1 becquerelio por litro (Bq/l) |
| Actividad β | max. 1.0 becquerelio por litro (Bq/l) |

3.1.3 Aguas Tipo 3

| Parámetro | Límite o rango máximo |
|---|---------------------------------------|
| Oxígeno disuelto (OD) | > 5.0 mg/l ^(*) |
| pH | mín. 6.5 y máx. 8.5 |
| Aceites minerales | 0.3 mg/l |
| Detergentes no biodegradables | < 1 mg/l |
| Detergentes biodegradables | < 0.2 mg/l |
| Residuos de petróleo, sólidos sedimentables y flotantes | Ausentes |
| Metales y otras sustancias tóxicas | No detectables ^(**) |
| Fenoles y sus derivados | 0.002 mg/l |
| Organofosforados y Carbamatos | 0.1 mg/l |
| Organoclorados | 0.2 mg/l |
| Organismos colif. totales | ^(***) |
| Actividad α | max. 0.1 becquerelio por litro (Bq/l) |
| Actividad β | max. 1.0 becquerelio por litro (Bq/l) |

Las muestra a captar para la realización de los análisis deberán ser representativas de la calidad del cuerpo de agua a ser aprovechado, tomando en consideración las fuentes de contaminación que pudieran afectar a la zona bajo estudio.

3.1.4 Aguas Tipo 4

| Parámetro | Límite o rango máximo |
|--------------------------------|--|
| Oxígeno disuelto (OD) | > 5.0 mg/l ^(*) |
| pH | mín. 6.5 y máx. 8.5 |
| Aceites minerales | 0.3 mg/l |
| Detergentes | < 1 mg/l |
| Sólidos disueltos condición | desviación menor de 33% de la natural |

() También puede ser expresado como porcentaje de saturación y debe ser mayor de 60%.

* (***) Según los métodos aprobados por el INAA (se recomienda aplicar bioensayos de toxicidad)

(***) a) Promedio mensual menor de 70 NMP por cada 100 ml.

b) El 10% de las muestras puede exceder de 200 NMP por cada 100 ml.

*

*

Aguas Tipo 4 (Continuación)

| Parámetro | Límite o rango máximo |
|---|---------------------------------------|
| Residuos de petróleo, sólidos sedimentables y flotantes | Ausentes |
| Metales y otras sustancias tóxicas | No detectables (**) |
| Fenoles y sus derivados | 0.002 mg/l |
| Organofosforados y Carbamatos | 0.1 mg/l |
| Organoclorados | 0.2 mg/l |
| Actividad α | max. 0.1 becquerelio por litro (Bq/l) |
| Actividad β | max. 1.0 becquerelio por litro (Bq/l) |

Las aguas del sub-tipo 4 A deberán responder a los límites y rangos siguientes:

- Organismos coliformes totales: a) menor a 1000 NMP por cada 100 ml en el 90% de una serie de muestras consecutivas;
b) menor a 5000 NMP por cada 100 ml en el 10% restante.
- Organismos coliformes fecales: a) menor a 200 NMP por cada 100 ml en el 90% de una serie de muestras consecutivas;
b) menor a 400 NMP por cada 100 ml en el 10% restante.
- Moluscos infectados con *S. Manzoni*: Ausentes

Las aguas del sub-tipo 4 B deberán responder a los límites y rangos siguientes:

- Organismos coliformes totales: a) menor a 5000 NMP por cada 100 ml en el 80% de una serie de muestras consecutivas;
b) menor a 10000 NMP por cada 100 ml en el 20% restante.
- Organismos coliformes fecales: a) menor a 1000 NMP por cada 100 ml en la totalidad de las muestras.

*(**) Según los métodos aprobados por el INAA (se recomienda aplicar bioensayos de toxicidad)

- Moluscos infectados con S. Manzoni: Ausentes

3.1.5 Aguas Tipo 5

| Parámetro | Límite o rango máximo |
|---|-----------------------|
| Fenoles y sus derivados | 0.002 mg/l |
| Aceites y espumas | Ausentes |
| Sustancias que originen sedimentación de sólidos y formación de lodos | Ausentes |

3.1.6 Aguas Tipo 6

| Parámetro | Límite o rango máximo |
|-----------------------|-----------------------|
| Oxígeno disuelto (OD) | > 3.0 mg/l |

3.2 El MARENA, con el apoyo técnico de los Organismos Sectoriales, podrá mediante Resolución establecer la clasificación y categoría correspondiente a cada cuerpo de agua o sectores de éstos. En la correspondiente Resolución se establecerán las normas específicas aplicables para su aprovechamiento, de conformidad con las condiciones y destino propuesto al correspondiente cuerpo de agua o sector de éste.

Nota: El MARENA, con el apoyo de los Organismos Sectoriales, establecerá un orden de prioridades para la clasificación de los cuerpos de agua, de acuerdo con la intensidad del grado de intervención o degradación de las aguas.

3.3 El MARENA podrá diseñar planes de control y manejo de cuerpos de agua específicos o sectores de éste a los fines de establecer un programa de mejoramiento de la calidad de dicho cuerpo. El MARENA podrá delegar esta función en la autoridad que juzgue competente.

Nota: Los Planes se formularán atendiendo las directrices siguientes:

- a. Destino propuesto del cuerpo de agua o sectores de este;

- b. Evaluación de las actividades que tienen por objeto el uso o aprovechamiento del cuerpo de agua;
- c. Relaciones causa-efecto entre las actividades susceptibles de degradar el cuerpo de agua y los problemas de calidad del mismo;
- d. Cronograma de adecuación de las actividades susceptibles de degradar el cuerpo de agua para garantizar la recuperación del cuerpo de agua;
- e. Determinación de las condiciones para el uso y aprovechamiento del cuerpo de agua, presentes y futuros, incluyendo los límites de aprovechamiento o descargas máximas permisibles por cada fuente de vertimiento;
- f. Determinación de las normas complementarias que se estimen necesarias para el control y manejo de la calidad del cuerpo de agua.

4. DISPOSICIONES TRANSITORIAS

4.1 Las personas naturales o jurídicas, públicas o privadas, que se propongan iniciar cualquier actividad que tenga por objeto el uso o aprovechamiento de los recursos hidráulicos, que requiera de autorización por parte del MARENA sobre cuerpos de agua no clasificados de conformidad con las presentes normas, deberá acompañar a su solicitud los siguientes recaudos a los fines de obtener la normativa aplicable:

- a. La ubicación de la actividad propuesta respecto a centros poblados y ecosistemas frágiles;
- b. La caracterización del cuerpo de agua, incluyendo los caudales medios mensuales y anuales, y el uso actual y potencial del cuerpo de agua objeto de uso o aprovechamiento;
- c. El volumen y la periodicidad de su aprovechamiento;
- d. El volumen, la periodicidad y las características fisico-químicas, biológicas y toxicológicas de los vertimientos;
- e. Las limitaciones y restricciones de carácter técnico para su aprovechamiento o para la ejecución de las actividades de adecuación de sus vertimientos.

4.2 El MARENA, a los fines de establecer la factibilidad y términos y condiciones del uso o aprovechamiento propuesto, deberá incorporar en su respuesta las directrices contenidas en el Art. 5 del presente cuerpo normativo, a cuyo efecto dispondrá de un plazo no mayor de treinta (30) días para comunicar al interesado el régimen aplicable.

4.3 El presente Decreto entrará en vigencia a partir de la fecha de su publicación en La Gaceta, Diario Oficial.

5. REFERENCIAS

- a) Dotación y Capacitación de Unidades Ambientales Tomo I. Ingeniería CAURA. INAA, septiembre 1996.
- b) CAPRE. Normas de Calidad del Agua para consumo Humano (Norma Regional de Calidad del Agua. CAPRE) Centroamerica, 1994.
- c) República de Nicaragua. Ley General del Medio Ambiente y los Recursos Naturales. 1996.
- d) República de Perú. Reglamento de los Títulos I, II, III de la Ley General de Agua No. 17752 del Perú, 1969.
- e) República de Venezuela. Normas para la Clasificación y Control de la Calidad de los Cuerpos de Agua y vertidos o efluentes líquidos. Decreto No. 883, octubre de 1995, Gaceta Oficial No. 5.021 Extraordinario, 18.12.1995.
- f) República de Venezuela. Reglamento Parcial No. 4 de la Ley Organica del Ambiente sobre clasificación de las Aguas. Decreto No. 2.831, agosto de 1978, Gaceta Oficial No. 2.323 Extraordinario, 20.10.1978

1. OBJETO

La economía de las obras ha de ser el principio fundamental a considerar, en el diseño de sistemas de tratamiento de aguas servidas domésticas para localidades que disponen de un acueducto.

La forma más común para el control de la polución del agua, consiste en un sistema de colectores cloacales y plantas de tratamiento. La red recoge las aguas servidas producidas en las viviendas, establecimientos e industrias y las lleva a la planta de tratamiento de aguas servidas donde se las hace adecuadas para ser vertidas a los cuerpos receptores, en consideración a las correspondientes normas de descarga.

2. TERMINOLOGIA

El diseño de un Sistema de Alcantarillado Sanitario, requiere la consideración de los aspectos siguientes:

2.1 Ubicación: política, características geográficas de la región, vías de comunicación y distancias a centros de importancia;

2.2 Climatología: información climática basada en datos concretos: precipitación pluvial, vientos, nubosidad, temperatura máxima, mínima y media, humedad relativa, evaporación y transpiración;

2.3 Características locales: principales medios de vida de los habitantes, tipos e importancia de las industrias existentes, servicios públicos, dependencias oficiales, escuelas, otros;

2.4 Estado de Saneamiento: condiciones sanitarias generales de la localidad; tipo de abastecimiento de agua, disposición de excretas y basuras; enfermedades predominantes, especialmente de origen hídrico; condiciones de la vivienda y otros;

2.5 Acueducto: deberá conocerse: fuente de abastecimiento de agua, condiciones sanitarias de la misma, cuenca tributaria, condiciones físico-químicas del agua, características de las instalaciones existentes, profundidad de las tuberías colocadas, población servida o número de suscriptores, dotación por persona y día, tipo de servicio: continuo o intermitente, directo o con estanque domiciliario, consumo diario aproximado;

2.6 Pavimento: en cada calle, si lo tiene: tipo, espesor, planos;

2.7 Demografía y catastro: es necesario un censo que cubra catastro de la población con la indicación de cada inmueble; número de propietarios con

posibilidad económica y disposición de empotrar su inmueble a la cloaca; número de habitantes permanentes, población flotante y turística (si la hubiere); factores que pudieran influir en la tasa de crecimiento demográfico, tales como vías de comunicación, industrias existentes o a establecerse y otros; áreas de expansión futura según el potencial desarrollo de la población; datos de censos anteriores, capacidad máxima de escuelas, hospitales, hoteles y otras instituciones similares; datos sobre los propietarios de los terrenos donde se extenderá el emisario, así como también donde se ubicará la planta de tratamiento; estaciones de bombeo, lagunas de estabilización y otras, cuando se prevea su instalación;

2.8 Industrias: datos referentes a características y volumen de sus aguas residuales (donde existan) y futuras ampliaciones;

2.9 Mano de Obra, precios de materiales y otros: para planificar el trabajo adecuadamente y elaborar los correspondientes presupuestos, es necesaria la información siguiente: disponibilidad de personal especializado y obrero; sueldos y salarios medios vigentes; disponibilidad y precios unitarios de materiales de construcción, herramientas, equipos y otros; facilidades y costo del transporte en escala local; talleres mecánicos y estaciones de servicio; existencia de contratistas locales, su capacidad técnica y solvencia económica; características, precios y condiciones de la corriente eléctrica;

2.10 Fotografías, videos y otros medios gráficos, de todos los sitios y estructuras.

3. INVESTIGACIONES PRELIMINARES PARA EL PROYECTO DE SISTEMAS ALCANTARILLADO SANITARIO

3.1 Estudios De Campo

Los estudios de campo necesarios, deberán realizarse obteniendo la información que se menciona a continuación:

3.1.1 Suelo y subsuelo: características y calidad del terreno, por medio de sondeos y excavaciones practicadas en calles y sitios donde se ubicarán estructuras de importancia. Se determinará en todos los lugares donde sea necesario, la altura de la mesa de agua;

3.1.2 Levantamiento topográfico: levantamiento plani-altimétrico de la población, incluyendo las zonas de expansión futura, referido a los puntos más cercanos cartografiados por la Cartografía Nacional; catastro de infraestructura existente (de agua y alcantarillados, electricidad, teléfono, pluvial, puentes, etc.)

3.1.3 Descarga: la descarga de las aguas servidas de la población en un curso de agua, se calculará de acuerdo con la normativa vigente, (Decreto 33-95).

Adicionalmente, se indicarán las poblaciones situadas aguas abajo y su distancia aproximada al sitio de descarga. Si no se dispone de datos sobre aforos del río, éstos deberán ser efectuados, determinando los gastos mínimos de estiaje y máximos de crecientes; se harán sondeos en la línea que ha de seguir la tubería de descarga, dentro del lecho del río; se determinarán los niveles de crecida de las corrientes de agua que puedan afectar al sistema de cloacas a proyectarse y su altura en los puentes y alcantarillas existentes; los puentes y alcantarillas deberán situarse en los planos, así como sus cotas y secciones, además se estudiará su capacidad de desagüe, materiales de los que están fabricados, estado de conservación y otros; si la descarga se ha de efectuar en el mar o en un lago, deberán obtenerse los datos necesarios para conocer la dirección y la velocidad de los vientos predominantes, niveles mínimos y máximos de bajamar y pleamar respectivamente, deberá realizarse un levantamiento batimétrico de una amplia zona, alrededor del punto de descarga.

3.2 Sistema de Alcantarillado Sanitario

3.2.1 Los líquidos diferentes de aguas negras domiciliarias, aguas residuales industriales y aguas de infiltración, deberán ser excluidos en lo posible, del sistema de cloacas. Un sistema cloacal deberá ser proyectado para un período de duración o vida útil de 20 a 30 años para las redes (colectores principales, secundarios y otros) y de 10 a 15 años para estaciones de bombeo y tuberías de descarga sumergida.

3.2.2 Los gastos de aguas servidas deben ser considerados en detalle para un período determinado de vida útil. Es necesario considerar igualmente, las posibilidades de crecimiento de la población, durante el período para el cual se proyecte un sistema cloacal.

3.2.3 La población o zona bajo estudio deberá ser considerada como un todo con las áreas adyacentes, de acuerdo con los diferentes factores topográficos, demográficos y urbanísticos que puedan influir en el proyecto. Por tanto, se debe tener en cuenta para el cálculo de la capacidad de los colectores, las posibles variaciones urbanísticas y de densidad demográfica, dentro de la parte urbanizada actualmente y las áreas de futura expansión, acordes con la población de proyecto que puedan incorporarse a través de los colectores, fijándoles coeficientes de gasto adecuados, que obliguen a proyectarlos, de diámetros o profundidades mayores que los necesarios, si no fuesen consideradas las futuras ampliaciones. Otros aspectos a considerar son:

- Localización de las cloacas
- Empotramientos
- Ubicación de las cloacas con respecto al acueducto
- Profundidad de las cloacas con respecto a los inmuebles
- Forma y materiales de las tuberías
- Diámetros mínimos

- Obstáculos al paso de las tuberías
- Drenajes
- Sifones invertidos
- Bocas de visita
- Localización de los colectores de arranque con relación al colector de salida
- Cálculos hidráulicos
- Cálculos estructurales
- Clases de apoyos de las tuberías en zanja
- Tuberías en terraplén
- Cálculos de las cargas que actúan sobre las tuberías
- Resistencia de los tubos
- Dimensiones y tolerancias
- Estaciones de bombeo (ubicación, tipos, construcción y materiales, capacidad, protección de las bombas)
- Proyecto del pozo húmedo
- Proyecto del pozo seco
- Equipo de bombeo (tipos de bomba, motores de las bombas, tuberías y válvulas, equipo eléctrico)
- Dependencias y anexos
- Memoria descriptiva
- Planos del proyecto (plano índice, planos de planta del sistema de cloacas, planos de perfiles, planos de estación de bombeo, planos de detalle)
- Cómputo métrico y presupuesto.
- Legalización de predios y servidumbres de paso.

3.3 Sistemas de Tratamiento de Aguas Servidas Domesticas

3.3.1 Los líquidos residuales, por su agresividad, requieren ser descargados de manera que no constituyan un problema social en el sentido más amplio. En tal sentido, las aguas servidas domésticas, por su carácter ofensivo, ya que contienen compuestos orgánicos putrescibles, agentes patógenos, a veces sustancias tóxicas, etc, deben ser tratadas para que no perjudiquen al hombre y a su ambiente.

3.3.2 Las normas de diseño para sistemas de tratamiento de aguas servidas domésticas deben abarcar:

- a. Vertederos de caudales de demasía en estructuras de entrada; tratamiento preliminar de separación y transformación de los sólidos orgánicos ofensivos (suspendidos, coloidales y disueltos), con la finalidad, por una parte, de proteger las instalaciones (y su funcionamiento) que constituyen las obras de tratamiento y, por la otra, eliminar o reducir sensiblemente las condiciones indeseables relacionadas fundamentalmente con la apariencia estética de esas

plantas de acondicionamiento. Las sustancias extrañas asociadas al agua que justifican el tratamiento preliminar o de acondicionamiento, se componen de: arenas (fina y gruesa), grava y aún piedras que han sido arrastradas a lo largo de las tuberías de recolección de las aguas residuales; y trapos, papeles y otros materiales sólidos de desecho de similar procedencia, descargados incontroladamente en las redes cloacales del sistema de alcantarillado;

- b. Operaciones de pretratamiento, las cuales comprenden el uso de rejas, bombas, rejillas y trituradores, desarenadores, lavadores de arena, estanques de pre-aereación y de flotación, tratamientos químicos y floculación; y
- c. Proceso de sedimentación-flotación, para provocar la separación física de los materiales en suspensión presentes en el líquido residual procedente del pretratamiento, a fin de que tales materiales, constituidos por arenas (particularmente en sistemas mixtos), sólidos orgánicos suspendidos y coloidales, sedimentables por si mismos o mediante coagulación-floculación y materia flotante sólida o líquida que, al no haber sido removida previamente en el sistema (por rejas, rejillas, cedazos o micromallas), sean separadas del agua residual para reducir su carácter ofensivo para con las unidades posteriores de los mismos procesos de acondicionamiento y también para reducir, básicamente la demanda bioquímica de oxígeno que acusan las materias nombradas. Utilización de cámaras desarenadoras para remoción por decantación de arenas y otros sólidos de densidad notoriamente mayor a la del líquido en proceso de tratamiento; de estanques sedimentadores, clarificadores y densificadores, para remoción por sedimentación de sólidos suspendidos sedimentables de naturaleza floculante y de densidades mayores que la del agua, pero menores que las de las arenas; y de estanques desnatadores o desgrasadores, para remoción de partículas sólidas o líquidas de densidades menores a las del líquido que las contiene.

Las características físicas del diseño de los estanques de sedimentación deben atender a:

- Período de retención
- Velocidad horizontal del flujo a través de la unidad: velocidad media y en el fondo (para los efectos de resuspensión)
- Profundidad y relación de largo a profundidad
- Efectos de la entrada y la salida del líquido a la unidad
- Forma del separador
- Pantallas reguladoras o de control
- Área superficial del fondo (tasa de desbordamiento superficial)
- Efectos de los mecanismos agregados, entre los cuales puede incluirse:
- La relación largo-ancho, en cuanto pueda influenciar la distribución del flujo en el estanque

- Efectos misceláneos en el estanque (acción de las corrientes de convección, corrientes de densidad por influencia de variaciones de la temperatura del líquido y del ambiente, efectos biológicos, reacciones del fondo).

La remoción de la demanda bioquímica de oxígeno mediante la separación física obtenida a través de las unidades de sedimentación-flotación no va más allá de 35 a 40 por 100.

- d. Tratamiento primario: coagulación-floculación, con la finalidad de reducir de manera significativa, entre otros parámetros, la demanda bioquímica de oxígeno, por medio de la separación de los sólidos orgánicos, con una eficiencia entre un 50 y un 70 por 100. Uso de coagulantes y procoagulantes tales como: cloruro férrico, sulfato férrico y sulfato ferroso, alumbre y, aún, cal, cloruro aluminico y carbonato de sodio y, en pequeñas dosis polielectrolitos y otros compuestos químicos, todos ellos a ser seleccionados dependiendo del carácter que muestre el líquido residual a tratar, de las facilidades para su manipulación y de su costo.

El rango de pH de óptima coagulación debe ser escogido mediante pruebas de jarro, midiendo por ejemplo, la turbiedad remanente del sobrenadante, los tiempos de formación de los flóculos para varias dosis de floculante y el pH del agua.

La adición de coagulantes y procoagulantes se efectuará mediante mezcladores mecánicos, que permitan la turbulencia necesaria para lograr una mezcla homogénea de la sustancia química con el agua.

- e. Tratamiento secundario, adicional al primario, biológico, debe remover un 85 por 100 o más de la demanda bioquímica de oxígeno del líquido cloacal crudo. El tratamiento secundario presupone la aplicación previa de tratamientos primarios, los cuales son de acción física o físico-química. Podrán aplicarse tratamientos secundarios por lodos o barros activados y zanjas de oxidación, filtros biológicos percoladores o de goteo y sus variantes, lagunas de estabilización (aerobias, facultativas y anaerobias), de oxidación (oxigenación fotosintética y aereadas) y de acabado; y otros de uso más limitado: filtros intermitentes de arena; lechos de contacto y los denominados "filtros Dumbar".
- f. El efluente final del tratamiento secundario de la planta de tratamiento de aguas servidas domésticas deberá cumplir con los rangos y límites establecidos en el Decreto 33-95 para descargas a cuerpos de agua receptores.

4. REFERENCIAS

- a) Dotación y Capacitación de Unidades Ambientales. Ingeniería CAURA. INAA, Septiembre 1996. Tomo I

1. OBJETO

Esta norma establece los criterios para el diseño de las Lagunas de Estabilización y de las Lagunas Aireadas, para el tratamiento de aguas residuales de origen municipal.

2 DEFINICIONES

2.1 Lagunas de Estabilizacion: Las lagunas de estabilización son grandes reservorios de aguas someras, formadas por terraplenes en las cuales el efluente crudo es tratado mediante procesos naturales asociados al crecimiento y al metabolismo de algas y bacterias; sin embargo, se puede auxiliar al proceso suministrando oxígeno mediante aireadores.

2.2 Lagunas Aireadas: Una laguna aireada es una unidad de lodos activados operada sin retorno de lodos, el oxígeno es suministrado por aireadores superficiales o por equipos de aireación por difusión.

3. LAGUNAS DE ESTABLIZACION

3.1 Clasificacion

3.1.1 Las lagunas de estabilización, según el régimen de oxígeno disuelto en sus aguas, se clasifican en:

- a) Aerobias
- b) Facultativas
- c) Anaerobias

3.1.2 Reconociendo el hecho que no existe delimitación precisa entre los tipos de lagunas citados, en el Cuadro I se establecen los criterios tentativos para su clasificación.

3.2 Configuracion de un Sistema de Lagunas

3.2.1 Un sistema de lagunas que descargue a aguas receptoras continentales y estuarios, no podrá tener menos de tres etapas en serie, sin perjuicio a la obligación de cumplir con los requisitos de calidad bacteriológica del efluente, señalados en el Decreto 33-95, o en función del uso de las aguas receptoras.

3.2.2 Las lagunas que descarguen al mar a través de tubería submarina, podrán ser de una sola etapa, teniendo que cumplir con los requisitos de calidad bacteriológica establecidos en el Decreto 33-95, o en función del uso de las aguas receptoras.

3.2.3 Las combinaciones posibles de distintos tipos de lagunas podrán ser las siguientes:

- a) Anaerobia-Anaerobia-Facultativa-Aerobia...
- b) Anaerobia-Facultativa-Aerobia...
- c) Facultativa-Facultativa-Aerobia...
- d) Facultativa-Aerobia-Aerobia...
- e) Aerobia-Aerobia-Aerobia...

3.2.4 Las lagunas aerobias que conforman la última etapa del sistema podrán ser múltiples o en serie.

3.2.5 Para la escogencia del tamaño del lote para ubicar las lagunas, se deberá adicionar un área del 30 al 40% del área de las lagunas, para alojar obras conexas a las mismas (parqueo, área de maniobras, calles, depósitos de natas, lodos y basuras, caseta de operador, laboratorio, etc.)

3.3 Dimensionamiento de las Lagunas

3.3.1 El dimensionamiento de las lagunas se efectuará de la manera siguiente:

- a) Se adoptará la configuración del sistema entre las combinaciones presentadas en la Sección 3.2.3
- b) Se seleccionará la carga superficial y la profundidad dentro de los rangos fijados en el Cuadro I.
- c) Se calculará la eficiencia y la carga remanente en el efluente de cada una de las etapas hasta llegar al efluente de la última etapa.

3.3.2 En caso de no alcanzar la eficiencia deseada en el efluente final, se aumentarán las etapas anteriores o se aumentará el número de las etapas. En caso de que la eficiencia exceda los requisitos previamente establecidos, se podrán reducir las lagunas dentro de los límites establecidos en el Cuadro I.

3.4 Eficiencia en Terminos del Indice Coliforme

3.4.1 La calidad del efluente de un sistema de lagunas en serie, en términos del Indice Coliforme, se calculará con la fórmula siguiente:

$$N_n = \frac{N_o}{(K R_1 + 1)(K R_2 + 1)...(K R_n + 1)}$$

donde:

N_n = Índice coliforme en el efluente de la laguna enésima.

N_o = Índice coliforme en el afluente del sistema.

K = Factor de proporcionalidad que tiene valor de 2,0 día⁻¹

R_i = Tiempo de residencia teórico en la laguna iésima, - días

n = Número total de lagunas en serie.

Cuando las lagunas sean iguales, la fórmula se reducirá a la forma siguiente:

$$N_n = \frac{N_o}{(KR + 1)^n}$$

3.5 Eficiencia en Términos de DBO

3.5.1 Lagunas Anaerobias

La calidad del efluente de una laguna anaerobia se calculará con la fórmula siguiente⁽³⁾

$$P = \frac{P_o}{6R\left(\frac{P}{P_o}\right)^{4,8} + 1}$$

donde:

P = DBO en el efluente de una laguna anaerobia, mg/l

P_o = DBO en el afluente de la misma laguna, mg/l

R = Tiempo de residencia teórico, días

La fórmula anterior se ha determinado en reactores de una sola etapa para 20 °C, por lo cual ha ofrecido margen de seguridad en muchas localidades de Venezuela. Para lagunas anaerobias de segunda etapa no se tiene formulación comprobada. En caso necesario, para calcular la calidad del efluente de una laguna anaerobia secundaria, se recomienda usar como una aproximación la fórmula anterior y multiplicar la concentración resultante por 1,3.

3.5.2 Lagunas Facultativas y Aerobias

3.5.2.1 Hipótesis de mezcla total:

Cuando la dirección del viento predominante es sensiblemente paralela con el eje longitudinal de la laguna, se establecerá la hipótesis de que la laguna trabaja en régimen

hidráulico de mezcla total o continua. Bajo estas circunstancias, la calidad del efluente se calculará con la fórmula siguiente:

$$P = \frac{P_o}{K R + 1}$$

donde:

P = DBO en el efluente de una laguna facultativa o aerobia, mg/l

R = Tiempo de residencia teórico, días.

K = Constante de proporcionalidad, día⁻¹, definida por medio de la fórmula siguiente⁽⁵⁾:

$$K = K_s C_t C_o C_{tox}$$

donde:

K_s = 0,056 día⁻¹, constante de proporcionalidad bajo condiciones normalizadas a temperatura de 20°C, carga orgánica de 67,3 kg DBO₅/día x ha, en ausencia de desechos tóxicos, con una tasa mínima de radiación solar de 100 langley/día y en ausencia de sedimentos bentales.

C_t = Q^{t-20}, factor de corrección por temperatura.

Q = 1,036

t = Temperatura media de la laguna en el mes más frío, °C

C_o = Factor de corrección por carga orgánica superficial, definida por la fórmula siguiente:

$$C_o = 1 - \frac{0,083}{K_s} \left\{ \log_{10} \frac{67,3}{L} \right\}$$

siendo L = Carga orgánica superficial en kg DBO₅/día x ha.

El factor C_{tox} tiene la finalidad de introducir la corrección necesaria por la presencia de sustancias tóxicas o inhibitorias y es necesario determinarlo por vía experimental cuando existen sustancias específicas.

3.5.2.2 Hipótesis de flujo pistón:

Cuando la dirección del viento predominante es perpendicular al eje longitudinal de la laguna, se podrá establecer la hipótesis de que la laguna trabaja en régimen de flujo pistón. Bajo estas circunstancias, la calidad del efluente se determinará con la fórmula siguiente:

$$P = \frac{P_o 4 a e^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$$

donde:

P, P_o, K,R = Como antes.

$a = \sqrt{1 + 4 KRd}$, adimensional

d = 0,2 (expresión adimensional que es función del coeficiente de mezcla longitudinal, el tiempo de residencia y la velocidad longitudinal. El valor asignado de 0,2 es una aproximación práctica y admite ajuste en base a trabajos experimentales).

e = 2,72.

3.5.2.3 Hipótesis para condiciones intermedias.

Cuando la dirección del viento predominante es inclinada con respecto al eje longitudinal de la laguna, la calidad del efluente se tomará como el radio paralelo al viento en un elipse, cuyo eje mayor es paralelo con el eje longitudinal de la laguna y su radio mayor igual a la P calculada con el criterio indicado en el párrafo (3.5.2.1) y el radio menor igual a la P calculada con el criterio contenido en el párrafo (3.5.2.2). El criterio anterior se transforma en la fórmula siguiente:

$$P_i = P_a P_b \sqrt{\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{P_b^2 + P_a^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}}$$

donde:

- P_i = Calidad del efluente de una laguna, cuyo eje longitudinal encierra un ángulo α con la dirección de los vientos predominantes, en mg/l de DBO.
- α = Angulo encerrado por el eje longitudinal de la laguna y la dirección de los vientos predominantes.
- P_a = Calidad del efluente de la laguna calculada según la hipótesis de la mezcla total y continua, en mg/l de DBO.
- P_b = Calidad del efluente de la laguna, calculada según la hipótesis del flujo pistón, en mg/l de DBO.

3.6. Proporción de las Lagunas

La relación de largo/ancho de las lagunas de estabilización cumplirá con las condiciones siguientes:

| TIPO DE LAGUNA: | RELACIÓN DE LARGO/ANCHO | | |
|-----------------|-------------------------|------------|-------|
| | PRIMARIA | SECUNDARIA | OTRAS |
| Aerobia | 1 a 3 | 4 | 6 |
| Facultativa | 2 a 3 | 4 | 6 |
| Anaerobia | 1,5 a 2,5 | 3,5 | - |

La forma de las lagunas será preferentemente rectangular, pero se podrá usar cualquier geometría cuando las condiciones topográficas así lo exijan.

3.7 Dispositivos de Entrada

Los dispositivos de entrada serán sumergidos y múltiples. En las lagunas primarias por cada 25 metros o fracción del ancho de laguna se tendrá un terminal de entrada. En las demás lagunas se tendrá un terminal de entrada por cada 35 metros o fracción del ancho de la laguna. El terminal de entrada podrá tener dispositivos que promuevan la dispersión eficiente del afluente. La distancia entre los terminales de entrada y el dique de cabecera en las lagunas primarias no será menor de 15 m, ni mayor al 25% de la longitud de la laguna. En las lagunas subsiguientes el afluente podrá ser introducido al pie del talud de la cabecera. Frente a la boca de los terminales de entrada se construirá un piso de concreto de 12 cm de espesor, de dimensiones apropiadas para proteger el fondo de la laguna contra la erosión que pueda causar el chorro emergente.

3.8 Dispositivos de Salida

3.8.1 Para determinar el número de los dispositivos de salida, se usará el criterio establecido en la sección anterior referente al número de terminales de entrada.

3.8.2 Los vertederos de salida podrán servir como dispositivos de medición, nivelando cuidadosamente las crestas de cada vertedero e instalando un registrador de nivel en el extremo de la salida.

3.8.3 La salida de las lagunas anaerobias estará entre 0,5 y 1,5 m debajo del nivel del agua, a fin de conservar la nata o costra que pueda formarse en la superficie. Esta restricción podrá cumplirse colocando la tubería de salida entre las cotas señaladas o utilizando pantalla delante del vertedero de salida.

3.9 Tabiques o Pantallas Interiores

Para alcanzar las relaciones de largo/ancho exigidas en la Sección 3.6 ó para rebasar los valores a fin de mejorar el funcionamiento de la laguna, se podrá recurrir al uso de pantallas interiores.

3.10 Impermeabilizacion

Cuando se tenga que prevenir la contaminación de un acuífero en explotación o por explotar en el futuro, se deberá impermeabilizar el fondo y los taludes interiores del dique. Para tales fines se podrá usar arcilla de sitios de préstamo aprobados, con coeficiente de permeabilidad no menor que 10^{-4} cm/seg, suelocemento, lonas de material sintético u otro material aprobado por el Ingeniero Inspector. La selección del material impermeabilizante se basará en un estudio económico de las alternativas. La impermeabilización no será un componente obligatorio de la obra, sino se aplicará únicamente en casos justificados, dando consideración al hecho que el fondo de la laguna tiende a sellarse con la materia orgánica sedimentada.

3.11 Balance del Movimiento de Tierra

En base al estudio de suelo, ejecutado durante los estudios preliminares, se planificará el aprovechamiento de todos los materiales excavados que sean de calidad adecuada para la construcción de diques. Dentro de las limitaciones impuestas por la cota de llegada del colector, se procurarán balancear los rellenos con la excavación de materiales aptos para diques. Con esta finalidad, el estudio de suelo debe ser planificado de tal manera que se recaben todas las informaciones necesarias sobre los sitios posibles de préstamo en cuanto a la permeabilidad, facilidad de compactación, resistencia, densidad de los materiales a excavar, y cualquier otra característica que pueda incidir en su resistencia como relleno compactado parcialmente saturado. En caso de que el primer estudio de suelo no reúna información suficiente, por el carácter impredecible de sus

resultados, o que los cálculos de movimiento de tierra determinen la necesidad de buscar sitios de préstamos adicionales, se deberá efectuar un estudio nuevo para complementar la información hasta solucionar satisfactoriamente el balanceo del movimiento de tierra.

3.12 Diques

3.12.1 Los taludes de los diques deben ser estables bajo las condiciones prácticas de trabajo. Se efectuarán todos los cálculos pertinentes para determinar las pendientes óptimas de los taludes y el ancho requerido en la berma. La berma, por consideraciones prácticas, no tendrá ancho menor de 3,5 m para permitir en cualquier época del año la circulación segura de vehículos y de tractores equipados con segadora.

3.12.2 En cada caso, se estudiará la conveniencia de proteger los taludes contra el oleaje. Los aspectos a considerar serán la intensidad y frecuencia de los vientos, su dirección con respecto al eje de las lagunas, el recorrido del viento (fetch) sobre la superficie del agua, así como la coherencia del material del dique y la pendiente de su talud interior. Como protección contra el oleaje se podrá utilizar empedrado, losetas prefabricadas o suelocemento, rompeolas, flotantes u otros sistemas aceptados en la práctica de control de erosión.

3.12.3 El Proyectista deberá estudiar y definir los métodos constructivos de los diques, y especificar en la memoria descriptiva todas las pruebas y ensayos relacionados con la ejecución de la obra.

3.12.4 Los taludes no cubiertos por agua y la berma deberán ser protegidos contra la erosión por medio de grama de tallo bajo que se extienda más bien en el sentido horizontal. No serán recomendables plantas de raíces profundas.

3.12.5 De no ser prohibitivo desde el punto de vista económico, la berma deberá recibir una capa de rodamiento de arenón arcilloso de 10 cm. La conformación de la berma se hará con su correspondiente bombeo a fin de evitar la acumulación de aguas estancadas que la inhabiliten para la circulación.

3.12.6 Los taludes deberán ser conformados en superficies uniformes para facilitar el corte de la vegetación con segadora.

3.13. Drenajes

El Proyectista deberá diseñar todas las obras de arte necesarias para desviar el drenaje de los terrenos adyacentes fuera de las lagunas. Cuando alguna de las bermas de la laguna se ejecute en corte, de extensión significativa desde el punto de vista de escurrimiento, se deberá diseñar cuneta al pie del talud para alejar las aguas provenientes de la zona referida. Los drenajes serán diseñados, con un período de retorno de 10 años.

3.14 . Medición del Gasto

Todas las lagunas tendrán equipos de medición de tipo directo o indirecto que permitirán verificar el balance hidrológico en cada una de las lagunas. Por lo menos, a la entrada del sistema se instalará un medidor de tipo registrador.

3.15 . Duplicacion de Unidades

Los sistemas de lagunas que sirvan más de 25.000 habitantes tendrán dos series de lagunas en paralelo, con dispositivos para desviar la carga o parte de ella a cualquiera de las lagunas en forma controlada y mensurable.

3.16 Diseño de las Secciones

3.16.1 Generalidades

Considerando que la profundidad del agua en las lagunas, generalmente no excede a los 5 metros, se recomienda el diseño de diques de sección homogénea, utilizando cualquier tipo de material con suficiente fracción fina, que garantice una impermeabilidad adecuada a las condiciones de trabajo. En tal sentido, se estima que el coeficiente de permeabilidad deberá ser menor que 10^{-4} cm/seg. El material ideal para la construcción de los diques lo constituyen, en general, las gravas arcillosas. Estas, en estado compactado, forman un esqueleto granular cuyos vacíos están llenos de arcilla. En general, salvo en el caso de materiales particularmente susceptibles a la erosión, no se requiere la construcción de filtros para el alivio de las subpresiones.

En caso de no disponer de material fino en suficiente cantidad, el dique se podrá construir con material granular y una impermeabilización de su superficie aguas arriba.

El diseño de la sección del dique se hará por tanteos sucesivos. En primera aproximación se considerará una sección ligeramente asimétrica, con una cresta no menor de 3,5 metros, siendo la pendiente de los taludes expresada como la cotangente del ángulo que forma con la horizontal:

aguas arriba: 2,5 a 3,0
aguas abajo: 2,0 a 2,5

Su forma definitiva se establecerá en base a un análisis de sus condiciones de estabilidad.

Para garantizar un contacto íntimo con el terreno subyacente, se deberá eliminar toda la capa vegetal en el área de fundación del dique. Cuando el dique se encuentra fundado sobre un terreno granular más permeable que el dique en sí, se

recomienda la excavación de una zanja en el terreno de la fundación debajo de la cresta, que intercepte la filtración de agua en la superficie de contacto y garantice una fundación más firme del dique. Las dimensiones de esta zanja se definen en base a consideraciones de filtración, de manera de mantener las pérdidas de agua suficientemente bajas y que el gradiente hidráulico hacia la superficie en ningún punto exceda el 40% del valor crítico.

3.16.2 Análisis de filtración

El análisis de la filtración se podrá hacer por cualquier procedimiento analítico o gráfico, basado en la resolución de la ecuación de Laplace de la filtración bidimensional:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

donde:

- k_x = Coeficiente de permeabilidad horizontal.
- k_y = Coeficiente de permeabilidad vertical.
- h = Altura piezométrica.

En el caso de la solución gráfica, si el material es anisótropo, se analizará una sección transformada "homogénea equivalente", multiplicando las coordenadas horizontales con el factor.

Para la determinación de la superficie de filtración superior a través del dique, se recomienda la solución de L. Casagrande, (Figura 1) la cual considera que la misma es de forma parabólica e intercepta el talud aguas abajo a una distancia a , medida sobre el talud, a partir del pie de éste.

$$x_t = x \sqrt{\frac{k_y}{k_x}}$$

La distancia a y la forma de parábola se determina usando el diagrama de Gilboy (Figura 2). Es de notar que esta solución supone que la fundación es impermeable, por lo que conduce a una estimación algo conservadora del contorno de la malla de filtración.

El resto de la malla de filtración en el cuerpo del dique y a través de la fundación se determina completando la malla por los procedimientos comúnmente usados. El caudal de filtración se puede calcular en la forma siguiente:

Entre dos líneas de flujo adyacentes circula:

$$q = \frac{H}{n_e} \sqrt{k_x}$$

donde:

H = Carga hidráulica total.

n_e = Número de líneas equipotenciales.

Caudal total:

$$Q = \frac{H n_f}{n_e} \sqrt{k_x k_y}$$

donde:

n_f = Número de líneas de flujo.

El gradiente hidráulico entre dos líneas equipotenciales adyacentes se puede calcular de la expresión:

$$i = \frac{H}{n_e \Delta s}$$

donde:

Δs = Distancia entre las líneas equipotenciales respectivas.

3.16.3 Análisis de estabilidad

3.16.3.1 Método de cálculo

Se permitirá el uso de cualquier método de cálculo, analítico o gráfico, que permita analizar superficies de falla de forma circular o de forma curvada en general y defina el factor de seguridad (F) como una relación entre las resistencias al esfuerzo cortante disponible y movilizadas:

$$F = \frac{t_{disp.}}{t_{mov.}}$$

El análisis estático de la masa deslizante se hará por el método de las tajadas verticales y en términos de esfuerzos efectivos o totales, utilizando los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante correspondiente en cada caso. Dichos parámetros deberán ser definidos en base a ensayos de laboratorio adecuados al tipo de material y condiciones de drenaje exigidos, realizados sobre muestras representativas del suelo en cuestión. Para un análisis en términos de esfuerzos efectivos, c' y f' deberán ser determinados en ensayos de compresión triaxial, sin drenar, con medición de la presión de poros. Para la saturación de las probetas se

recomienda el uso de presión retroactiva (back pressure). En el caso de esfuerzos totales, c_u y f_u , se determinarán en ensayos de compresión triaxial o de corte directo, simulando las condiciones de drenaje en sitio. La selección del método de cálculo y de la técnica de laboratorio más adecuada para la determinación de los parámetros correspondientes, será responsabilidad del Proyectista, quien deberá justificar en cada caso el procedimiento adoptado.

El factor de seguridad para una superficie de falla en particular, se determinará por un procedimiento iterativo o de tanteos sucesivos, buscando el equilibrio de la masa de suelo por encima de esta superficie. Al efecto, se admitirá que, independientemente de los distintos tipos de suelo atravesados por la superficie de falla, el factor de seguridad, es decir, la fracción movilizada de la resistencia al corte disponible, es constante en toda su extensión. Por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en la base de una tajada podrá ser calculada de la expresión:

$$T = \frac{c}{F} + \sigma \frac{tg\phi}{F}$$

donde:

- T = esfuerzo de corte, kg/cm².
- c = cohesión, kg/cm².
- ϕ = ángulo de fricción.
- σ = esfuerzo normal, kg/cm².
- F = factor de seguridad.

En general, se recomienda el uso del método "Bishop simplificado", el cual solo considera la componente horizontal de la reacción entre tajadas: el factor de seguridad de la masa sobre una superficie de falla cualquiera se obtiene por un proceso interactivo, a través de la aplicación sucesiva de la expresión:

$$F = \frac{\sum \{c\Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) tg \phi_i\} \{1 / M_i(\theta)\}}{\sum W_i \text{sen } \theta_i}$$

donde:

$$M_i(\theta) = \cos \theta_i \left(1 + \frac{tg \theta_i tg \phi_i}{F} \right)$$

que aparece representada en forma gráfica en la Figura 3.

El Proyectista podrá utilizar otros métodos de análisis de estabilidad cuando así lo estime conveniente, pero deberá comprobar que el mismo satisface todas las condiciones exigidas en este capítulo.

El factor de seguridad de un perfil será el menor de los factores de seguridad de los distintos círculos de falla posibles y deberá ser encontrado por medio de tanteos sucesivos, variando en forma sistemática la posición del centro y el radio del círculo. El círculo con menor factor de seguridad se denomina comúnmente "superficie de falla crítica".

3.16.3.2. Condiciones de carga

Se deberán analizar por lo menos tres condiciones, como las más críticas durante la vida del dique:

- a) Condición inicial: Dique recién terminado, embalse lleno. Para esta situación, la estabilidad se calculará por el método de esfuerzos efectivos, estimando la magnitud de la presión de poros inducida durante la construcción, o por el método de los esfuerzos totales, usando parámetros de corte representativos a esta situación.
- b) Condición final: Dique consolidado, embalse lleno. Para esta condición se considerará que la presión de poros inducida durante la construcción se ha disipado totalmente, desarrollándose la red de filtración estable a través del cuerpo del dique. Este caso puede ser analizado en términos de parámetros de corte efectivos.
- c) Condición final con sismo: Este cálculo se requiere solamente en zona sísmica. La estabilidad de la sección podrá ser analizada por métodos pseudo-estáticos, previa comprobación de que no existe peligro de licuefacción total o parcial del cuerpo del dique, ni del material de fundación.

3.16.3.3 Factor de seguridad

En general se exigirán los siguientes valores mínimos de factor de seguridad:

| CONDICION | F. MINIMO |
|-----------|-----------|
| Inicial | 1,50 |
| Final | 2,00 |
| Sismo | 1,30 |

Valores más bajos podrán ser propuestos por el Proyectista, pero deberán ser justificados adecuadamente y aprobados por el INAA. Dicha aprobación no irá en detrimento de la responsabilidad del Proyectista.

3.16.3.4 Presentación de los resultados del análisis

Los resultados de los análisis de estabilidad deberán ser presentados en forma gráfica, en forma separada para cada caso de carga y perfil estudiado. Se recomienda representar en el dibujo la sección en estudio, los centros de los círculos analizados y, en cada uno, el factor de seguridad mínimo obtenido junto al radio del círculo respectivo. Sobre el perfil se trazarán solo los círculos más relevantes y el de menor factor de seguridad.

En cada caso se deberá indicar claramente el método de análisis utilizado.

4. LAGUNAS AIREADAS

4.1 . Clasificacion

4.1.1 Las lagunas aireadas podrán ser aerobias y facultativas, según la densidad de potencia de las mismas.

4.1.2 Las lagunas aireadas aerobias tendrán una densidad de potencia superior a 15 vatios/m³ y las facultativas menos de 5 vatios/m³.

4.1.3 Las lagunas facultativas tendrán profundidad superior a 3,5 m para promover la formación de una zona anaerobia de sedimentación.

4.2 Dimensionamiento y Eficiencia

La calidad del efluente de una laguna aireada se calculará con la fórmula siguiente:

$$P = \frac{P_o}{K R + 1}$$

donde:

P = DBO en el afluente de la laguna, mg/l

P_o = DBO en el efluente de la laguna, mg/l

K = Constante de proporcionalidad de la reacción de primer orden, día⁻¹

R = Tiempo de residencia teórico, días

La constante de proporcionalidad depende de la temperatura y para temperaturas distintas a 20°C se ajusta según la formulación siguiente:

$$K = K_{20} \theta^{t-20}$$

donde:

$$K_{20} = 0,4$$

$$\Theta = 1,06$$

$$t = \text{Temperatura, } ^\circ\text{C}$$

Con las fórmulas anteriores se calculará el volumen de la laguna. La potencia de los aireadores se determinará en base a la DBO satisfecha y a la densidad de potencia. Debido a la emanación béntica de las lagunas facultativas, se exigirá transferir 1,3 kg de oxígeno por cada kg de DBO satisfecha.

4.3 Sistemas de Aireación

El suministro de oxígeno requerido para el mantenimiento del proceso biológico aerobio se asegurará por medio de aireadores que podrán ser de tipo:

- a. Inyección de aire comprimido
- b. Aireadores de agitación mecánica
- c. Sistema combinado de las técnicas anteriores

Cualquiera fuera el tipo del sistema de aireación, éste deberá cumplir con las exigencias siguientes:

- a. Transferir el oxígeno a la tasa exigida y mantener una concentración mínima de oxígeno disuelto.
- b. Mantener los sólidos en suspensión y dispersar el oxígeno disuelto en toda la extensión del tanque de aireación.

La Tasa de la Demanda de Oxígeno (TDO) será calculada en base al promedio del gasto máximo horario, la concentración de la DBO en el afluente y la eficiencia requerida, según la fórmula siguiente:

$$TDO = 3,6 \times q \times DBO \times n$$

donde:

TDO = Tasa de demanda de oxígeno, kg O₂/hora

q = Gasto máximo horario, m³/seg.

DBO = Concentración de la DBO última en el afluente del tanque de aeración durante la hora pico, mg/l.

n = Eficiencia exigida en la parte secundaria de la planta, expresada como fracción de la unidad.

Para satisfacer los requerimientos de agitación, la densidad de potencia no será inferior al equivalente de 25 vatios/m³. Para los efectos del cálculo de la densidad de potencia se tomará la potencia en el eje de los aireadores mecánicos, cuando se usen estos, o la potencia disponible en los orificios de los difusores, calculando la

potencia, en este caso, como el producto de la presión y del gasto de aire a la presión dada.

4.3.1 Sistemas de Aireación Mecánica

Los sistemas de aireación mecánica podrán ser de los tipos siguientes:

- a. de hélice con eje vertical.
- b. de rotor con eje vertical.
- c. de rotor con eje vertical de difusores.
- d. de rotor con eje horizontal.
- e. de discos montados en eje horizontal.

El cálculo de la potencia de los aireadores mecánicos se basará en la Capacidad de Transferencia Normal (CTN) del equipo, determinada bajo condiciones normalizadas y suministrada por el fabricante bajo garantía, en el nivel de oxígeno disuelto deseado y en las condiciones ambientales de la localidad, según la fórmula siguiente:

$$CTA = \frac{CTN (C_5 - C') 1,024^{t-20} \alpha}{9,17}$$

donde:

CTA = Capacidad de Transferencia Ajustada, kg O₂/HP x hora.

CTN = Capacidad de Transferencia Normal, kg O₂/HP x hora.

1,024 = Factor de corrección debido a temperatura, para la constante de transferencia del equipo.

T = Temperatura del agua °C.

α = Factor de corrección de transferencia para aguas cloacales, corrientemente 0,85.

9.17 = Concentración de saturación del OD a nivel del mar a 20° C, mg/l.

C₅ = Concentración de oxígeno disuelto deseada en el tanque de aeración, mg/l. Cuando la TDO se determine en función del promedio del gasto máximo horario, se adoptará un valor de 0,5 mg/l. Los cálculos serán verificados luego para la TDO basada en el gasto medio diario, para cuyo caso se adoptará un valor de C = 2 mg/l y se tomará el valor superior de la CTA.

C' = Concentración de saturación del oxígeno disuelto a la temperatura y presión barométrica dadas, en mg/l, según la fórmula siguiente:

$$C_5 = C \frac{b-p}{750-p} \beta$$

donde:

C_5 = Concentración de saturación del oxígeno disuelto en agua limpia, a la temperatura del ambiente a nivel del mar, según el Cuadro II.

b = Presión barométrica en función de la altura sobre el nivel del mar, en mm de Hg, según el Cuadro III.

p = Presión del vapor saturado a la temperatura dada, en mm de Hg, según el Cuadro II.

β = Factor de corrección de la concentración de saturación en las aguas cloacales, para cuyo valor se adopta 0,95.

La potencia total requerida se calculará con la Capacidad de Transferencia Ajustada del aireador en consideración (CTA) y con la Tasa Demandada de Oxígeno (TDO), según la fórmula siguiente:

$$HP = \frac{TDO}{CTA}$$

Una vez determinada la potencia total se establecerá el número de aireadores y la localización de los mismos, verificando luego que las condiciones exigidas por el fabricante estén satisfechas en cuanto a la profundidad y la separación de las unidades, así como a la densidad de potencia. La selección definitiva de la ubicación, número y potencia de los aireadores será tal que en caso de paralización de cualquiera de las unidades, se haga llegar oxígeno disuelto en toda la extensión del tanque, aunque se dejen de mantener los sólidos en suspensión en algunas partes del mismo.

En el diseño del emplazamiento de los aireadores mecánicos se deberá dar consideración a la facilidad de ejecutar las tareas de operación, mantenimiento y reparación. Se deberán proveer escaleras y pasadizos con barandas de seguridad para alcanzar los puntos que requieren atención rutinaria u ocasional.

4.3.2 Sistemas de Aire Inyectado

4.3.2.1 Los sistemas de aireación por inyección serán calculados en base a los parámetros de aire requeridos, indicados en el Cuadro III. Se aceptarán además cálculos racionales en la TDO y en parámetros de transferencia de oxígeno suministrados y debidamente garantizados por los fabricantes.

4.3.2.2 El sistema de aeración por inyección tendrá los componentes siguientes:

- a) Filtro de aire
- b) Compresores de desplazamiento positivo o centrífugos
- c) Medidores de gasto
- d) Tubería y valvulería
- e) Difusores

4.3.2.3 En el cálculo del sistema se deberá tomar en cuenta la temperatura y la presión local, así como los cambios de temperatura ocurridos en la compresión y en la descompresión.

4.3.2.4 Los filtros serán seleccionados y dispuestos de tal manera que en todo momento sean capaces de suministrar la cantidad de aire exigida por las bombas y su eficiencia debe ser satisfactoria para prevenir la obstrucción de los difusores y el desgaste de los compresores.

4.3.2.5 Los compresores serán seleccionados de tal manera que sea posible satisfacer la demanda máxima de aire con la unidad más grande paralizada. Se deberán procurar modos de operación que hagan posible la inyección de aire en proporción a la demanda real horaria, pero sin perjuicio a la agitación eficiente.

4.3.2.6 La capacidad del sistema de aire comprimido será determinada en función de la demanda total en toda la planta, incluyendo los requisitos establecidos para la agitación en los desarenadores, canales, sistemas neumáticos, etc. Los medidores de gasto serán del tipo registrador-totalizador, por lo menos en la estación de compresores. Además, se proveerán medidores de tipo indicador para cada tanque individual.

4.3.2.7 La tubería de distribución y los difusores serán diseñados con una capacidad mínima igual al 200% de la tasa media de demanda de oxígeno, basada en el gasto medio, ó el 120% de la TDO basada en el promedio del gasto máximo, tomando el valor más alto. La separación de los difusores será determinada en función de la demanda local de oxígeno en el tanque de aireación, cuando se trate de tanques de flujo pistón. La separación de los difusores debe ser alterable sin necesidad de destruir obras de concreto, por lo cual las tuberías deben ser instaladas en ductos, con acceso fácil para efectuar los trabajos relacionados con la remodelación del sistema.

4.3.2.8 Los difusores deben ser removibles sin necesidad de desaguar a los tanques de aireación o cerrar el aire a los demás grupos. Cada grupo tendrá válvula de control calibrada para la regulación del flujo y para el cierre. Los difusores que forman un grupo deben tener pérdidas sustancialmente uniformes.

4.4. Tratamiento Preliminar

El afluente de las lagunas aireadas deberá estar sometido a un tratamiento preliminar, a fin de prevenir la interferencia con el funcionamiento de los aireadores mecánicos. Desarenadores serán utilizados únicamente cuando el muestreo efectuado durante el estudio preliminar demuestre que la excesiva cantidad de arena podría reducir la vida útil de la primera laguna en forma notable. Cuando se usen dos sistemas de lagunas en paralelo, con la posibilidad de aislar y vaciar a cada uno en forma separada, en ningún caso se requerirán desarenadores.

4.5 . Forma de las Lagunas

Las lagunas aireadas están supuestas a funcionar como reactores de mezcla continua, por lo cual no hay restricción sobre la relación de largo/ancho, pudiendo ser cuadradas también. Aún cuando el flujo pistón evita los cortocircuitos, un cierto grado de recirculación, como consecuencia de la mezcla total, es deseable para asegurar la siembra de las aguas crudas con población bacteriana asimilada al proceso.

4.6 Dispositivos de Entrada y Salida

En las lagunas aireadas se podrá usar una sola entrada y una sola salida. El terminal de entrada será preferible colocarlo debajo de uno de los aireadores, a fin de asegurar la dispersión eficiente de las aguas crudas. La salida puede ser superficial, en forma de vertedero.

4.7 Detalles Constructivos

Twenty-two points, plus triple-word-score, plus fifty points for using all my letters. Game's over. I'm outta here. Las indicaciones contenidas en las secciones 3.10, 3.11, 3.12, 3.13, 3.14 y 3.15, relacionadas con impermeabilización, balanceo del movimiento de tierra, drenajes, medición de gasto y duplicidad de unidades de las lagunas de estabilización serán aplicables a las lagunas airadas también. También serán aplicables los conceptos contenidos en la sección 3.16, referentes al diseño de las secciones del dique.

4.8. Lagunas Aireadas en Serie

Las lagunas aireadas podrán ser diseñadas en serie, utilizando el modelo matemático descrito en la Sección 3.4, correspondiente con las lagunas de estabilización, en relación con la eficiencia en términos de Índice Coliforme, sustituyendo el valor de k correspondientes a la remoción de la DBO en las lagunas aireadas. En este caso es posible combinar lagunas aerobias con lagunas facultativas.

5. REFERENCIAS

- a) Marais, G. v. R. "Dinamic behavior of oxidation ponds" . Proceeding of the 2nd International Symposium for Waste Tratment Lagoons. p. 31, Kansas City 1970.
- b) Vincent, L.G., Algie, W.E. Marais, G.v. R. " A System of Sanitation for low cost high density housing". Symposium on Hygiene and Sanitation in Relation Housing. CCTA/WHO p.135
- c) Marais, G. v. R. "Dinamic behavior of oxidation ponds". 2nd International Symposium for Waste Tratment Lagoons. p. 32, Kansas City 1970.
- d) Thirimurthi, D. " Desing criteria for waste stabilization ponds". Journal WPCF, Vol. 46, p. 2094, Sept. 1974.
- e) Venezuela. INOS. Normas para la elaboración de Proyectos de Sistemas de Tratamiento de Aguas Servidas Urbanas. 1976

ANEXOS

CUADRO I

CLASIFICACION DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

| TABLA | Carga Superficial (Kg DBO ₅ /ha x días) | Profundidad (m) |
|--------------------------|---|--------------------|
| Como lagunas primarias | | |
| a) Aerobia | < 100 | <1,5 |
| b) Facultativa | 200 - 1 000 | 1,3 |
| c) Anaerobia | > 1 500 | >2,5 |
| Como lagunas secundarias | | |

| | | |
|--|-------------------------------|-----------------------|
| a) Aerobia b) Facultativa c) Anaerobia | <200 300 - 1 200 >1 800 | <2 1,5 - 3 >2,5 |
| Como lagunas de maduración a) Aerobias b) Facultativas | <300 400 - 800 | <2 1,5 - 2,5 |

CUADRO II
CONCENTRACION DE SATURACION DEL OXIGENO EN AGUA LIMPIA A NIVEL DEL MAR
Y PRESION DE VAPOR EN FUNCION DE LA TEMPERATURA

| Temp. °C | C _s mg/l | p mmHg | Temp. °C | C _s mg/l | p mmHg | Temp. °C | C _s mg/l | p mmHg |
|----------|---------------------|--------|----------|---------------------|--------|----------|---------------------|--------|
| 1 | 14.23 | 4.93 | 11 | 10.08 | 9.84 | 21 | 8.99 | 18.45 |
| 2 | 13.84 | 5.29 | 12 | 10.83 | 10.52 | 22 | 8.83 | 19.82 |
| 3 | 13.48 | 5.68 | 13 | 10.60 | 11.23 | 23 | 8.68 | 21.07 |
| 4 | 13.13 | 6.10 | 14 | 10.37 | 11.99 | 24 | 8.53 | 22.38 |
| 5 | 12.80 | 6.54 | 15 | 10.15 | 12.79 | 25 | 8.38 | 23.76 |
| 6 | 12.48 | 7.01 | 16 | 9.95 | 13.63 | 26 | 8.22 | 25.21 |

| | | | | | | | | |
|----|-------|------|----|------|-------|----|------|-------|
| 7 | 12.17 | 7.51 | 17 | 9.74 | 14.53 | 27 | 8.07 | 26.74 |
| 8 | 11.87 | 8.04 | 18 | 9.54 | 15.48 | 28 | 7.92 | 28.35 |
| 9 | 11.59 | 8.61 | 19 | 9.35 | 16.48 | 29 | 7.77 | 30.04 |
| 10 | 11.33 | 8.21 | 20 | 9.17 | 17.54 | 30 | 7.63 | 31.82 |

CUADRO III
LECTURA BAROMETRICA EN FUNCION DE LA ALTITUD

FORMULA: $\log b = 2,88079 - \frac{Dmb}{18.348}$ (*)

| Altitud m | Barómetro mmHg | Altitud M | Barómetro mmHg | Altitud m | Barómetro mmHg |
|--------------|-------------------|--------------|-------------------|--------------|-------------------|
| 100 | 750,5 | 1.100 | 662,0 | 2.100 | 538,9 |
| 200 | 741,1 | 10200 | 653,7 | 2.200 | 576,6 |
| 300 | 731,9 | 1.300 | 645,6 | 2.300 | 569,4 |
| 400 | 722,8 | 1.400 | 637,5 | 2.400 | 562,3 |
| 500 | 713,7 | 1.500 | 629,6 | 2.500 | 555,3 |
| 600 | 704,8 | 1.600 | 621,7 | 2.600 | 548,4 |
| 700 | 696,1 | 1.700 | 614,0 | 2.700 | 541,5 |

| | | | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 800 | 687,4 | 1.800 | 606,3 | 2.800 | 534,8 |
| 900 | 678,8 | 1.900 | 598,7 | 2.900 | 528,1 |
| 1000 | 670,3 | 2.000 | 591,3 | 3.000 | 521,5 |

(*) Breed. Ch.B., G. L. Hosmer. "Surveying" Vol. II; p 181, Jhon Wiley &ns Inc. 1953.

LEYENDA

b = Lectura del barómetro en mm de Hg.
Dm = Altura sobre el nivel del mar en mts.

1. OBJETO

La presente Norma establece los criterios para el diseño de los sistemas domésticos y particulares para el tratamiento y disposición de aguas servidas a fin de facilitar la elaboración de los proyectos, evitar la contaminación ambiental y proteger a la salud pública en general.

La instalación de sistemas de tratamiento de aguas servidas, de tipo doméstico o particular, sea a base de tanques sépticos o de otra índole, se permitirá para aquellas edificaciones con adecuado servicio de agua, cuando no es posible disponer de una red de alcantarillado sanitario en condiciones de prestar servicio, y siempre que la disposición final de las aguas tratadas pueda realizarse sin constituir un peligro para la salud pública, a juicio del MINSA y de acuerdo a las disposiciones para el Control de la Contaminación Proveniente de las Descargas de Aguas Residuales Domésticas, Industriales y Agropecuarias (Decreto N° 33-95).

2. CRITERIOS PARA EL DISEÑO

2.1 Cuando se emplee tanque séptico, éste deberá ubicarse en un sitio donde: no ofrezca riesgo de contaminar las fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano; permita una pendiente aceptable para la instalación de las cloacas de la edificación y demás elementos del sistema de disposición propuesto; sea fácil su inspección, operación y mantenimiento; y resulte factible la disposición final de las aguas tratadas, estipulándose como mínimo las siguientes distancias:

- De las fuentes de abastecimiento de agua: 20,00 m;
- De los linderos de la parcela: 2,00 m;
- Del sistema de disposición final: 2,00 m;
- De las construcciones existentes o futuras dentro de la parcela: 2,00 m;
- De las construcciones de terrenos contiguos: 5,00 m; y
- De los estanques subterráneos de almacenamiento de agua potable: 10,00 m.

Cuando el terreno donde se proyecte ubicar el tanque séptico tenga un pronunciado desnivel o pendiente hacia un predio inferior, se aumentará la distancia entre el séptico y ese lindero, a juicio del INAA.

2.2 Los tanques sépticos de forma rectangular se diseñarán de manera que su largo sea de 2 a 4 veces el ancho. En un tanque de cualquier otra forma, la altura útil (hasta el nivel del líquido) no será menor de 1,20 ni mayor de 1,60 m. Se admitirá reducir esta altura útil en casos especiales debidamente comprobados.

2.3 La capacidad útil (volumen hasta el nivel del líquido) de un tanque séptico podrá ser estimado por medio de los criterios siguientes:

- a) En función de la Dotación y período de retención.

$$V= QPt$$

En donde:

V= Volumen del Tanque en litros.

Q= Caudal de diseño en litros/hab/día.

P= Número de habitantes servidos.

t = Tiempo de retención (usar 3 días).

b) Utilizando el Cuadro I.

La capacidad finalmente seleccionada dependerá del criterio del diseñador. En caso de no conocerse la Dotación, se podrá optar por lo indicado en el Cuadro I.

- Para otros locales tenemos : Oficinas y locales para comercio: 0,7 m³ por cada 1000 m² de área útil del local.
- Industrias: 0,10 m³ por obrero o empleado y por turno. Las aguas residuales industriales se considerarán separadamente, de acuerdo con las características de cada caso.
- Escuelas (externados): 0,06 m³ por alumno.

Nota: Todas estas capacidades incluyen el espacio necesario para almacenamiento de fango. Para cualquier otra clase de edificación, la capacidad útil del tanque séptico será igual en volumen a la dotación de agua requerida, según el uso a que está destinado, debidamente incrementada en un 50%; salvo que el INAA juzgue conveniente aumentar o disminuir dicho volumen.

2.4 Los tanques sépticos deberán ser de estructuras resistentes, para soportar las cargas muertas y móviles a que puedan quedar sometidos, e impermeables; hechos de concreto o de ladrillos bien cocidos, enlucidos interiormente con mortero de cemento u otro material impermeabilizante.

2.5 Los tanques sépticos deberán llenar, además, los siguientes requisitos:

- a. La entrada y salida deberán hacerse por medio de tubos en forma de T, de hierro fundido o de PVC, de 4" de diámetro como mínimo, o mediante tabiques. El extremo inferior de la T o del tabique, deberá quedar entre 0,40 y 0,60 m por debajo del nivel del líquido. La rasante de la tubería de entrada deberá quedar 0,05 m mas alta que la rasante de la tubería de salida. La distancia entre la pared del tanque y el tabique deberá ser de 0,25 m.

- b. Deberá dejarse un espacio libre o cámara de aire sobre el nivel de flotación, de acuerdo a los Cuadros I y II, aumentándose dicho espacio en caso de que se requiera para la instalación de la T.
- c. El fondo del séptico deberá tener pendiente del 10% hacia el punto de descarga o extracción de lodos. Donde las características topográficas del terreno lo permitan, la extracción de lodos podrá hacerse por gravedad; en caso contrario se hará por la parte superior, a través de la correspondiente boca de limpieza.
- d. Todo tanque séptico estará provisto de una boca de limpieza de 0,60 x 0,60 m ubicada directamente encima del sitio donde convergen las pendientes en el fondo.
- e. En la losa de cubierta y encima de las Tees deberán proveerse tapas cuadradas o circulares de 0,30 m para la limpieza de las mismas.
- f. En el caso de drenaje por gravedad, deberá usarse en el fondo tubería de 4" a 6" de diámetro, con pendiente del 2%, dotada de una llave de paso de cierre hermético.
- g. En el Apéndice de estas Normas se muestra un modelo de tanque séptico de una cámara que llena los requisitos sanitarios.

2.6 Las características de diseño de los tanques sépticos de doble cámara serán las mismas que para el caso de la unidad de una sola cámara, debiendo cumplir además los siguientes requisitos:

- a. La primera cámara deberá tener una capacidad aproximadamente igual a las dos terceras partes del volumen total calculado, debiendo quedar separada de la segunda por medio de un tabique que se prolongue hasta una altura máxima de 0,05 m por debajo de la cara inferior de la tapa del mismo.
- b. La comunicación entre las dos cámaras se hará a 0,40 m por debajo del nivel del líquido en el tanque, por medio de orificios de 0,10 m de altura por 0,30 m de ancho, repartidos uniformemente a lo ancho del tabique. El área total de aberturas entre ambas cámaras debe ser del 5 al 10% de la Sección transversal útil de la fosa séptica.
- c. Las bocas de limpieza deberán ser de 0,60 por 0,60 m como mínimo, y ubicarse en forma tal que permitan limpiar las Tees de entrada y salida y efectuar la limpieza de cada cámara.
- d. En el Apéndice de estas Normas se muestra un modelo de tanque séptico de dos cámaras que llena los requisitos sanitarios.

2.7 Cuando se considere conveniente construir un tanque séptico de características distintas a las establecidas en este Capítulo, el proyecto deberá ser sometido a la aprobación de la autoridad sanitaria. (MINSA-MARENA).

2.8 En edificaciones tales como hospitales, hoteles, restaurante; y otros donde se produce mucha grasa, deberán instalarse trampas o separadores de grasa a fin de evitar que ésta pase al tanque séptico.

2.8.1 Las trampas de grasa no se consideran generalmente necesarias en sistemas domésticos de eliminación de aguas negras. Si a criterio del diseñador se considera necesario su instalación, esta deberá tener una capacidad mínima de 120 litros para una sola vivienda. Para los otros establecimientos se recomienda utilizar un volumen de 8 litros por persona servida, pero el volumen total nunca será menor de 120 litros. En el Apéndice se muestra un modelo.

2.8.2 Las trampas de grasa deberán interceptar las aguas provenientes de fregaderos y lavadores de plato, pero no las provenientes de trituradores de desperdicios.

2.9 Los métodos de disposición del efluente del tanque séptico, podrán ser: por medio de sumideros, zanjas de absorción, zanjas filtrantes, filtros de arena superficiales, filtros de arena sub-superficiales, de acuerdo a lo que estipula el Decreto No. 33-95.

2.10 Cuando se proyecte disponer sub-superficialmente el efluente de un tanque séptico, se determinarán las características de absorción del suelo por medio de la prueba de percolación, cuyo procedimiento se indica a continuación:

- a. La prueba de percolación debe hacerse en sitios donde la composición del sub-suelo presente características de uniformidad geológica.
- b. Se excava un hoyo en el centro geométrico del sistema de disposición de aguas negras a ser usado, con una profundidad promedio de los niveles extremos probables del sistema. Esta profundidad, por debajo de la superficie del terreno, no debe ser menor de 1,50 m cuando se pretenda construir sumideros, o de 0,60 m en el caso de zanjas de absorción. En el fondo del hoyo, se excava otro menor, de sección cuadrada de 30 cm de lado y 45 cm de profundidad.
- c. Se vierte la cantidad necesaria de agua para que el hoyo pequeño se llene completamente, esperando que ésta sea absorbida por el terreno. Se repite esta operación durante 24 horas, para saturar completamente el agujero.

- d. A continuación se repite el procedimiento anterior, cuidando esta vez de anotar el tiempo de infiltración en minutos. Este valor dividido entre 18 dará el promedio del tiempo que demora el terreno en absorber 2,5 cm de agua.

2.11 De acuerdo con los resultados obtenidos en la prueba a que se refiere el artículo anterior, el área de absorción requerida para la disposición de 1.000 litros diarios de líquido se encontrará en base a la rata de percolación, y según el Cuadro III.

2.12 Con el área de absorción encontrada, tomando como base un gasto de 250 l por persona y por día, se calculará el área efectiva requerida. Para el caso de sumideros, el área efectiva será la correspondiente al área lateral por debajo de la tubería de descarga; para el caso de campos de absorción el área efectiva corresponde al área del fondo de las zanjas.

2.13 Cuando se proyecte utilizar sumideros, éstos deberán ser del tipo indicado en el modelo inserto en el Apéndice de estas Normas, y el número y dimensiones de los mismos se calculará con base al Cuadro IV.

2.14 Cuando se emplee un sumidero, éste deberá ubicarse en sitio donde no ofrezca riesgo de contaminación a las fuentes de abastecimiento de agua para uso humano; estipulándose como mínimo las siguientes distancias: 20,00 m a un estanque subterráneo de almacenamiento de agua; 10,00 m de tanques sobre suelo; 7.50 m a piscinas, 30 m de pozos de agua y de corrientes de agua; 5,00 m de fundaciones de tanques aéreos, y de estaciones de bombeo de agua potable 3.00 m de tuberías del servicio de agua potable; 1.50 m de cualquier lindero; 3.00 m de edificaciones; 3.00 m. de árboles grandes. Esta última distancia podrá ser aumentada a juicio del INAA y del MINSA, cuando el terreno donde se construirá el sumidero presenta considerable desnivel hacia el predio vecino, y existe peligro de que el líquido pueda aflorar en ese predio. En caso de que los sumideros puedan estar sometidos a paso de vehículos u otras cargas móviles, deberán tomarse las previsiones estructurales adecuadas, o se colocarán defensas para impedir que tales vehículos puedan dañarlos.

2.15 Cuando fuere necesario construir dos o más sumideros, la distancia mínima entre sus bordes exteriores será de 3 veces el diámetro del mayor, teniéndose en cuenta lo establecido en el artículo anterior.

2.16 Cuando se emplee un campo de absorción, las zanjas correspondientes deberán ubicarse en sitio adecuado que no ofrezca riesgo de contaminación a las fuentes de abastecimiento de agua para uso humano y de corrientes de agua, estipulándose como mínimo las siguientes dimensiones: a fuentes de abastecimiento de agua 30,00 m; estanques subterráneo 15,00 m; a cualquier lindero 1.50 m; a 3.00 m de edificaciones; a 7.50 m de piscinas; a 3.00 m de árboles grandes; a 7,00 m de tanques sobre suelo; a 5,00 m de fundaciones de tanques aéreos, de y estaciones de bombeo de agua potable; y 3.00 m de tuberías de agua potable.

2.17 Las zanjas de los campos de absorción se diseñarán de acuerdo a las siguientes especificaciones y siguiendo los modelos insertos en el Apéndice de estas Normas:

- a. Sección: La sección podrá ser rectangular o trapezoidal, recomendándose zanjas rectangulares para terrenos firmes y trapezoidales para terrenos deleznable.
- b. Ancho: De 0,30 a 0.90 m Se recomienda para terrenos permeables zanjas de poco ancho y para terrenos de poca permeabilidad zanjas de mayor ancho.
- c. Profundidad recomendable: 0,65 m.
- d. Longitud por ramal: 30,00 m como máximo.
- e. Pendiente: Uniforme de 0,25%.
- f. Distancia entre zanjas: Se establecerá en función del ancho de las zanjas, de acuerdo al siguiente cuadro:

| ANCHO DE LA ZANJA (m) | DISTANCIA MINIMA ENTRE EJES (m) |
|--------------------------|------------------------------------|
| 0,30 | 1,90 |
| 0,45 | 2,05 |
| 0,60 | 2,20 |
| 0,75 | 2,35 |
| 0,90 | 2,50 |

- g. Tuberías de distribución del efluente: Podrán ser tubos de 10 cm de diámetro, de extremidades lisas, sin campana, de arcilla vitrificada, hierro fundido, PVC, concreto u otro material aprobado por el INAA. Las juntas serán abiertas, espaciadas cada metro y con separación entre tubos que podrá variar entre 0,3 y 1,0 m.
- h. Material de percolación: Podrá ser grava o piedra triturada de 1 a 5 cm; con un espesor por debajo del tubo de 15 cm y por encima del tubo de 5 cm. Las juntas abiertas se protegerán en su parte superior con tejas de arcilla u hojas de cartón asfáltico, para evitar la entrada del material de relleno.

2.18 La descarga del efluente del tanque séptico deberá hacerse en forma tal, que el líquido se distribuya uniformemente en todas las tuberías del sistema de disposición, para cuyo fin deberán emplearse cajas de distribución.

2.19 Las cajas de distribución deberán ubicarse después del tanque séptico en un lugar que permita la adecuada alternabilidad en el uso de las diversas zonas en que pueda estar dividido el sistema de disposición y la uniforme distribución del efluente; así como también la limpieza de las mismas.

2.20 Las tuberías de distribución deberán instalarse a un mismo nivel dentro de la caja, con su rasante a una altura de 2 a 5 cm, por encima del fondo.

2.21 Pueden usarse cajas de distribución de forma rectangular, cuadrada o circular, siempre que la menor dimensión transversal no sea inferior a 0,60 m de acuerdo a los modelos insertos en el Apéndice de estas Normas.

2.22 En instalaciones importantes a juicio del INAA, donde el efluente del séptico se disponga por métodos distintos al de sumideros, se instalará un tanque dosificador con sifón automático a fin de obtener una descarga intermitente y una distribución uniforme del efluente en el sistema de disposición seleccionado. Las características mas importantes del tanque dosificador y sifón se muestran en el modelo inserto en el Apéndice de estas Normas. El tanque dosificador será construido íntegramente con el tanque séptico.

2.23 El volumen del tanque dosificador a que hace mención el artículo anterior, deberá ser igual al 75% del volumen de las tuberías de distribución que en forma momentánea, sean alimentadas por el referido volumen.

2.24 Cuando la rata de percolación del terreno sobrepase un tiempo de 60 minutos, si la topografía permite y existe la posibilidad de disponer el efluente tratado a la superficie o a un cuerpo de agua sin peligro para la salud pública, a juicio del INAA se podrá utilizar un sistema a base de zanjas filtrantes, ajustándose al modelo de la figura inserta en el Apéndice de estas Normas, y a las siguientes especificaciones:

- a) Sección: Rectangular.
- b) Ancho: De 0,75 a 1,50 m.
- c) Profundidad: De 1,30 a 1,50 m.
- d) Distancia libre entre zanjas: 3,00 m.
- e) Longitud por ramal: 30,00 m como máximo.
- f) Pendiente: 0,25 a 0,50%.
- g) Tubería de distribución y de recolección: Podrán ser tubos de 10 cm de diámetro, de extremidades lisas, sin campana, de arcilla vitrificada, hierro fundido, asbesto-cemento, concreto u otro material aprobado a juicio del INAA. Las juntas serán abiertas, espaciadas cada metro y con separación entre tubos que podrá variar entre 0,3 y 1,0 cm
- h) Material de percolación: Los tubos irán colocados dentro de una capa de grava gruesa o piedra picada de 25 cm de espesor. Entre las capas antes mencionadas irá un manto de 60 cm como mínimo de arena gruesa, limpia, de una granulometría tal que pase el 100% a través de un tamiz No. 4 (huecos de 5 mm). La arena deberá tener preferentemente un tamaño efectivo entre 0,4 y 0,6 mm y un coeficiente de uniformidad no mayor de 4. Se recomienda ubicar las juntas del tubo superior con respecto a las del tubo

inferior, en forma alterna. Las juntas abiertas serán protegidas en su parte superior con tejas de arcilla u hojas de cartón asfáltico.

- i) Rata de filtración: A los efectos del cálculo del sistema se recomienda utilizar una rata de filtración de 38 litros por metro cuadrado por día.

Este tipo de tratamiento secundario requiere que el efluente del tanque séptico contenga muy pocos sólidos suspendidos, pues de lo contrario se puede obstruir en corto tiempo el material filtrante, requiriendo su limpieza.

2.25 Donde no se disponga de agua para arrastre de las excretas o no se puede disponer de las aguas servidas por medio de colectores cloacales o sépticos y sumideros, se permitirá el uso de letrinas.

2.26 La letrina debe ser ubicada en sitio conveniente, estipulándose como mínimo las siguientes distancias: de una fuente de abastecimiento de agua potable 20,00 m; de la vivienda 5,00 m; de cualquier lindero 3,00 m; de tanque sobre el suelo 10m; de tanque sobre torre 8 m.y 3.00 m. de tuberías de agua potable. En caso de terrenos con mucha pendiente hacia predios vecinos, esta última distancia deberá ser aumentada prudencialmente.

2.27 La excavación del hoyo se hará de sección cuadrada de 0,90 m mínimo de lado o circular de igual diámetro, por 3,00 m de profundidad. Cuando el terreno es deleznable, éste se protegerá con paredes de concreto pobre, suelo-cemento, bloques de concreto, ladrillos bien cocidos u otro material adecuado.

2.28 En terrenos donde el nivel freático se encuentre a menos de 1,20 m el hoyo podrá construirse en forma alargada para darle suficiente capacidad, o utilizar letrinas de fosa impermeable tipo abonera.

2.29 La plataforma que cubre la boca del hoyo debe tener una elevación suficiente sobre el terreno circundante para evitar la entrada de aguas superficiales y se construirá de concreto armado u otros materiales de construcción susceptibles de soportar una carga mínima de 200 kg/cm².

2.30 Fijamente, adosada a la plataforma se construirá una caseta de material adecuado, con suficiente luz y ventilación naturales, protegiéndose las aberturas con tela metálica y proveyéndose a la puerta de cierres de manera que permitan cerrarla interior y exteriormente. El área interior mínima de la caseta debe ser 1,00 m².

3. REFERENCIAS

- a) Dotación y Capacitación de Unidades Ambientales. Ingeniería CAURA.INAA Septiembre, 1996. Tomo I
- b) República de Nicaragua. Disposiciones para el control de la Contaminación proveniente de las descargas de Aguas Residuales Domésticas, Industrial y Agropecuarias. Decreto No. 33-95. Año 1995.
- c) República de Nicaragua, Ministerio de Salud. Disposiciones Sanitarias. Decreto No. 394. Año 1988
- d) República de Nicaragua, Ministerio de Salud. Reglamento de Inspección Sanitaria. Deceto No. 432. Año 1989
- e) Rivas Mijares, G. Tratamiento de Aguas Residuales. Segunda Edición. Ediciones Vega. Madrid, España, 1978.

CUADRO I

MEDIDAS RECOMENDABLES PARA TANQUES SEPTICO DE UNA CAMARA

| PERSONAS | VOLUMEN UTIL | LARGO | ANCHO | PROFUNDID AD UTIL | ALTURA DE CAMARA DE AIRE |
|-----------------|-------------------------|--------------|--------------|------------------------------|---|
| | (m ³) | L (m) | A (m) | P (m) | C (m) |
| 1 - 2 | 0,80 | 1,20 | 0,60 | 1,20 | 0,30 |
| 3 - 4 | 1,50 | 1,60 | 0,80 | 1,20 | 0,30 |
| 5 - 7 | 2,10 | 1,95 | 0,90 | 1,20 | 0,30 |
| 8 - 10 | 3,00 | 2,30 | 1,10 | 1,20 | 0,30 |
| 11 - 15 | 4,50 | 2,90 | 1,30 | 1,20 | 0,30 |
| 16 - 20 | 6,00 | 3,10 | 1,50 | 1,30 | 0,30 |
| 21 - 25 | 7,50 | 3,40 | 1,70 | 1,30 | 0,30 |

Nota: Los tanques sépticos de capacidades mayor de 7,50 m³ deberán ser de doble cámara

CUADRO II

MEDIDAS RECOMENDABLES PARA TANQUE SEPTICO DE DOS CAMARAS

| PERSONAS | VOLUMEN UTIL m ³ | LARGO PRIMERA CAMARA L ₁ (m) | LARGO SEGUNDA CAMARA L ₂ (m) | ANCHO A (m) | PROFUNDIDA D UTIL P (m) | CAMARA DE AIRE C (m) |
|----------|-----------------------------------|---|---|-------------------|----------------------------------|-------------------------------|
| 26 - 30 | 9,00 | 2,45 | 1,20 | 1,70 | 1,50 | 0,40 |
| 31 - 35 | 10,50 | 2,75 | 1,30 | 1,80 | 1,50 | 0,40 |
| 36 - 40 | 12,00 | 2,80 | 1,35 | 2,00 | 1,50 | 0,40 |
| 41 - 50 | 15,00 | 2,15 | 1,55 | 2,20 | 1,50 | 0,40 |
| 51 - 60 | 18,00 | 3,25 | 1,60 | 2,40 | 1,60 | 0,40 |
| 61 - 70 | 21,00 | 3,50 | 1,70 | 2,60 | 1,60 | 0,40 |
| 71 - 80 | 24,00 | 3,85 | 1,85 | 2,70 | 1,60 | 0,40 |
| 81 - 90 | 27,00 | 4,20 | 2,00 | 2,80 | 1,60 | 0,40 |
| 91 - 100 | 30,00 | 4,30 | 2,10 | 3,00 | 1,60 | 0,40 |

CUADRO III

| RATA DE PERCOLACION Minutos/2,5 cm | AREA DE ABSORCION m ² 1.000 l/día |
|---------------------------------------|---|
| 1 | 4,90 |
| 2 | 7,00 |
| 3 | 8,50 |
| 4 | 9,80 |
| 5 | 11,00 |
| 10 | 15,60 |
| 15 | 19,10 |
| 20 | 22,00 |
| 25 | 24,60 |
| 30(1) | 26,90 |
| 40 | 31,10 |
| 50 | 34,80 |
| 60(2) | 38,10 |

| | |
|-----|--|
| (*) | |
|-----|--|

- (1) Con rata de percolación hasta 30 minutos se podrán utilizar zanjas de absorción o sumideros
- (2) Con rata de percolación entre 30 y 60 minutos se utilizarán zanjas de absorción. Con rata de percolación mayor de 60 minutos se podrán utilizar zanjas filtrantes o filtros de agua.
- (*) En el Anexo se incluye una gráfica cuyo uso permite obtener resultados para cifras intermedias no señalada en este cuadro.

CUADRO IV

DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA SUMIDEROS EN RELACION A LAS PERSONAS SERVIDAS A LA RATA DE PERCOLACION

| NUMERO DE PERSONA SERVIDAS | SUPERFICIE m ² | NUMERO DE SUMIDEROS | DIAMETRO m | PROFUNDIDAD m |
|---|---------------------------|---------------------|------------|---------------|
| <u>Rata de percolacion de 0 hasta 3</u> | | | | |
| 1 - 2 | 9,42 | 1 | 1,50 | 2,00 |
| 3 - 4 | 11,30 | 1 | 1,50 | 2,40 |
| 5 - 7 | 14,87 | 1 | 1,70 | 2,80 |
| 8 - 10 | 21,25 | 1 | 1,90 | 3,60 |
| 11 - 15 | 31,87 | 2 | 1,50 | 3,40 |
| 16 - 20 | 42,50 | 2 | 1,90 | 3,60 |
| 21 - 25 | 53,13 | 2 | 2,30 | 3,70 |
| 26 - 30 | 63,75 | 2 | 2,60 | 3,90 |
| 31 - 35 | 74,37 | 2 | 2,70 | 4,40 |
| <u>Rata de percolación de 3 hasta 5</u> | | | | |

| | | | | |
|--|--------|----|------|------|
| | | 12 | | |
| 1 - 2 | 5,50 | 1 | 1,50 | 2,00 |
| 3 - 4 | 11,00 | 1 | 1,50 | 2,50 |
| 5 - 7 | 19,25 | 1 | 1,70 | 3,60 |
| 8 - 10 | 27,50 | 1 | 2,40 | 3,70 |
| 11 - 15 | 41,25 | 2 | 1,80 | 3,70 |
| 16 - 20 | 55,00 | 2 | 2,40 | 3,70 |
| 21 - 25 | 68,75 | 2 | 1,60 | 4,20 |
| 26 - 30 | 82,50 | 3 | 2,10 | 4,20 |
| 31 - 35 | 96,25 | 3 | 2,30 | 4,20 |
| <u>Rata de percolación de 5 hasta 30</u> | | | | |
| 1 - 2 | 13,45 | 1 | 1,50 | 2,90 |
| 3 - 4 | 26,90 | 1 | 2,30 | 3,70 |
| 5 - 7 | 48,08 | 2 | 2,00 | 3,70 |
| 8 - 10 | 67,25 | 2 | 2,60 | 4,10 |
| 11 - 15 | 100,88 | 3 | 2,60 | 4,10 |
| 16 - 20 | 134,50 | 3 | 2,70 | 5,30 |
| 21 - 25 | 168,13 | 4 | 2,70 | 5,00 |
| 26 - 30 | 201,75 | 4 | 2,70 | 6,00 |
| 31 - 35 | 235,38 | 5 | 2,50 | 6,00 |

Nota: El proyectista podrá adoptar dimensiones diferentes a las recomendadas en este cuadro, justificándolas con los cálculos correspondientes, los cuales deberán ajustarse a los principios establecidos en ésta norma.

El siguiente cuadro es parte de la figura "Modelo de tanque dosificador y sifón automático.

Dimensiones aproximadas en cm

| | | | | | |
|--|---|------|-----------|-----------|-----------|
| Diámetro del sifón | A | 7.6 | 10.2 | 12.7 | 15.2 |
| Diámetro de la campana | B | 25.4 | 30.5 | 38.1 | 48.3 |
| Diámetro de la boca de descarga | C | 10.2 | 10.2 | 15.2 | 20.3 |
| Altura de descenso | D | 33.0 | 43.2 | 58.4 | 76.2 |
| Profundidad de la rasante de la tubería de descarga | E | 10.8 | 14.0 | 19.1 | 25.4 |
| Altura de la trampa | F | 33.0 | 36.2 | 58.4 | 76.8 |
| Ancho de la trampa | G | 25.4 | 30.5 | 35.6 | 40.6 |
| Altura sobre el fondo | H | 18.4 | 29.8 | 24.1 | 27.9 |
| Altura máxima de descarga (D + K + E) | J | 51.4 | 64.8 | 85.1 | 111.8 |
| Espacio entre la campana y el fondo | K | 76 | 76 | 76 | 10.2 |
| Distancia del eje de la trampa al extremo del codo de descarga | L | 21.9 | 29.8 | 39.4 | 43.5 |
| Diámetro de la tubería de descarga | S | 10.2 | 10.2-15.2 | 15.2-20.3 | 20.3-25.4 |

| | | | | | |
|-----------------------------------|--|------|--|--|--|
| Gasto promedio de descarga en l/s | | 4.54 | | | |
|-----------------------------------|--|------|--|--|--|

(1) Tipo militar