



872715
UNIVERSIDAD DON VASCO, A.C.

INCORPORADA A LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CLAVE No. 8727-15

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

*PROPUESTA DE PLANTA DE TRATAMIENTO A BASE DE
LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN PARA LA COMUNIDAD
DE NUEVO SAN JUAN PARANGARICUTIRO.*

TESIS PROFESIONAL

PRESENTA

ABRAHAM ANGELES MALDONADO

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ASESOR:

ING. ANASTACIO BLANCO SIMIANO

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



URUAPAN, MICHOACÁN, NOVIEMBRE DEL 2003



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIA.

Quiero dedicar este trabajo a dos personas de las cuales me siento muy orgulloso y quiero mucho, tales personas nunca han descansado para proporcionarme lo mejor y siempre durante toda mi vida se han sacrificado con el fin de ofrecerme la mejor educación. A mis padres:

Sr. ABRAHAM ANGELES MAGALLÓN.

Sra. PLÁCIDA MALDONADO PALOMINOS.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

AGRADECIMIENTOS.

Quiero agradecer por la ayuda proporcionada durante todo el proceso que duró la elaboración de éste trabajo al Sr.: L.P.G. JOSÉ MANUEL CAMPOVERDE CH.

Y al Ing. ANASTACIO BLANCO SIMIANO quien me ayudo y guío de la mejor manera en la realización de ésta tesis.

Un agradecimiento muy especial a la única y mejor amiga, que en todo momento me brindo su ayuda incondicionalmente: I.S.C. CYNTHIA DINORAH LEÓN HUERTA.

A todos ellos mil gracias.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CONTENIDO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

<u>CAPÍTULO I</u>	1
<u>GENERALIDADES</u>	1
<u>I.1.- NECESIDAD DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES</u>	1
<u>I.2.- CAUSAS DE LA CONTAMINACIÓN</u>	3
<u>I.3.- AUTOPURIFICACIÓN DE LAS AGUAS</u>	5
<u>I.4.- DIFERENTES TIPOS DE BACTERIAS</u>	6
<u>CAPÍTULO II</u>	9
<u>CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS NEGRAS</u>	9
<u>II.1.- CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS NEGRAS</u>	12
<u>II.2.- PARÁMETROS INDICATIVOS DE LOS DESECHOS INDUSTRIALES Y DOMÉSTICOS</u>	13
<u>II.3.- VOLUMEN DE AGUAS RESIDUALES</u>	17
<u>CAPÍTULO III</u>	19
<u>ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS NEGRAS</u>	19
<u>III.1.- PLANTAS DE TRATAMIENTO DE LODOS ACTIVADOS</u>	19
<u>III.1.1.- TRATAMIENTO PRELIMINAR</u>	19
<u>III.1.2.- TRATAMIENTO PRIMARIO</u>	26
<u>III.1.3.- DESARENADORES</u>	27
<u>III.1.4.- ESTACIONES DE BOMBEO</u>	27
<u>III.1.5.- TANQUES DE AERACIÓN</u>	30
<u>III.1.6.- TANQUES DE SEDIMENTACIÓN</u>	31
<u>III.1.7.- ESPESADORES</u>	39
<u>III.1.8.- DIGESTORES</u>	40
<u>III.1.9.- LECHOS DE SECADO</u>	42
<u>III.1.10.- CÁMARA DE CONTACTO DE CLORO</u>	43
<u>III.1.11.- TRATAMIENTO SECUNDARIO</u>	44
<u>III.1.12.- TRATAMIENTO TERCARIO</u>	44

<u>III.2.- PLANTAS DE TRATAMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN</u>	46
<u>III.3.- PERIODO DE DISEÑO</u>	49
<u>CAPÍTULO IV</u>	50
<u>CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO</u>	50
<u>IV.1.- DAÑOS FÍSICOS</u>	50
<u>IV.2.- VAPORES NOCIVOS, GASES Y DEFICIENCIA DE OXÍGENO</u>	51
<u>IV.3.- SEGURIDAD EN LAS ESTACIONES DE BOMBEO</u>	52
<u>IV.4.- SEGURIDAD CON EL CLORO</u>	52
<u>IV.5.- OTRAS PRECAUCIONES EN LA PLANTA</u>	53
<u>CAPÍTULO V</u>	55
<u>MANTENIMIENTO EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO</u>	55
<u>V.1.- EQUIPO ELÉCTRICO</u>	55
<u>V.2.- LUBRICACIÓN</u>	56
<u>V.3.- BOMBAS</u>	56
<u>V.4.- HERRAMIENTA</u>	57
<u>V.5.- ESTRUCTURAS DE LA PLANTA</u>	57
<u>V.6.- LÍNEAS DE TUBERÍAS</u>	58
<u>V.7.- MANTENIMIENTO DEL ALCANTARILLADO</u>	58
<u>CAPÍTULO VI</u>	60
<u>MUESTREO Y ANÁLISIS</u>	60
<u>VI.- MUESTREO DE AGUAS NEGRAS</u>	60
<u>VI.2.- REGISTROS E INFORMES</u>	61
<u>VI.3.- PRUEBA DEL OXÍGENO DISUELTU</u>	63
<u>VI.4.- PRUEBA DE LA DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO)</u>	63
<u>VI.5.- PRUEBA DE LA DEMANDA DE CLORO</u>	65

<u>VI.6.- PRUEBA PARA DETERMINAR EL PH.</u>	66
<u>VI.7.- PRUEBA DE LOS SÓLIDOS TOTALES.</u>	67

CAPÍTULO VII..... 69

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y GEOGRÁFICAS DE NUEVO SAN JUAN PARANGARICUTIRO...... 69

<u>VII.1.- LOCALIZACIÓN.</u>	69
<u>VII.2.- CLIMA.</u>	70
<u>VII.3.- OROGRAFÍA.</u>	70
<u>VII.4.- CLASIFICACIÓN Y USO DEL SUELO.</u>	70
<u>VII.5.- POBLACIÓN.</u>	72
<u>VII.6.- GOBIERNO Y ADMINISTRACIÓN.</u>	72
<u>VII.7.- CONTAMINACIÓN DEL ARROYO "LOS CONEJOS".</u>	73

CAPÍTULO VIII..... 78

DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO A BASE DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN...... 78

<u>VIII.1 -LOCALIZACIÓN DE LA PLANTA TRATADORA DE AGUAS RESIDUALES.</u>	78
<u>VIII.2.-PRETRATAMIENTO.</u>	81
<u>VIII.2.1- CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS.</u>	82
<u>VIII.2.2.- CÁMARA DESARENADORA.</u>	83
<u>VIII.2.3.- VERTEDOR PROPORCIONAL.</u>	85
<u>VIII.3.- LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.</u>	87

CONCLUSIONES...... 99

BIBLIOGRAFÍA...... 101

ÍNDICE DE FIGURAS.

Fig.		Pag.
3.1	Características de un desmenizador típico.....	21
3.2	Mecanismo de limpieza.....	22
3.3	Diagrama de rejillas de limpieza manual.....	23
3.4	Vertedor proporcional.....	26
3.5	Sección de una pequeña estación de bombeo.....	28
3.6	Instalaciones de bombas en estaciones de bombeo.....	29
3.7	Colocación de entradas a la bomba.....	30
3.8	Estructura de entrada y salida de sedimentadores.....	33
3.9	Diagrama esquemático de un sedimentador rectangular.....	34
3.10	Sedimentador circular con alimentación central.....	35
3.11	Sedimentador circular con alimentación periférica.....	36
3.12	Tanque imhoff típico.....	37
3.13	Diagrama esquemático de un tanque imhoff.....	38
3.14	Espesador.....	39
3.15	Tanque de digestión sin disp. mecánicos de remoción de lodos.....	41
3.16	Tipos de tratamiento.....	45
3.17	Diagrama de los tipos de tratamiento.....	46
3.18	Laguna de estabilización.....	47
7.1	Cerros y volcanes colindantes con San Juan Nvo.....	71
7.2	Organigrama estructural.....	72
7.3	Contaminación del arroyo "Los Conejos".....	74
7.4	Contaminación a base de detergentes, jabones, cloros, etc.....	75
7.5	Hogares irregulares como vía de contaminación.....	76
7.6	Tubo general de drenaje.....	77
8.1	Croquis de localización de la planta.....	80
8.2	Vista panorámica de la ubicación de la planta.....	81
8.3	Cámara desarenadora.....	84
8.4	Instalación típica de doble cámara desarenadora.....	85
8.5	Características del vertedor proporcional.....	87
8.6	Interpolación para 10° C en base a la Tabla 3.5.....	88
8.7	Dimensiones de la laguna I.....	91
8.8	Dimensiones de las lagunas II y III.....	92
8.9	Plano de lagunas de estabilización.....	93
8.10	Vertedor y guía de vertedor.....	94
8.11	Detalle influente a las lagunas.....	95
8.12	Caja de enlace tipo (Alzado).....	96
8.13	Caja de enlace tipo (Planta).....	97

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla		Pag.
2.1	Análisis químicos sanitarios típicos de aguas negras.....	11
2.2	Análisis de aguas residuales domésticas.....	12
3.1	Tipos de dispositivos de cribado.....	22
3.2	Características recomendables para las barras.....	24
3.3	Velocidad de sedimentación.....	25
3.4	Criterios típicos para el diseño de digestores.....	41
3.5	Coefficientes de reacción K a diferentes temperaturas.....	48
8.1	Datos de proyecto.....	98
8.2	Cantidades de obra.....	98

INTRODUCCIÓN.

El agua es un elemento esencial para la vida. Constituye el principal componente del protoplasma celular y representa los dos tercios del peso total del hombre y hasta nueve décimas partes del peso de los vegetales.

El hombre puede subsistir con cinco litros de agua diaria; sin embargo, teniendo en cuenta los aspectos de higiene personal y doméstica, se calcula una media de 40 a 50 litros de agua consumidos por persona diarios. A esto hay que sumar las necesidades de agua en la agricultura y ganadería lo que da un total de 500 litros diarios por habitante aproximadamente.

Estas cifras reflejan de cara al futuro un grave problema para la humanidad, ya que las reservas de aguas dulces en el planeta se calculan cerca de 24 millones de km^3 y la contaminación disminuye día a día la calidad de muchas aguas.

Esta contaminación es originada principalmente por el manejo inadecuado de las aguas residuales provenientes de la industria y las zonas urbanas. Trayendo como consecuencia secundaria la alteración de la vegetación, fauna y cobertura del suelo.

Una alternativa para combatir este problema son las plantas de tratamiento de aguas residuales, ya que el agua tratada puede usarse nuevamente para ciertas actividades que no requieren de una calidad muy estricta. Contribuyendo así a la conservación de las reservas de agua con mejores niveles de pureza.

Aunque en este país ya existen algunas plantas de tratamiento para aguas residuales, éstas son mínimas si las comparamos con la cantidad de residuos contaminantes que se producen actualmente.

Es obvio pensar que ninguna población está exenta de sufrir este problema, como muestra se pondrá el municipio de Nuevo San Juan Parangaricutiro, situado en el estado de Michoacán a 16 km de la ciudad de Uruapan.

La problemática de dicha región radica en que los habitantes están tomando como vía de desagüe al arroyo "Los Conejos", el cual desemboca en el río Cupatitzio, esto

implica que las personas que hacen uso del agua de éste río están siendo afectadas por la contaminación proveniente del municipio citado.

Como solución a este grave problema se ha propuesto el establecimiento de una planta de tratamiento de aguas residuales a base de lagunas de estabilización, ubicada en un lugar estratégico para evitar que el agua contaminada siga afectando a los ríos mencionados.

Para llevar a cabo este proyecto se han establecido los siguientes objetivos:

Objetivo general.

Proponer la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales en el Municipio de Nuevo San Juan Parangaricutiro ya que las necesidades de esta población requieren de medidas para controlar la contaminación generada principalmente por sus aguas residuales, mismas que afectan los mantos acuíferos de la región, previniendo con esto la generación de parásitos, bacterias y virus patógenos que ocasionan enfermedades endémicas.

Objetivos específicos.

- Dar a conocer la contaminación que producen los desechos residuales.
- Elaborar una descripción detallada de los diferentes tipos de plantas de tratamiento de aguas residuales que existen.
- Investigar las consideraciones necesarias para llevar a cabo un buen mantenimiento y seguridad en las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Por último, para que toda civilización se pueda desarrollar de una mejor manera es necesario entre otras cosas poseer unas buenas condiciones higiénicas, ya que así se logrará un excelente ambiente natural y una vida saludable.

Por esto es de gran importancia que en el Municipio de Nuevo San Juan Parangaricutiro se de solución al problema de contaminación generado por la descarga

de desechos y aguas negras sobre los mantos freáticos ya que representa un riesgo para la salud humana y el bienestar de los habitantes. La construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales en dicha región es la mejor solución a este delicado problema.

Otro motivo para la construcción de la planta en cuestión es que como toda población tiende a crecer, también el problema irá creciendo de tal manera que, si no se toman medidas en este momento, quizá en un futuro el problema sea mas grave y por lo tanto mas difícil de solucionar.

Otro beneficio que traerá el desarrollo de la planta es la generación de empleos tanto para la construcción como para la operación de ésta, dándoles a los habitantes de la región la oportunidad de mejorar su nivel de vida.

Con esto también se evita el deterioro de los paisajes y bosques con los que cuenta la región y que son tan beneficiosos para la salud humana.

Este trabajo se compone por ocho capítulos, de los cuales en el primero se habla de generalidades en lo referente a las aguas residuales, en el segundo capítulo se explican las características y parámetros de las aguas negras, en el tercer capítulo se describen y clasifican los tipos de tratamiento para el agua residual, en el cuarto capítulo se presentan las principales consideraciones de seguridad dentro de una planta tratadora, en el capítulo cinco se aborda lo referente al mantenimiento en general de una planta de tratamiento, dentro del sexto capítulo se analiza lo referente a muestreo, registros, informes y algunas de las pruebas más importantes que se deben hacer en una planta tratadora de aguas residuales, en el séptimo capítulo se estudian las características más relevantes de Nuevo San Juan Parangaricutiro, y por último en el capítulo ocho se desarrolla el cálculo de una planta a base de lagunas de estabilización.



CAPÍTULO I GENERALIDADES.

I.1.- NECESIDAD DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Conforme a avanzado la ciencia, la tecnología y el conocimiento han progresado también la contaminación, y esto nos conduce a la necesidad de que se establezcan leyes más estrictas en lo referente a la descarga de residuos industriales, líquidos y gaseosos.

Todo producto residual debe ser descargado y por lo general son depositados en corrientes de agua, como son los ríos, canales, estuarios o incluso en el mar, y al no ser tratados adecuadamente o de forma insuficiente produce como resultado la contaminación de la corriente de agua. La prevención de dicha contaminación tiene un valor estético, pero además tiene razones económicas.

El agua es esencial para cualquier proceso industrial y por consiguiente un vital recurso natural. Una adecuada administración de este líquido vital acompañada de un tratamiento positivo y de un reciclaje del agua residual ocasionará que se ahorre en lo que respecta a la compra de agua de alta calidad, estas consideraciones además evitaran una dependencia del proceso sobre los suministros externos de agua.

En el proceso de tratamiento de aguas residuales lo que pretende es separar los sólidos que contiene un líquido y para que los líquidos restantes putrescibles se conviertan en sólidos orgánicos relativamente estables. (WINKLER, 1986:17).

Para cualquier tipo de tratamiento que se haya empleado es necesario disponer de los líquidos y sólidos que se separaron, para esto existen tres métodos, los cuales se describen a continuación:

DISPOSICIÓN POR IRRIGACIÓN: Este proceso consiste básicamente en llevar las aguas negras sobre la superficie del terreno, casi siempre se lleva acabo mediante zanjas de regado. Dicha disposición proporciona humedad al suelo además de que en ocasiones también aporta pequeñas cantidades de elementos fertilizantes para la vida vegetal.

No es recomendable usar este tipo de disposición para grande poblaciones ya que en estos casos se tiene una gran cantidad de aguas negras; además no deben usarse para la producción de alimentos de consumo humano por los organismos patógenos que puedan contener las aguas negras desatando infecciones y enfermedades.



DISPOSICIÓN SUBSUPERFICIAL: Este método consiste en transportar las aguas residuales a la tierra por debajo de la superficie, por medio de excavaciones. En este proceso las aguas negras que se eliminan son sólo las sedimentarias como son las que llegan de residencias e instituciones por su volumen relativamente escaso.

DISPOSICIÓN POR DILUCIÓN: Básicamente este método se refiere simplemente en descargar las aguas residuales en un río, lago o en el mismo mar, con esto es evidente que se contaminará dicha agua receptora pero el grado de contaminación dependerá de la dilución, dicho de otra forma de la relación que exista entre las aguas residuales, con respecto al volumen de agua en las que se mezclarán.

Cuando el volumen de aguas negras es pequeño en comparación con el agua receptora se llevarán acabo adecuadamente un proceso de descomposición aerobio de los sólidos orgánicos de las aguas negras y no desarrollarán olores ofensivos, pero en cambio cuando el agua receptora es insuficiente se tendrá lugar para una descomposición anaerobia y putrefacción ocasionando condiciones indeseables. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 32).

Pero a pesar de que se llevara a cabo el proceso aerobio la vida bacteriana sigue presente y por consiguiente una amenaza para la salud, es por esto que de no ser eliminados los sólidos flotantes ocasionara una evidente contaminación.

Un parámetro importante para cualquiera que sea el proceso que se realice (aerobio o anaerobio) es el oxígeno disuelto que contenga el agua receptora.

Por otra parte los objetivos que se deben tomar en cuenta en el tratamiento de las aguas residuales son:

- 1).- La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para el uso domestico.
- 2).-La prevención de enfermedades.
- 3).-La prevención de molestias.
- 4).-El mantenimiento de aguas limpias para el baño y otros propósitos recreativos.
- 5).-Mantener limpias las aguas que se usan para la propagación y supervivencia de los peces.
- 6).-La prevención de azolve de los canales navegables.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



1.2.- CAUSAS DE LA CONTAMINACIÓN.

Con la contaminación de una corriente se relaciona inmediatamente la capacidad de autopurificación de esta, dicha corriente puede ser un río o un lago. La capacidad mencionada depende de pequeños microorganismos que habitan en el seno del agua. La existencia de esta fauna acuática en el río o lago es un indicador potencial de su salud.

La descomposición bioquímica y la conversión en células microbianas ayudan a que los contaminantes orgánicas se eliminen de la corriente receptora, por esta razón es de vital importancia que no se elimine a todos los organismos (microbios) del agua en cuestión, porque de lo contrario el destruir la población microbiana los contaminantes que se integran en el agua no tendrán un buen proceso de descomposición por lo que seguirán acumulándose en el agua.

La gravedad de este problema es que al estar poco a poco acumulándose los contaminantes la concentración podría llegar a ser tan alta que prácticamente sería imposible restablecer la población microbiana, esto daría como consecuencia que el agua quedara permanentemente contaminada. (WINKLER, 1986: 22).

La contaminación de una agua receptora puede ser causa de varios aspectos, los cuales se describen a continuación:

ENVENENAMIENTO: La ya mencionada población microbiana puede ser envenenada con residuos tóxicos que sean descargados en el agua receptora.

Existen varios tipos de venenos, unos son los que su materia tóxica puede ser destruida por medio de procesos naturales, biológicos o químicos y a estos se les denomina "venenos parciales".

La otra variedad de venenos son los llamados "venenos verdaderos", estos siguen conservando la toxicidad, dichos venenos contienen metales pesados como son el plomo y el arsénico además de otros compuestos orgánicos persistentes como los plaguicidas, estos venenos verdaderos no pueden descomponerse por procesos naturales, químicos o biológicos. A pesar de que la concentración descargada en una agua receptora sea baja puede ser dañino a cualquier tipo de vida.

NUTRIENTES DISUELTOS: El efecto que ocasionan los nutrientes disueltos es la destrucción total o parcial de autopurificación de una corriente. Al integrarse al agua receptora cualquier nutriente las bacterias aeróbicas consumen el oxígeno disuelto para así efectuar la descomposición del nutriente, ocasionado



que exista una demanda de oxígeno disuelto y al aumentar la necesidad de este elemento poco a poco producirá una desoxigenación en la corriente de agua.

Quiere esto decir que la demanda de oxígeno, exigida por un nutriente es una medida para saber el grado de contaminación y esto sucede cuando la demanda sobrepasa la disponibilidad del oxígeno.

Existen dos fuentes principales del oxígeno disuelto, una es el aire y la otra es el que producen las plantas fotosintéticas; la concentración del oxígeno disuelto esta en función con la profundidad que tenga la corriente. Los organismos fotosintéticos en ocasiones quedan sometidos por los sólidos que se encuentran en suspensión debido a que dificultan que la luz del sol llegue hasta ellos.

CONTAMINACIÓN TÉRMICA: La contaminación térmica es un proceso el cual afecta las condiciones iniciales de una corriente de agua. Al aumentar la temperatura aumenta también la capacidad de que el oxígeno no se disuelva en el agua y al disminuir la temperatura la actividad de la vida microbiana aumenta considerablemente.

Con una temperatura mayor a 60°C es altamente probable que la mayoría de los microorganismos mueran, en caso contrario, que la temperatura baje y la corriente se enfríe los microorganismos mueran, los microorganismos también morirán afectando con estos dos factores la autopurificación de la corriente.

Una temperatura adecuada para estas bacterias llamadas MESOFÍLICAS está entre 20 y 50°C.

EUTROFICACIÓN: La eutroficación es un proceso de contaminación provocado por un crecimiento orgánico descontrolado originado por los nutrientes inorgánicos contenidos en una corriente.

Los microorganismos que se desarrollan en estas condiciones son las llamadas algas, dichos microorganismos fotosintéticos utilizan la energía de la luz del sol para sintetizar las materias orgánicas complejas a partir del anhídrido carbónico, además de agua y algunos otros minerales.

La eutroficación ocasiona que al incrementarse la vida algácea producirá una saturación de la corriente durante el día de tal manera que se ocasionará una desoxigenación durante la noche.



Un peligro importante de la reproducción masiva de algas es que algunas producen por si mismas toxinas que pueden matar a los peces, animales y aves que beban agua de la corriente en cuestión.

Otro aspecto a tomar en cuenta es que el crecimiento algáceo afecta a los filtros existentes en las plantas de tratamiento de aguas residuales.

CONTAMINACIÓN NITROGENADA: La contaminación nitrogenada se debe a compuestos que contienen nitrógeno, estos compuestos se encuentran en los desechos orgánicos e inorgánicos.

En el aspecto orgánico están desechos domésticos y agrícolas; en lo referente a compuestos inorgánicos se pueden encontrar en ciertos desechos industriales y fertilizantes. (WINKLER, 1986: 24).

1.3.- AUTOPURIFICACIÓN DE LAS AGUAS.

La autopurificación de las aguas es la capacidad que tiene una corriente para volver a un estado similar al que se encontraba antes de contaminarse. Dicha capacidad depende de la población microbiana existente en el agua, estos microorganismos se alimentan de materia orgánica contaminante que se descarga en el agua receptora produciendo también desechos que pueden servir como alimentos a otras formas biológicas como son la algas.

Este proceso hace que la corriente tenga una relativa calidad en lo que respecta a limpieza y se complete la autopurificación. En este cambio de condiciones existen factores que condicionan dicha autopurificación como son la temperatura y el abastecimiento de oxígeno. (RENDÓN, 1999: 28).

Existen cuatro zonas en que se divide la autopurificación, no hay una delimitación bien definida entre estas zonas, las cuatro etapas son las que se describen a continuación:

ZONA DE DEGRADACIÓN: Esta zona se encuentra inmediatamente después del punto de contaminación como son sólidos flotantes, basuras, astillas, papel y en ocasiones sólidos fecales. Conforme avanza la descarga de aguas negras disminuye la disponibilidad del oxígeno disuelto, generando que la fauna acuática muera y solo sobrevivan algunas especies capaces de subsistir con una pequeña cantidad del oxígeno disuelto en la corriente.

Cuando el flujo de la corriente es relativamente lenta comienzan a sedimentarse los sólidos en suspensión creando bancos de lodo, pero la acumulación de estos sólidos ayudan a la degradación cuando se pudren.



ZONA DE DESCOMPOSICIÓN: Cuando va disminuyendo el oxígeno disuelto de la corriente la zona de degradación se transforma en zona de descomposición anaerobia o de putrefacción. Este proceso ocurre con rapidez cuando el volumen contaminante es muy fuerte o intenso; con una menor descarga de aguas negras con respecto al volumen de la corriente, la aparición de la zona de descomposición es más lenta.

En esta sección esta casi extinto el oxígeno disuelto y por lo tanto también la fauna acuática, se producen olores ofensivos además de que el agua se aprecia en un color gris oscuro, todo esto producido por la descomposición orgánica que ocasionan los microorganismos anaerobios.

Conforme los organismos anaerobios van descomponiendo la materia orgánica se reduce la cantidad de sólidos putrescibles y se agotan las reacciones de putrefacción.

ZONA DE RECUPERACIÓN: Es la tercera etapa de la autopurificación en la cual vuelve a aparecer el oxígeno disuelto en cantidades un poco mayores. Todavía existen microorganismos en esta zona, aunque la población microbiana es mínima pero extinguiéndose la fauna anaerobia y solo quedando la vida aerobia. Disminuye la existencia de los sólidos orgánicos y se aprecia una vida favorable para la corriente.

ZONA DE AGUA LIMPIA: Es la última zona con la que se completa la autopurificación de las aguas, por lo que podríamos decir que aquí se completa el proceso de descomposición de los sólidos orgánicos además de que se han reducido al máximo posible los sólidos orgánicos estables. No existen sólidos flotantes visibles, el color de la corriente es claro y ha recuperado la transparencia que tenía originalmente. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 34).

I.4.- DIFERENTES TIPOS DE BACTERIAS.

Como ya se ha dicho, una corriente de agua contiene organismos vivos, los cuales no son apreciables a simple vista, solo con microscopio y estos organismos son de vital importancia en el tratamiento de las aguas residuales. A dicha fauna acuática se le conoce como bacterias, tales que se describen a continuación:

BACTERIAS: Son microorganismos vivos que están compuestos por una sola célula (unicelulares). Existen bacterias móviles e inmóviles, esto quiere decir que algunas son capaces de trasladarse de un punto a otro por sí mismas. Básicamente las bacterias se dividen en parásitas y saprófitas.



BACTERIAS PARÁSITAS: A este tipo de bacterias se les denomina así porque a expensas de otro ser vivo, al cual se le llama huésped, éste le proporciona el alimento ya preparado para que la bacteria parásita sólo se preocupe por consumirlo. Existen ciertas bacterias que cuando se desarrollan en el cuerpo del huésped, generan venenos y productos tóxicos que podrían infectar y matar a dicho huésped; estas bacterias se llaman "*bacterias patógenas*".

Por esta razón es muy importante que las aguas residuales se traten adecuadamente, con la finalidad de evitar cualquier tipo de infección patógena en las personas principalmente.

BACTERIAS SAPRÓFITAS: Las bacterias son aquellas que obtienen su alimento por medio de la materia orgánica muerta, descomponiendo los sólidos orgánicos para obtener su supervivencia, generando consecuentemente elementos de desecho que consisten en sólidos orgánicos e inorgánicos. El proceso de descomposición producido en las aguas negras no puede realizarse cuando no existe la presencia de la vida bacteriana (esterilidad). (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 21).

Cualquiera que sea el tipo de bacteria, necesita alimento y oxígeno para poder respirar. Algunas de las bacterias saprófitas requieren la presencia del oxígeno disuelto para lograr desarrollarse y otras no ocupan. Los microorganismos que necesitan de éste oxígeno son llamados "*bacterias aerobias*"; a las bacterias que estrictamente crecen en presencia del oxígeno son denominadas "*bacterias aeróbicas obligadas*". Las que no requieren de oxígeno para desarrollarse son llamadas "*bacterias anaerobias*" y de igual manera, los microorganismos que solo pueden crecer en ausencia del oxígeno disuelto son "*bacterias anaerobias obligadas*".

Las bacterias que tienen la capacidad de transformar su metabolismo de tal manera que puedan desarrollarse en cualquiera de los dos ambientes antes mencionados son llamadas "*bacterias aeróbicas facultativas*" (aquellas que se transforman de aeróbicas a anaeróbicas) y "*bacterias anaeróbicas facultativas*" (aquellas que se transforman de anaeróbicas a aeróbicas).

Un factor importante que condiciona el desarrollo y la reproducción de estas bacterias saprófitas es la temperatura ya que son muy sensibles a los cambios climáticos; debido a esta problemática a la cual se enfrentan este tipo de bacterias, es conveniente para ellas tener una temperatura favorable. Para que las bacterias tengan un óptimo desempeño en su función deben mantenerse en un intervalo de temperatura que va de 20°C a 40°C (68°F a 104°F); sin embargo, algunos experimentos realizados han revelado que la temperatura más apropiada es la de 35°C (95°F), los microorganismos que viven en estas últimas condiciones se les nombra "*mesofílicos*".



Existe otra variedad de bacterias que viven en mejores condiciones cuando la temperatura se incrementa dentro del rango de 55°C a 60°C (130°F a 140°F). a éstas bacterias se les da el nombre de "*termofilicas*".

Por último, a las bacterias que su habitat es de baja temperatura son las de tipo "*psicrofilicas*", cuyo intervalo se encuentra entre 0°C y 5°C (32°F a 40°F).

De acuerdo a lo antes estudiado se puede observar que si las condiciones ambientales se encuentran bien proporcionadas, tales como la temperatura, el oxígeno, el abastecimiento alimenticio y la humedad, se llevará a cabo la descomposición de los sólidos de las aguas residuales eficientemente. (WINKLER, 1986: 24).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS NEGRAS.

Las aguas negras son fuente de abastecimiento para que el hombre satisfaga varias de sus necesidades, esta agua que en un principio fueron limpias y de aspecto agradable poco a poco se han ido transformando en aguas contaminadas, con olores ofensivos y además son portadoras de una infinidad de infecciones y perjuicios para la salud.

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS: Las aguas negras se componen en un 99.98% por agua natural, pero el pequeñísimo porcentaje restante (0.02%) contiene materias muy contaminantes, las cuales ejercen efectos que alteran el proceso de autopurificación de las aguas. Cuando estas aguas son frescas tienen cierto olor que es ligeramente jabonoso y tienen un aspecto turbio, conforme pasa el tiempo, las materias contaminantes comienzan a unirse más íntimamente con el agua ocasionando que su olor sea más concentrado y por lo tanto ofensivo.

CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS: Las aguas negras en el transcurso de su camino arrastran una innumerable cantidad de compuestos que pueden ser orgánicos e inorgánicos, los cuales reaccionan unos con otros de forma constante, dichas reacciones tienen como medio ideal el agua. Cuando son frescas, las reacciones son de tipo alcalino, pero al descomponerse la materia orgánica la reacción se transforma en ácida. Parte del oxígeno disuelto que se encuentra en el medio poco a poco es consumido por los microorganismos existentes y el otro tanto es usado en las reacciones, de tal manera que dicho oxígeno disuelto es casi agotado por completo.

Sin embargo, la natural formación de las moléculas del agua, que no puede ser disgregada y que solo se logra por reacciones muy fuertes como lo es la electrólisis, le ayuda a que se conserven sus propiedades originales. (GURAIEB, 1954: 38).

Para poder separar y conocer el contenido de materia contaminante de una agua, es necesario tratarlas, es decir, una vez conocido y cuantificado el contenido, debe separarse de ella para darle una buena purificación.

Debido a que las aguas no tienen el mismo caudal ni concentración durante todo el día, se requiere tomar varias muestras durante las 24 horas a cada 30 minutos; además la muestra debe procurarse que se mantenga a una temperatura menor a 10° C para evitar alteraciones ocasionadas por la actividad bacterial.



La muestra en el laboratorio es sometida a tres tipos de análisis, los cuales se describen a continuación:

ANÁLISIS FÍSICO: Este análisis depende de 4 parámetros esencialmente, como son:

- **TEMPERATURA.** Es de gran importancia conocer la temperatura de las aguas negras porque nos puede indicar sus antecedentes y su efecto sobre las actividades biológicas. Dicha temperatura de las aguas negras varía muy poco con el cambio de las estaciones del año. El aumento de temperatura provoca la disminución de la viscosidad y ayuda a la sedimentación.
- **COLOR.** Las aguas negras generalmente tienen un color gris, pero cuando el color es negro o muy oscuro indica que las aguas pueden estar alteradas o que son aguas sépticas (aquí se lleva a cabo la descomposición anaerobia), otros colores son indicadores de desechos industriales.
- **OLOR.** Las aguas negras domésticas son inodoras, cuando un olor es a "podrido" o de ácido sulfhídrico nos indica que éstas aguas están alteradas o son sépticas; al igual que en color, las aguas industriales modifican su olor.
- **TURBIDEZ.** La turbiedad de una corriente es una característica que poco se toma en cuenta y ésta depende de la fuerza que contenga una corriente; cuanto mayor sea la fuerza, mayor es la turbidez. Al decir "fuerte", nos referimos a la concentración de sólidos orgánicos, o sea, a mayor concentración, mayor será la fuerza. (BABBITT, 1961: 405).

ANÁLISIS QUÍMICOS: Un análisis químico se realiza con el propósito de proporcionar datos útiles para determinar el estado de la descomposición y la fuerza de las aguas negras, para regular el funcionamiento de las instalaciones de tratamiento y para evitar la contaminación de las corrientes.

Las características que debe contener un análisis químico tipo, para fines sanitarios, son las que se proporcionan en la primera columna de la Tabla 2.1:

ANÁLISIS BIOLÓGICO: Este tipo de análisis se realiza para estudiar la vida biológica, y se compone por exámenes bacteriológicos y microscópicos.



TABLA 2.1.-ANÁLISIS QUÍMICOS SANITARIOS TÍPICOS DE AGUAS NEGRAS.

Constituyentes	Fuerte (mg/l)	Media (mg/l)	Débil (mg/l)
Sólidos totales	1000	500	200
Volátiles	700	350	120
Fijos	300	150	80
Sólidos disueltos totales	500	300	100
Volátiles	400	250	70
Fijos	100	50	30
Sólidos en suspensión totales	500	200	100
Volátiles	300	100	50
Fijos	200	100	50
Sólidos sedimentables (ml/l)	12	8	4
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días, 20°C)	300	200	100
Oxígeno Consumido			
Oxígeno Disuelto	150	75	30
Nitrógeno total	0	0	0
Orgánico	85	50	25
Amoníaco libre	35	20	10
Nitritos (RNO ₂)	50	30	15
Nitratos (RNO ₃)	0.10	0.05	0
Cloruros	0.40	0.20	0.10
Alcalinidad (en CaCO ₃)	175	100	15
Grasas	200	100	50
	40	20	0

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FUENTE: BABBITT, 1961: 407.

Los análisis bacteriológicos son utilizados para el estudio de la contaminación en las corrientes por polución y en los de autopurificación. Para estudiar las algas, hongos y animales inferiores se usan exámenes macroscópicos o microscópicos, se realizan con el propósito de facilitar la determinación del avance de la contaminación en las corrientes por polución.

La cantidad de bacterias en las aguas negras normales varía en un intervalo de 2 millones a 20 millones por ml., esto originado por la gran capacidad que tienen estos microorganismos para reproducirse; en una muestra tomada, suponiendo que contenga 1 millón de bacterias por ml. se cuadruplica en un par de horas. (BABBITT, 1961: 406).

**II.1.- CLASIFICACIÓN DE LAS AGUAS NEGRAS.**

Existe una clasificación de las aguas negras con respecto a su procedencia, la cual se describe a continuación:

AGUAS NEGRAS DOMÉSTICAS: Las aguas negras domésticas son las aguas en las que se encuentran desechos humanos, animales y caseros, además de la infiltración de las aguas subterráneas. Esta agua negra no contienen materia proveniente de industrias y en caso de contener dicha materia industrial será en cantidad relativamente despreciable. Son también llamadas aguas grises y son aguas que aun no se han mezclado con aguas fecales; se originan por el lavado de ropa, limpieza, y desperdicios de cocina. Esta agua son un problema para la salud humana, por la razón de que contaminan a las aguas receptoras y son portadoras de infecciones y enfermedades como son: cólera, tifoidea, disenteria vacilar, gastroenteritis y otras enfermedades. (RENDÓN, 1999: 12).

En la Tabla 2.2 se exponen los parámetros y su respectiva concentración de las aguas negras domesticas.

TABLA 2.2.- ANÁLISIS DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.

PARÁMETROS	CONCENTRACIÓN
Sólidos totales (mg / lt).	1370
Sólidos totales volátiles (mg / lt).	600
Sólidos suspendidos (mg / lt).	260
Sólidos sedimentables (mg / lt).	7
Demanda bioquímica de oxígeno (mg / lt).	274
Grasas y aceites (mg / lt).	60
Ph (unidades)	7.2
Coliformes (número más probable)	16×10^8

FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 13.

AGUAS NEGRAS SANITARIAS: En éste tipo de aguas negras se adicionan aparte de las aguas domesticas cierto tipo de materia industrial de alguna población.

AGUAS PLUVIALES: Esta aguas son generadas por todos los escurrimientos superficiales de las lluvias, contienen cualquier tipo de materia que es arrastrada por los techos de las casas, pavimentos y en general, por cualquier otro tipo de superficie natural del terreno.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



AGUAS NEGRAS INDUSTRIALES: Estas aguas provienen de procesos industriales y es muy importante que se tomen precauciones pertinentes para su eliminación, ya que la depuración de éstas aguas es el sector más complejo dentro del mundo de la depuración.

El desecho de tipo industrial varía de acuerdo con la clase de industria que se encuentre en la localidad en cuestión, dependiendo del volumen y características de los desechos se ve la posibilidad de disponer de sistemas separados para su recolección y disposición.

Los vertidos industriales más comunes son los provenientes de:

- Mataderos
- Curtidos
- Textiles
- Baños galvánicos
- Pinturas
- Industria alimentaria
- Plantas embotelladoras
- Industria vinícola
- Fabricación de cosméticos
- Industria química
- Industria farmacéutica

AGUAS NEGRAS COMBINADAS: Son la mezcla de aguas negras sanitarias o domésticas con las aguas pluviales, esto sucede al ser colectadas en las mismas alcantarillas. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 17).

II.2.- PARÁMETROS INDICATIVOS DE LOS DESECHOS INDUSTRIALES Y DOMÉSTICOS.

Los parámetros más importantes de carácter fisicoquímicos y microbiológicos que nos indican los efectos de los desechos industriales y domésticos sobre la calidad del agua son los que a continuación se enuncian:

PH (Potencial de hidrógeno): El PH es el grado de acidez ó basicidad de una solución y una forma de medirla es usando colorantes o un potenciómetro. Este parámetro es de vital importancia para la vida acuática así como para la salud pública y para los usos del agua; la determinación del PH de un desecho industrial puede darnos características respecto a su naturaleza. Es también de utilidad en la regulación de los procesos químicos de tratamiento de aguas



negras así como en la regulación de la digestión anaerobia de la materia orgánica.

SÓLIDOS ORGÁNICOS: Son sustancias que se originan por desechos de la vida animal y vegetal, también están constituidos por compuestos orgánicos sintéticos. Sufren de degradación ocasionada por los organismos vivos o bacterias, y pueden ser quemados (son combustibles).

La fuerza de una corriente está en función de la cantidad de sólidos orgánicos; es decir, una agua negra fuerte contiene una gran cantidad de sólidos orgánicos, mientras que una agua negra débil contiene una cantidad pequeña de dichos sólidos.

SÓLIDOS INORGÁNICOS: Son elementos inertes que no sufren efectos por degradación, son llamados también sustancias minerales: arena, grava, cieno, etc. Este tipo de sólidos no son combustibles.

SÓLIDOS TOTALES: Son la cantidad de elementos, ya sean disueltos o sin disolver en el agua, éstos sólidos son cuantificados en partes por millón (mg/l). Al determinar cierta cantidad de sólidos totales podemos conocer la concentración de las aguas negras y la intensidad en su tratamiento. Los sólidos totales se dividen en sólidos suspendidos y sólidos disueltos involucrando ambos parámetros a los sólidos volátiles y sólidos fijos.

SÓLIDOS DISUELTOS: Este término utilizado de "sólidos disueltos" desde el punto de vista técnico es mal utilizado debido a que estos sólidos no son completamente disueltos, puesto que contienen sólidos en estado coloidal. De la totalidad de los sólidos disueltos un 90% es realmente disuelto y el 10% restante es en estado coloidal. Dichos sólidos disueltos se componen de un 40% de orgánicos y de un 60% de inorgánicos.

SÓLIDOS DISUELTOS FIJOS: Son la cantidad de sólidos inorgánicos existentes en forma disuelta en el agua negra, básicamente están compuestos por sales solubles de calcio, magnesio, fierro, sodio, etc.

SÓLIDOS DISUELTOS VOLÁTILES: Son la cantidad de sólidos orgánicos presentes en forma disuelta en el agua negra, estando estos componentes en forma de gas disuelto de oxígeno, dióxido de carbono, nitrógeno, amoníaco y ácido sulfhídrico originados por la descomposición de proteína, carbohidratos y grasas.

SÓLIDOS SUSPENDIDOS: Son partículas de tamaño pequeñísimo que contaminan el agua, a éstos sólidos se les atribuye cierta colaboración a la



turbidez de una corriente, son apreciables a simple vista. La separación de los sólidos puede llevarse a cabo por medios físicos y mecánicos como pueden ser la filtración y la sedimentación. Dichos sólidos contienen partículas flotantes mayores como pueden ser arena, polvo, arcilla, sólidos fecales, papel, madera, partículas de alimentos y de basura y otros diversos materiales.

Están compuestos de un 70% de sólidos orgánicos y un 30% inorgánicos.

SÓLIDOS SUSPENDIDOS FIJOS: Este tipo de sólidos representan el contenido de materia orgánica en las aguas negras y por el hecho de que no sufren degradación podemos asegurar que los procesos de tratamiento de aguas residuales no los afectan, regularmente sus componentes son elementos que producen dureza y contaminación mineral. Se expresan en ppm (mg/lit).

SÓLIDOS SUSPENDIDOS VOLÁTILES: El porcentaje de sólidos suspendidos volátiles representa el contenido orgánico de las aguas residuales y es un índice de la concentración de las aguas negras. Estos sólidos son los que con mayor facilidad entran en la etapa de putrefacción y como consecuencia son más difíciles de eliminar.

SÓLIDOS SEDIMENTABLES: Es la cantidad de materia que se sedimenta en un cono Imhoff (consúltese el capítulo III) después de un periodo de una hora, se expresa en ppm o también en ml de sólidos por lit de aguas negras (ml/lit). Se constituyen en un 75% de sólidos y de un 25% de inorgánicos. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 19).

TEMPERATURA: Este parámetro afecta las actividades biológicas (como se vio en el capítulo I), la solubilidad de los gases y el efecto de la viscosidad sobre la sedimentación.

CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA: Este parámetro es esencial porque cuando el contenido de minerales es alto aumenta la conductividad, trayendo consecuentemente un incremento en la corriente eléctrica y esta, a su vez fluye más libremente a través del agua originando una rápida corrosión.

GRASA Y ACEITE: Es un parámetro que indica la concentración de sustancias oleosas y grasosas contenidas en una muestra de agua. Debido a que este tipo de materia no se oxida, ocasiona un decremento en la capacidad de autopurificación de una corriente, además de que provoca efectos nocivos para la vida acuática en general.



DETERGENTES: Estas sustancias contienen compuestos de fósforo. Por lo general, éstos agentes son usados comúnmente en la industria de tipo alimenticio y en las actividades domésticas. Los detergentes aceleran la eutroficación de los lagos, lagunas o de cualquier tipo de agua receptora.

METALES PESADOS: Dentro de este tipo de metales se encuentran los siguientes: níquel, manganeso, plomo, cromo, cadmio, zinc, cobre, hierro y mercurio. La mayoría de estos metales que contiene el agua son necesarios para la vida, pero en porciones pequeñas, al ser excesiva esta cantidad de metales, el agua se transforma en tóxica, afectando a la flora y fauna acuática así como al hombre.

COLOR: El color de las aguas negras es muy importante porque nos da razón de la composición de las mismas, el color puede ser de dos tipos: el color aparente y el color verdadero. El color aparente es una pigmentación debida a la presencia de sólidos suspendidos en un abastecimiento de agua. El color verdadero es una pigmentación producida por las partículas divididas en dispersión o en solución en un abastecimiento de agua.

Cuando las aguas son muy coloreadas por elementos naturales no son tóxicas o dañinas; pero en caso de que el color sea producido por algún desecho industrial o sustancia artificial produce enfermedades patógenas o efectos en contra de la salud humana ocasionado por la toxicidad de sus componentes.

OXÍGENO DISUELTO: Al ser descargadas las aguas negras en una corriente, comienza la degradación y descomposición de los sólidos, provocada por las bacterias presentes en el agua receptora. El oxígeno es de vital importancia para que se lleven a cabo las reacciones biológicas y bioquímicas.

Cuando se pone en contacto el aire y la superficie del agua, el oxígeno se disuelve hasta que alcanza el punto de saturación a una temperatura determinada. Cuando la temperatura es de 0°C, el punto de saturación del oxígeno disuelto es de 14.6 ppm; a 15°C disminuye a 10 ppm. Por lo tanto, podemos concluir que al aumentar la temperatura, la concentración de oxígeno disuelto disminuye.

DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO): La DBO es la cantidad de oxígeno que se necesita para que se verifique la oxidación aerobia biológica de los sólidos orgánicos de las aguas negras. Además, estima el grado de contaminación en un medio; se expresa en unidades mg/l de oxígeno disuelto a cinco días y veinte grados de temperatura. (GURAIEB, 1954: 39).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (DQO): La determinación de la DQO nos proporciona una medida del oxígeno que es equivalente a la porción de materia orgánica e inorgánica presente en una muestra de agua, capaz de oxidarse por procesos químicos (mediante una oxidación fuerte). Dicha determinación se realiza con relativa rapidez, se efectúa en un tiempo máximo de tres horas, pero el inconveniente que se presenta, es que se dificulta diferenciar la materia biológicamente oxidable de la químicamente oxidable. El valor de la DQO generalmente es mayor que la DBO debido a que la materia oxidable bioquímicamente se puede oxidar también por procesos químicos, pero no toda la materia orgánica oxidable químicamente se oxida por microorganismos. (WINKLER, 1986: 39).

II.3.- VOLUMEN DE AGUAS RESIDUALES.

La cantidad o volumen de aguas negras que se produzcan varía de acuerdo con la población y depende de muy diversos factores.

Generalmente, los diseños de procesos para el tratamiento de aguas negras se basan en el caudal promedio, éstos resultan de mediciones a diferentes horas del día. (FAIR ETAL, 1990: 137).

Una determinación aproximada de los caudales promedio de aguas residuales municipales se logra con los registros de consumo de agua; aproximadamente se espera que del 70% al 80% del consumo de agua se canalice a las plantas de tratamiento.

Otra manera de conocer dicha información, es tomar como referencia la población servida por el sistema; de acuerdo con la práctica, se ha estimado que la dotación es de 200 a 300 litros por persona por día. Este intervalo puede ser mayor o menor dependiendo del sistema colector y de otras dotaciones adicionales, como podrían ser desechos industriales o la simple agua pluvial.

Para calcular los caudales máximos y mínimos, es necesario aplicar criterios más sofisticados debido a que puede presentarse una variación del 20% al 400% con respecto al promedio diario, para comunidades pequeñas, y de 50% al 200% para grandes ciudades. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 16).

El criterio que utilizaremos en éste texto para calcular el caudal máximo será el mismo que usa la Secretaría de Recursos Hidráulicos; dicho criterio es el de Harmon, el cual se define a continuación:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



$$F_{\max} = F_{\text{med}} \left(1 + \frac{14}{(4 + \sqrt{P})} \right) \quad (\text{Ec. 2.1}).$$

Donde: F_{\max} = Caudal máximo
 F_{med} = Caudal medio
 P = Población en miles de habitantes

Para caudales mínimos, se considera un 50% del caudal promedio:

$$F_{\min} = 0.50 \times F_{\text{med}} \quad (\text{Ec. 2.2}).$$

$$F_{\text{med}} = \text{Población futura} \times \text{Dotación} \quad (\text{Ec. 2.3}).$$

$$\text{Población futura} = (P) (\text{Índice de crecimiento})^{PD} \quad (\text{Ec. 2.4}).$$

Donde: PD = Periodo de diseño.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



CAPÍTULO III

ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS NEGRAS.

III.1.- PLANTAS DE TRATAMIENTO DE LODOS ACTIVADOS.

En la actualidad uno de los graves problemas es la gran cantidad de contaminantes que se generan y que posteriormente se desechan en el agua, el tratamiento de estas aguas residuales es de vital importancia ya que de ello depende la conservación de este recurso natural no renovable.

El empleo de lodos activados ofrece una alternativa para el tratamiento de aguas negras ya que contienen una gran variedad de microorganismos capaces de remover todo tipo de materia orgánica existente en el agua, esto se ve favorecido por el uso de reactores que proveen de las condiciones necesarias para la biodegradación.

Las plantas de tratamiento a base de lodos activados tiene como finalidad la remoción de la materia orgánica, en términos de DQO, de las aguas residuales; se le conoce como lodos activados a la combinación de microorganismos y agua residual. (WINKLER, 1986: 162).

III.1.1.- TRATAMIENTO PRELIMINAR.

La finalidad del tratamiento preliminar es separar de las aguas negras todo tipo de materiales que puedan dañar al equipo de las plantas de tratamiento, como pueden ser: las bombas. Los dispositivos para este tratamiento son diseñados con los siguientes objetivos:

- Separar los sólidos orgánicos grandes que están flotando. Estos sólidos pueden ser trozos de madera, telas, papel, basura, etc.
- Separar los sólidos inorgánicos pesados, como la arena, la grava u objetos metálicos.
- Separar el exceso de grasa y aceite.

(RENDÓN, 1999: 39).

El equipo utilizado para lograr estos propósitos es el siguiente:

Rejas y rejillas: Las rejas son una serie de barras o soleras metálicas que se colocan paralelas y verticalmente o con un ángulo determinado que va

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



de 45° a 60°. Generalmente las rejillas tienen una separación que va de 5 a 15 centímetros.

Las rejillas son similares, en principio, a las rejas. Los claros entre las barras son más pequeños, varían entre 2.5 y 5 centímetros cuando el tipo de limpieza es manual, y de 1.5 a 5 centímetros cuando la limpieza sea mecánica.

Las rejillas son utilizadas para remover pequeños objetos como bolsas de plástico, ramas, etc.

La velocidad a través de las rejillas deberá mantenerse en ciertos límites para prevenir caídas de presión excesivas o la posibilidad de forzar el paso de la materia cribada a través de las barras. Generalmente los valores aceptados son de 60 cm/seg en flujo medio y de 90 cm/seg en flujo máximo. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 22).

El área efectiva se calculará con la siguiente expresión:

$$A = \frac{F}{V} \quad (\text{Ec. 3.1}).$$

Donde: V = velocidad del flujo (m/seg).

F = flujo de diseño (m³/seg).

A = área proyectada de las aberturas (m²).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El área húmeda será calculada con la expresión que a continuación se muestra:

$$Ah = \frac{A \text{ max}}{\text{Eficiencia de las rejillas}} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Donde: Ah = área húmeda (m²).

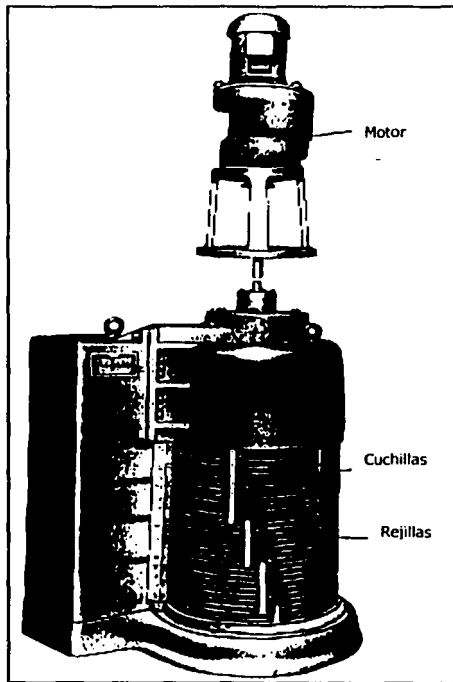
Amax = área máxima (m²).

Desmenzadores: Son mecanismos que tienen como objeto triturar o cortar los sólidos hasta un tamaño tal que permita que se puedan integrar a las aguas negras sin ocasionar daños a las bombas o a las tuberías. La Figura 3.1 muestra un desmenzador típico, las características de tal mecanismo son proporcionadas por los distribuidores y fabricantes. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 24).

En la Tabla 3.1 se presentan los diferentes dispositivos de cribado, así como sus propósitos.



FIGURA 3.1.- CARACTERÍSTICAS DE UN DESMENUZADOR TÍPICO.



FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 25.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



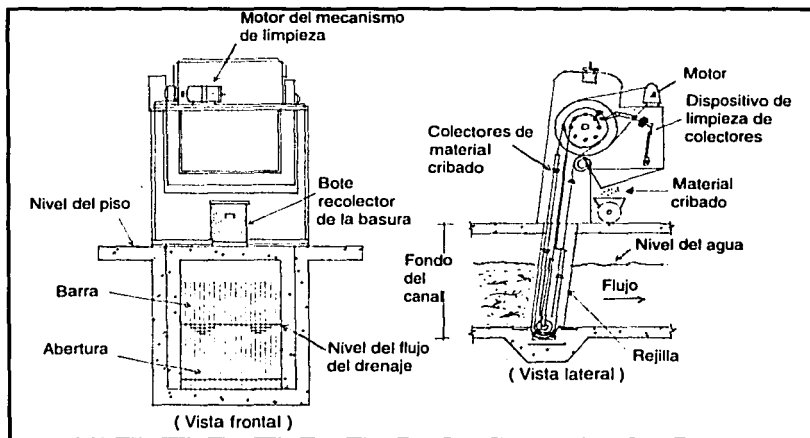
TABLA 3.1.- TIPOS DE DISPOSITIVOS DE CRIBADO.

Tipo de dispositivo de cribado	Tamaño común de abertura (cm)	Objetivo
Rejas	5 - 15	Proteger bombas y equipo de los objetos grandes como troncos.
Rejillas	1.5 - 5	Proteger el equipo de bombeo y remover pequeños materiales como bolsas, ramas, telas, etc.
Desmenzadores	0.75 - 2	Reducir el tamaño de los sólidos mayores mediante trituración sin removerlos de las aguas residuales.

FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 23.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

FIGURA 3.2.- MECANISMO DE LIMPIEZA.



FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 27.

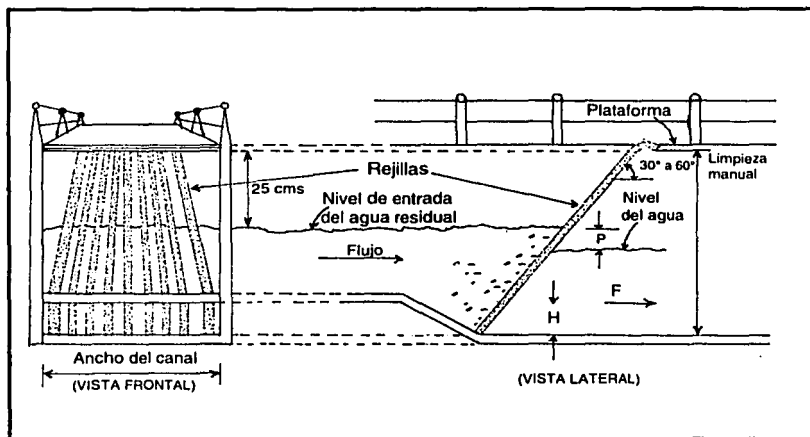
En la Figura 3.2 se muestra el mecanismo de limpieza tanto de vista frontal como lateral.



En la Figura 3.3 se presenta un diagrama de rejillas de limpieza manual, en el cual se proporcionan las consideraciones más importantes de diseño.

En la Figura 3.3 se muestra una diferencia de elevaciones (H) entre el fondo del canal de la rejilla y el fondo del canal de entrada, el cual se recomienda que sea de 8 a 15 cm. para contrarrestar la caída de presión a través de la rejilla. También se observa el parámetro (P) que es la caída de presión, la cual debe ser menor a 15cm. de agua. Generalmente el canal de cribado se diseña con ancho no menor a 0.60m. y con un máximo de 4.25m. Sólo en casos muy especiales donde en demasiada pequeña la obra se permite utilizar un ancho de 0.40m. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 31).

FIGURA 3.3.- DIAGRAMA DE REJILLAS DE LIMPIEZA MANUAL.



FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 30.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En la Tabla 3.2 se proporcionan las características de las barras de las rejillas.



TABLA 3.2.- CARACTERÍSTICAS RECOMENDABLES PARA LAS BARRAS

Longitud de las barras	Dimensiones aproximadas	
	Espesor	x Ancho
Hasta 0.75 metros	0.60cm	x 2.5cm
De 0.75 a 2.0 metros	0.80cm	x 5.0cm
De 2.0 a 4.0 metros	1.00cm	x 6.3cm
Mayor de 4.0 metros	1.25cm	x 7.5cm

FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 32.

Después de las rejillas se localiza una cámara desarenadora, en la cual se recomienda tomar en cuenta una profundidad adicional de 0.10m. aparte del volumen por acumulación de arenas.

Para el diseño de la cámara desarenadora, debe tomarse en cuenta que por experimentaciones se recomienda mantener la velocidad horizontal del flujo aproximadamente de 30 cm/seg \pm 25%, esto permitirá la sedimentación de arenas. Para lograr esta velocidad, la cámara desarenadora se debe equipar con un dispositivo de control de velocidad como lo es un vertedor proporcional. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 39).

Para calcular la longitud de la cámara es necesario determinar la velocidad máxima, tirante máximo, y la temperatura más baja. Atendiendo a la ecuación 3.2.

$$L = \frac{H}{v} V \quad (\text{Ec. 3.3}).$$

Donde: L = longitud de la cámara desarenadora (m).

H = Tirante hidráulico (m).

v = velocidad de sedimentación de la cámara (m/seg).

V = velocidad del flujo (30cm/seg \pm 25%) (m/seg).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Debido a los efectos de turbulencias y las alteraciones de entrada y salida, la longitud de la cámara deberá incrementarse un 40 % sobre el valor teórico obtenido con la ecuación 3.2. Así mismo, se debe proveer un espacio dentro de la cámara para la acumulación y almacenamiento de las arenas removidas. Normalmente la cantidad de

arenas en las aguas residuales varía en un rango de 0.01 a 0.06m³ por cada 1000m³ de agua residual. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 40).



En la Tabla 3.3 se muestra la velocidad de sedimentación contra temperatura.

TABLA 3.3.- VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN.

Temperatura (°C)	Velocidad (cm/seg)
0	1.4
10	2.1
20	2.7
30	3.2

FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 35.

La partícula es de 0.2mm con una gravedad específica de 2.65.

En lo que respecta al vertedor proporcional, su principio básico es que el gasto a través de él, varía directamente con la carga, esto es que el control de flujo va directamente relacionado con la forma del vertedor, como se muestra en la Figura 3.4. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 36).

Las ecuaciones de diseño son las siguientes:

$$F = 2b \sqrt{2ag} \left(h + \frac{2}{3}a \right) \quad (\text{Ec. 3.4}).$$

Donde: F = flujo del agua residual (m^3/seg).

b = mitad del ancho del vertedor ($b \geq 30\text{cm}$) (m).

a = altura de la parte rectangular del vertedor (mínimo 1plg.) (m).

g = gravedad ($9.81\text{m}/\text{seg}^2$).

h = altura del vertedor (m).

$$H = h + \frac{2}{3}a \quad (\text{Ec. 3.5}).$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Donde: H = tirante máximo (m).

h = altura del vertedor (m).

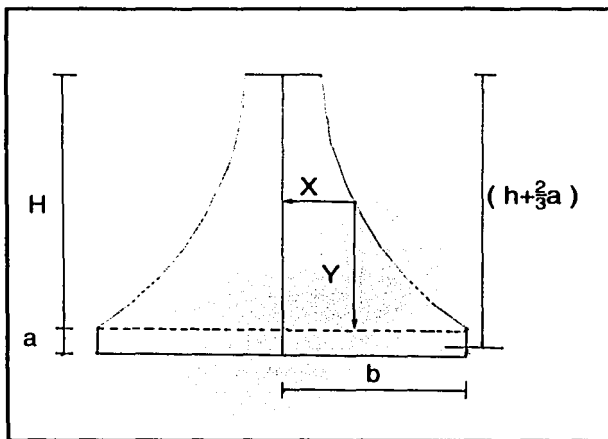
a = altura de la parte rectangular del vertedor (mínimo 1plg.) (m).

Para calcular la curvatura del vertedor se utilizará la siguiente ecuación, en la cual \tan^{-1} debe estar en radianes.

$$X = b \left[1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \frac{Y}{a} \right] \quad (\text{Ec. 3.6}).$$

En muchos casos la cresta del vertedor estará a un mínimo de 10cm. y usualmente alrededor de 30cm., por encima del fondo de la cámara para fines de almacenamiento.

FIGURA 3.4.- VERTEDEDOR PROPORCIONAL.



FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 38.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

III.1.2.- TRATAMIENTO PRIMARIO.

El tratamiento primario tiene como finalidad separar la materia sólida de la líquida, dicha separación se lleva a cabo por medio de tanques de sedimentación. Las



alcantarillas existentes son para mantener constante la velocidad del flujo aproximadamente 60 cm/seg, la cual es la justa para arrastrar junto con las aguas negras todos los sólidos y así evitar que se depositen en las líneas de alcantarillado.

En el tratamiento primario la velocidad del flujo se disminuye hasta 2 cm/seg en los tanques de sedimentación, durante un lapso de tiempo necesario para lograr que se depositen la mayor parte de los sólidos sedimentables, de los cuales la mayoría son inorgánicos.

III.1.3.- DESARENADORES.

El agua negra conforme avanza por la corriente va arrastrando pequeñas partículas como son las arenas, par eliminarlas se utilizan unos dispositivos llamados desarenadores, los cuales permiten separar esas partículas para evitar que afecten a las instalaciones.

Debido a que el peso específico de este material es mayor al del agua, permite que sean sedimentados más rápidamente. Esta circunstancia es benéfica para que solo se sedimente la arena y la materia orgánica permanezca flotando.

Estos tanque se hacen en proporciones de largo a ancho de 6:1 y los lados deben ser curvos para evitar perturbaciones por entrada o por cambio de dirección de la corriente. Cuando el servicio a éstos mecanismos es manual deberá hacerse cada 15 a 20 días.

La arena de las aguas negras es cerca de 0.3 y 0.1 lt/m^3 , siendo mayor la concentración en épocas de lluvias, la velocidad en el tanque se calculará en función de la partícula más pequeña que se pretenda retener; generalmente la velocidad oscila de 15 a 30 cm/seg. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 50).

III.1.4.- ESTACIONES DE BOMBEO.

Las estaciones de bombeo en las plantas de tratamiento son de vital importancia, debido a que es aquí en donde llega el agua residual y posteriormente es elevada a una altura tal que siga su curso por medio de la gravedad. En los casos en donde la red municipal proporcione las condiciones idóneas para que el agua fluya por gravedad a los procesos de tratamiento, la estación de bombeo para el influente no será requerida.

Una estación de bombeo esta compuesta por:

- Equipo de bombeo.
- Pozo de admisión o pozo húmedo.

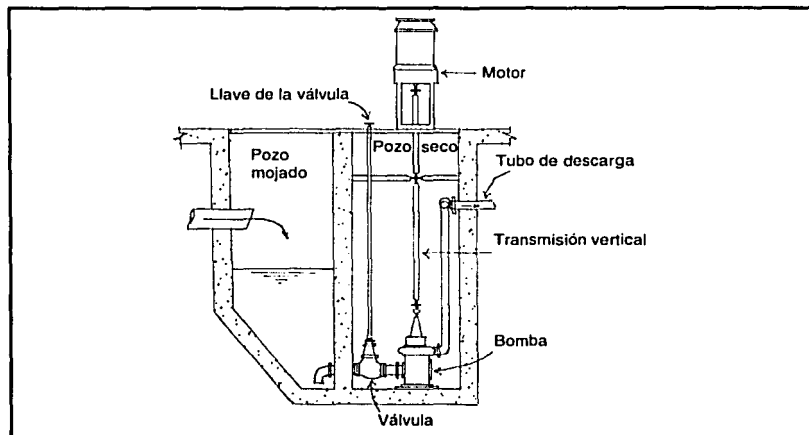


- Cámara de bombeo o pozo seco.
- Unidad de fuerza motriz.

(COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 44).

En la Figura 3.5 se muestra una pequeña estación de bombeo en la cual se aprecian todas sus partes.

FIGURA 3.5.- SECCIÓN DE UNA PEQUEÑA ESTACIÓN DE BOMBEO.



FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 45.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Las estaciones de bombeo para las aguas negras son la parte más importante dentro de la planta ya que una descompostura de este sistema afecta por completo a los demás procesos: por esta razón se recomienda contar con dos bombas adicionales como mínimo a manera de reserva.

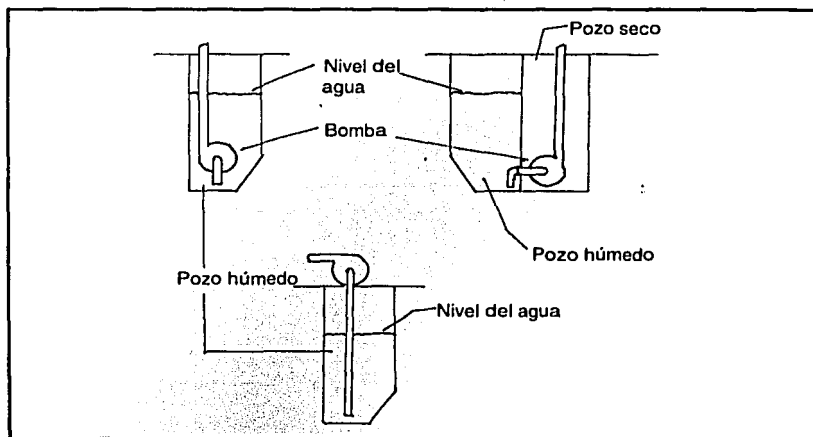


La instalación de bombas en las estaciones de bombeo son clasificadas de la siguiente manera:

- Bombas sumergidas bajo las aguas en el pozo de recepción.
- Bombas en un pozo seco, a un nivel más bajo que el del líquido en el pozo de recepción.
- Bombas colocadas más altas que el nivel de las aguas negras en el pozo de recepción.

Estos puntos son observados en la Figura 3.6.

FIGURA 3.6.- INSTALACIONES DE BOMBAS EN ESTACIONES DE BOMBEO.



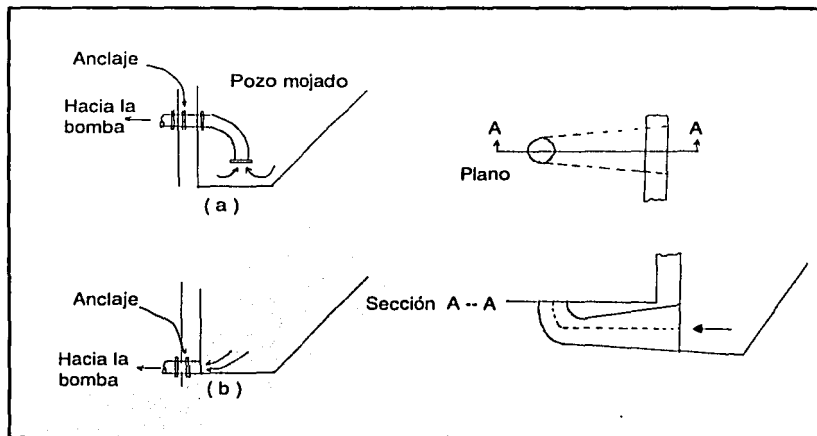
FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 51.

En la Figura 3.7 se muestran los diseños recomendados para la tubería de succión.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



FIGURA 3.7.- COLOCACIÓN DE ENTRADAS A LA BOMBA.



FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 52

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

III.1.5.- TANQUES DE AERACIÓN.

Las características de éstos tanques están en función del tipo de alimentación proporcionada; generalmente se lleva acabo por medio de inyección de aire comprimido a base de difusores colocados en las paredes o en el fondo de los tanques.

El volumen de aguas negras y el tiempo de retención condiciona el número de los tanques de aeración. Para dimensionar los tanques se recomienda que tengan una altura menor o igual a 4 m; debido a que mientras más altos son, se requiere que sea mayor la compresión del aire; en lo que respecta al ancho es práctica común utilizar de 1 a 1.5 veces la profundidad.

Para estabilizar las aguas se requiere un tiempo de retención en el tanque que va de 2 a 3 horas; éste periodo de tiempo puede ser modificado dependiendo de la calidad

necesaria del agua residual. El volumen de aire se obtiene a razón de 40 lt/m^3 de líquido, utilizando un 10% en la oxigenación y el 90% restante para agitar la mezcla.



Es importante resaltar que para fluidos en los cuales se contenga materia industrial considerable, es necesario un tiempo de retención de 16 a 20 horas. (GURATIEB, 1953: 6 2).

III.1.6.- TANQUES DE SEDIMENTACIÓN.

La remoción de los sólidos sedimentables es un proceso importante al tratar las aguas residuales, esto se logra mediante los tanques de sedimentación, evitando así que los lodos se depositen en las aguas receptoras, además de que reducen los olores ofensivos.

En éste capítulo hablaremos de los tanques de sedimentación rectangular, circular y de los tanques tipo Imhoff.

SEDIMENTADOR RECTANGULAR: Para dimensionar este tipo de sedimentadores se recomienda un rango que va desde 1.5 m hasta 6m, aunque los de 6m presentan en ocasiones problemas para los mecanismos de remoción de lodos. En lo que respecta a la longitud del sedimentador podría llegar hasta un máximo de 90 m; pero se recomienda que exista una relación de ancho y largo de entre 3 a 1 y 5 a 1.

El tiempo de retención apropiado es de 90 a 150 minutos, el cual esta basado en el caudal de diseño promedio. La altura del sedimentador (H) debe ser mayor o igual a 2.1m para equipos mecánicos para la remoción de los sedimentos; en los casos que no se tenga remoción mecánica la altura puede disminuirse. Las tolvas del sedimentador deben tener un ángulo que es de 30° a 45°, con la finalidad de que se tenga un optimo funcionamiento de tal mecanismo.

Estos tanques cuentan con dispositivos de entrada y de salida; los primeros son una serie de tubos espaciados a lo largo del tanque, generalmente después de este dispositivo se coloca una mampara, la cual protege el mecanismo de un posible corto circuito, además de que distribuye el flujo de las aguas tanto lateral como verticalmente, la mampara se coloca a una distancia de 0.60m a 0.90m de la entrada, debe estar sumergida de 0.45m a 0.60m, contando también con un bordo de aproximadamente 5cm bajo la superficie del agua para que las natas logren pasar sobre ellas; los dispositivos de salida son vertedores triangulares tipo "V", la descarga deberá ser de 185 m³/día/ml para evitar flujos excesivos. El canal de salida del sedimentador debe ser dimensionado para una velocidad promedio de 60 cm/seg. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 71).

Para calcular la longitud del vertedor se utilizará la siguiente expresión:



$$W = \frac{F}{q_w} \quad (\text{Ec. 3.7}).$$

donde:

W = longitud del vertedor (m)

F = caudal de diseño promedio de aguas negras (m³/día)

q_w = carga del vertedor (185 m³/día/ml)

En la Figura 3.8 se presentan los dispositivos de entrada y de salida de un tanque típico de un sedimentador rectangular.

En la Figura 3.9 se expone un diagrama esquemático de un sedimentador rectangular.

SEDIMENTADOR CIRCULAR: Las dimensiones de estos tanques es la siguiente: el diámetro mínimo debe ser de 7.5 m, con un máximo de 30m, al igual que para los sedimentadores rectangulares el tiempo de retención es de aproximadamente de 90 a 150 minutos y con una altura mínima de 2.10m.

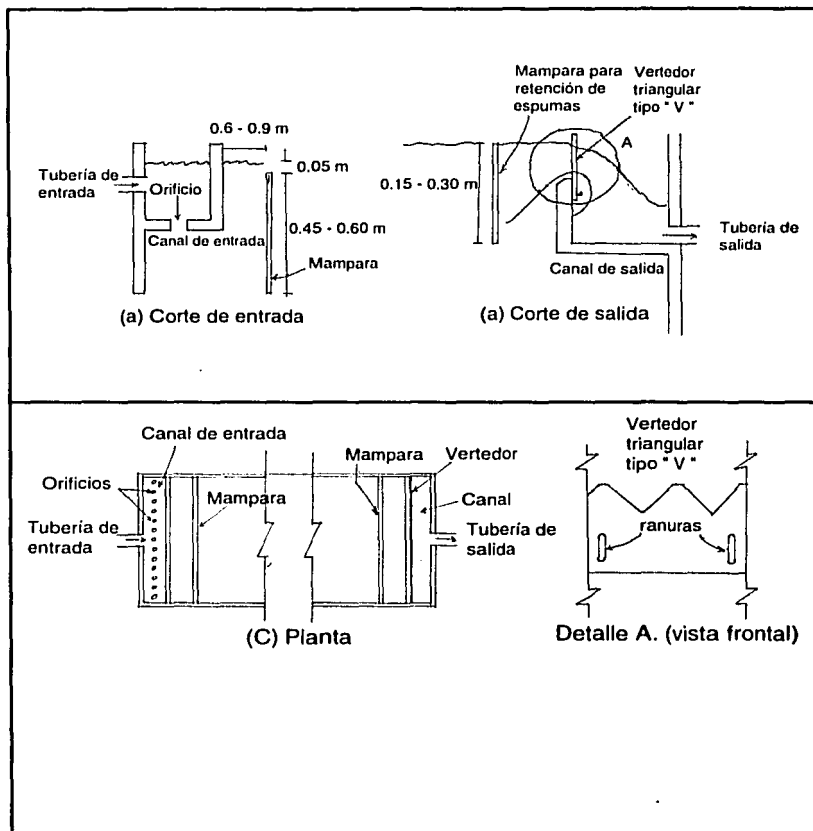
Estos tanques pueden ser de dos tipos: de alimentación central y de alimentación periférica. El de alimentación central cuenta con una mampara radialmente concéntrica, la cual ayuda a distribuir uniformemente el flujo en todas direcciones.

Este mecanismo se muestra en la Figura 3.10.

Los sedimentadores circulares de alimentación periférica introducen el influente alrededor del borde exterior del sedimentador. Un ejemplo de estos tanques se ve en la Figura 3.11. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/P: 76).



FIGURA 3.8.- ESTRUCTURA DE ENTRADA Y SALIDA DE SEDIMENTADORES

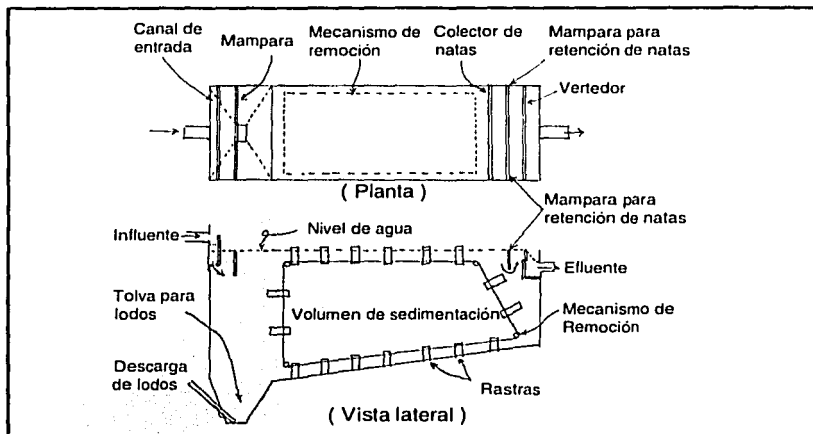


FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/I: 74.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



FIGURA 3.9.- DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE UN SEDIMENTADOR RECTANGULAR.

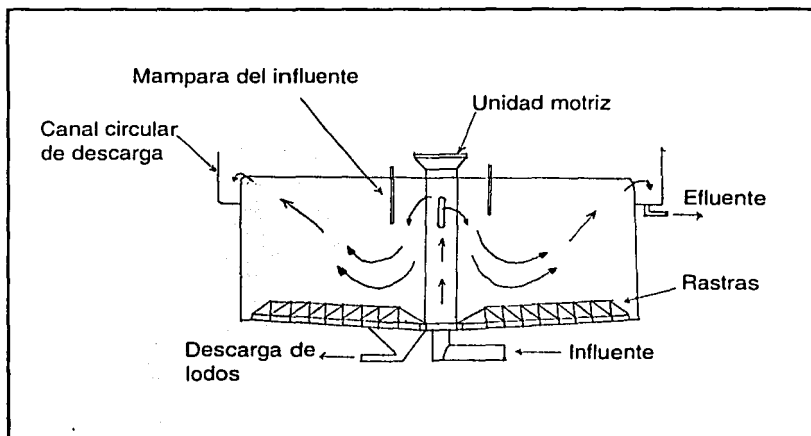


FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/I: 77

**FESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



FIGURA 3.10.- SEDIMENTADOR CIRCULAR CON ALIMENTACIÓN CENTRAL.

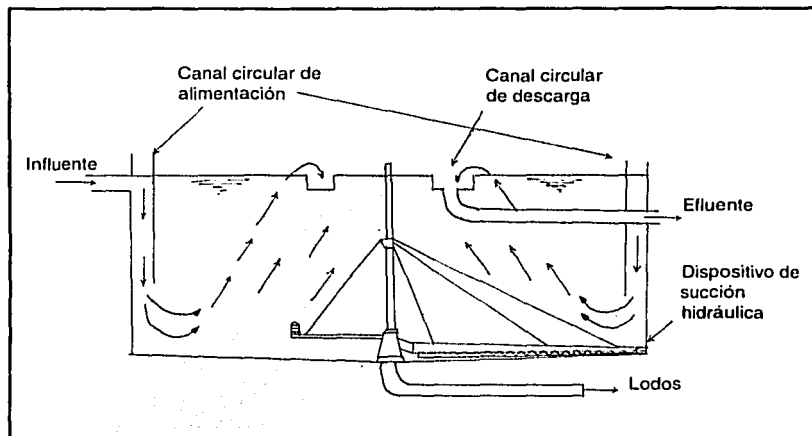


FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/P: 81

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



FIGURA 3.11.- SEDIMENTADOR CIRCULAR CON ALIMENTACIÓN PERIFÉRICA.



FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, SIF: 81

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TANQUES IMHOFF: Los tanques Imhoff ofrecen grandes ventajas para poblaciones pequeñas, es decir, alrededor de 5000 habitantes, requieren de una operación sencilla, debido a que no cuenta con accesorios mecánicos; las aguas contenidas en este tipo de tanques previamente debieron pasar por un proceso de cribado (tratamiento preliminar).

Un tanque Imhoff está constituido por las siguientes partes: cámara de sedimentación, cámara de digestión y cámara de natas. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, SIF: 89).

En las Figuras 3.12 y 3.13 se muestra un tanque tipo Imhoff típico.

- **Cámara de sedimentación:** Es el espacio en el que se reciben las aguas negras, en esta cámara se debe tener un tiempo de retención aproximado de 2 a 3 horas. Para determinar el área superficial se toma en cuenta una relación que es de $24 \text{ m}^3/\text{día}$ por m^2 de área. Al final de ésta cámara

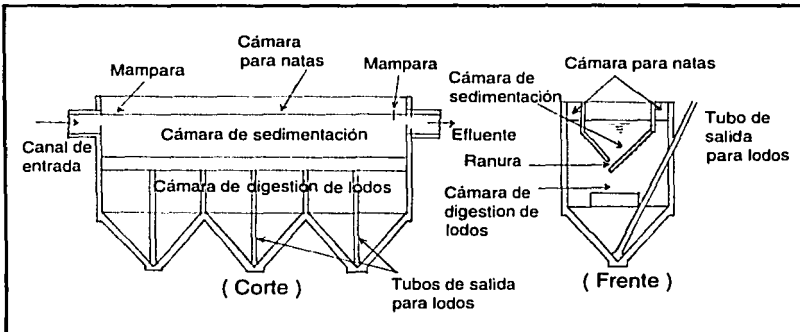


deberá existir losas convergentes con un ángulo aproximado de 45° a 60° con respecto a la horizontal, con la finalidad de que los sólidos pasen al siguiente proceso que es el de la cámara de digestión a través de una abertura (x) que es de 15cm a 20cm. La relación (L/W₁) es de 3:1 y 5:1.

- Cámara de digestión: Aquí los lodos sufren una digestión anaerobia; esta cámara debe tener una capacidad de 30 a 50 lts/persona. Las tolvas son construidas con pendientes de 30° a 45°C ; su ancho no excederá de 60 cm. Todos los lodos digeridos son removidos por medio de un tubo de 15 a 20 cm. de diámetro (dp), estos lodos son canalizados a los lechos de secado. Con la finalidad de que los lodos tengan un buen proceso por gravedad, la pendiente mínima en los conductos será de 12%.
- Cámara de natas: Las natas son producto del proceso de la digestión, ésta cámara debe contar con una capacidad del 50% de la cámara de digestión; en lo que respecta a su área superficial debe tener del 15% al 25% de la total del tanque, con una abertura mínima de 60 cm. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/P: 91).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

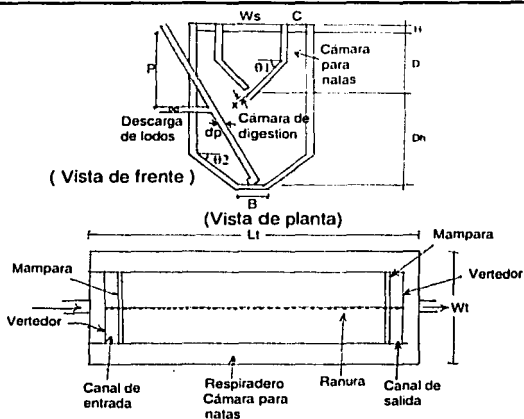
FIGURA 3.12.- TANQUE IMHOFF TÍPICO.



FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/P: 90.



FIGURA 3.13.- DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE UN TANQUE IMHOFF.



- θ1 Pendiente del fondo de la cámara de sedimentación (45° - 60°).
- θ2 Pendiente del fondo de la cámara de digestión (tolvas) (30° - 45°).
- Ws Ancho de la cámara de sedimentación ($Lt/3$ a $Lt/5$).
- D Altura de la cámara de sedimentación.
- Lt Longitud del tanque ($Lt = 3Ws$ a $5Ws$).
- Wt Ancho del tanque.
- x Ranura en el fondo de la cámara de sedimentación (15 a 20cm).
- B Fondo de la tolva (60cm como mínimo).
- dp Diámetro del tubo para lodos (15 a 20cm).
- P Carga hidrostática (2m de carga como mínima).
- H Bordo libre (45 - 60cm).
- Dh Profundidad de la cámara de digestión.
- C Ancho mínimo de las áreas de ventilación (60 cm).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 93.

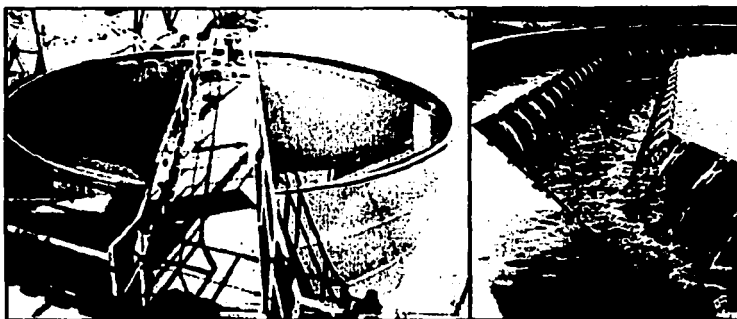


III.1.7.- ESPESADORES.

Un espesador es un mecanismo que opera para dos objetivos esenciales: clarificar unas aguas cargadas de sólidos en suspensión y espesar los lodos que se generan a raíz de dicha clarificación; debido a estas razones, un espesador debe tener una capacidad para almacenar las pulpas de densidades elevadas.

En la Figura 3.14 se muestra un espesador.

FIGURA 3.14.- ESPESADOR.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FUENTE: COMERCIAL LASMERT.S.A.

Uno de los procesos de espesamiento más sencillo es el de gravedad, en el cual no es necesario utilizar elementos mecánicos o productos químicos. La concentración de los sólidos deberá ser menor o igual de 8% a 10% para que su manejo sea más accesible.

Los espesadores son tanques circulares que están equipados con paletas verticales de movimiento lento. Los lodos que aquí se concentran son constantemente bombeados del sedimentador al espesador, el cuál cuenta con una velocidad de derrame muy baja, circunstancia que ocasiona que el agua se derrame y que los sólidos de los lodos se concentren en el fondo.



La carga de lodos recomendable para los espesadores es de 40 a 60 kg/m²/día para cargas superficiales mayores a 16 m³/m²/día; las dimensiones de un espesador son mínimo de 5 metros de altura del agua, de 45 a 60 cm. de bordo libre y en la tolva una pendiente de mínimo 1 vertical y 4 horizontal. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 147).

III.1.8.- DIGESTORES.

La función de los digestores es estabilizar el lodo crudo a base de descomponer la materia orgánica putrescible transformándola en materia orgánica o inorgánica inerte.

Para completar el proceso de digestión, es necesario pasar por tres etapas: la primera es la fermentación ácida, en la cual las bacterias afectan a los sólidos solubles para generar ácidos orgánicos y también gases como el anhídrido carbónico y ácido sulfhídrico; la segunda etapa ocurre cuando existe un periodo de digestión ácida donde algunas bacterias atacan los ácidos orgánicos y compuestos nitrogenados; y la tercera etapa es la denominada digestión intensa, aquí se generan grandes volúmenes de gases como el metano y dióxido de carbono, a consecuencia de que las bacterias atacan a compuestos nitrogenados mas resistentes.

La temperatura juega un papel importante en los digestores ya que a temperaturas cercanas a los 5°C, la digestión es prácticamente nula; por lo que la temperatura óptima es de aproximadamente 35°C.

Comúnmente los digestores son de forma cilíndrica, con una altura que está entre los 6 y 14 metros; debe tener un bordo libre que está en función del tipo de tapa del tanque; para tapas cónicas o en forma de cúpula es de 30 cm. y para tapas planas fijas varía de 30 a 60 cm. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 147).

Para el diseño de los digestores deben tomarse en cuenta los criterios de la Tabla 3.4.

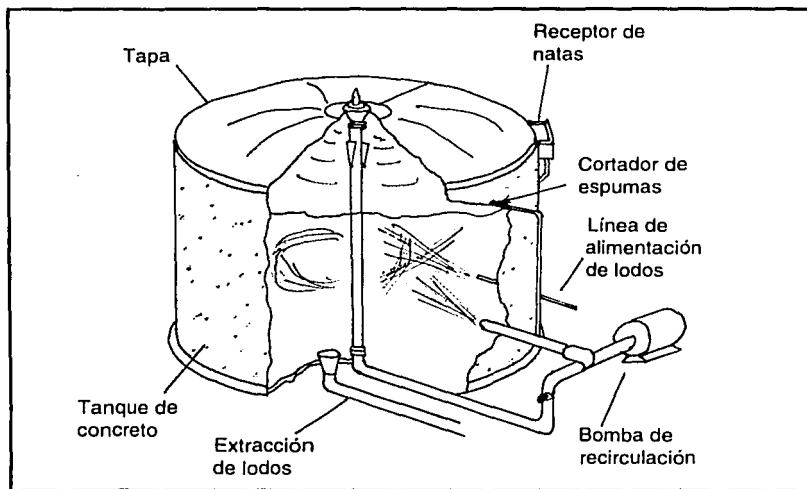
**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TABLA 3.4.- CRITERIOS TÍPICOS PARA EL DISEÑO DE DIGESTORES.**

PARÁMETROS	VELOCIDAD ESTANDAR	ALTA VELOCIDAD
Tiempo de retención del lodo (días)	30 - 60	10 - 20
Carga de sólidos (kg ssu/m ³ /día)	0.64 - 1.6	1.6 - 3.2
Criterios de volumen (m ³ /cápito)	0.06 - 0.09	0.011 - 0.017

ssv = sólidos suspendidos volátiles

FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 152.

FIGURA 3.15.- TANQUE DE DIGESTIÓN SIN DISPOSITIVOS MECÁNICOS DE REMOCIÓN DE LODOS.**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA. S/F: 154.



En la Figura 3.15 se muestra un digestor sin dispositivos mecánicos de remoción de lodos.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

III.1.9.- LECHOS DE SECADO.

Los lechos de secado son "camas" que funcionan con filtros, en los cuales se tiene una capa que va de 15 cm. a 25 cm. que pueden ser de arena de cuarzo o arena limpia sobre una capa de grava de un tamaño regular, una profundidad de capa de 25 a 30 cm.

El sistema de drenado de los lodos debe colocarse en la parte inferior de la capa de grava anteriormente mencionada, dicho sistema estará compuesto por una línea de tubería que podrá ser de barro vitrificado o en el mejor de los casos de concreto simple con un diámetro aproximadamente de 10 a 15 cm; además es necesario que sobre ellos se coloquen mínimo 15 cm. de arena y con una separación de 3 a 6 cm. centro a centro.

La tubería que conduce a los lodos al sistema de lechos de secado deberá terminar a 30 cm. sobre la superficie de la capa de arena. Es importante que en los lechos de secado se cuente con placas distribuidoras de lodos y protectores de concreto, esto debe colocarse en los puntos en que se descarguen los lodos.

Los lechos al ser alimentados por los lodos deben contar con una profundidad que puede ser de 15 a 30 cm. y que esta en función del clima que prevalezca en el sitio; además el vertido de los lodos en los lechos tendrá que ser lo más espesa posible.

Para un funcionamiento óptimo de los lechos de secado es necesario que estos cuenten con un bordo libre a manera de cerca, pero no excederá de 30cm., con esto lo que se pretende es evitar que se produzcan sombras excesivas en el caso de que se tuviera un bordo mayor a los 30cm. y además procurar que no ingresen aguas superficiales ó fugas del líquido drenado.

El área total de los lechos esta en función de la carga efectiva para determinado lugar o zona. El criterio más general para calcular la carga es el siguiente:

Para lechos abiertos \longrightarrow de 0.10 a 0.14m²/cápita.

Para lechos cubiertos \longrightarrow de 0.07 a 0.10m²/cápita.

Cuando el clima actualmente en el lugar sea caluroso el área que se requiere puede disminuirse hasta 25% debido a la evaporación de la materia líquida del lodo.



En los lechos de secado del tipo abiertos son importantes las condiciones climáticas, por lo que es variable el tiempo de secado dependiendo de la zona y también de la época del año. En lugares donde la lluvia es constante es recomendable utilizar cubiertas de vidrio a manera de invernadero, pero esta opción o alternativa resulta un poco costosa. Por todo lo anterior estos lechos presentan las siguientes desventajas:

- Necesidad de terreno.
- Olores ofensivos.
- Sensibilidad al clima.
- Necesidad de digestión de lodos y
- Costos al remover los lodos secos.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Debido a estas desventajas que los lechos de secado abiertos son convenientes en donde exista disponibilidad de terreno, el clima sea seco y se cuente con mano de obra barata. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 155).

III.1.10.- CÁMARA DE CONTACTO DE CLORO.

Estas cámaras son utilizadas para desinfectar el agua residual y así atacar a los organismos patógenos portadores de infecciones y enfermedades. El cloro a utilizar puede estar en diferentes presentaciones, como son líquido, gas o en forma de

compuestos clorados; generalmente el más usado es el líquido debido a que es el de más bajo costo.

El cloro es adquirido en cilindros de 50 ó 70 kg y para su dosificación en los casos que implican tratamiento primario basta con una dosis de 20 mg/l basada en el flujo promedio de diseño.

Para obtener la velocidad de alimentación del cloro se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q = F \times C \quad (\text{Ec. 3.8}).$$

donde:

Q = Velocidad de alimentación de cloro (kg/día)

F = Flujo promedio de agua residual (m³/día)

C = Dosificación de cloro (kg/m³)

La cámara de contacto de cloro debe garantizar que exista un contacto real de por lo menos 15 min. esto en función del punto máximo del flujo por hora; estas cámaras son rectangulares o circulares. La dosificación debe hacerse por medio de un difusor, el cual puede ser un tubo de plástico o hule duro con perforaciones para que se tenga una



distribución adecuada de la solución de cloro en el flujo del agua residual. (COMISION NACIONAL DEL AGUA. S/E:125).

III.1.11.- TRATAMIENTO SECUNDARIO.

Este es un tratamiento biológico cuya finalidad es transformar los compuestos orgánicos de las aguas negras en materia celular, gases, energía y agua limpia a través de la actividad de los microorganismos. Al llegar al tratamiento secundario se supone que han sido eliminados los sólidos en suspensión de un 40% a 60% y de la DBO disminuida de un 20% a 40% por medios físicos en el tratamiento primario.

En este tratamiento existen diferentes procesos, los cuales se describen a continuación:

- Filtro de goteo: En este proceso, una corriente de aguas efluentes se distribuye intermitentemente sobre un lecho o columna de algún medio poroso revestido con una película gelatinosa de microorganismos que actúan como agentes destructores. Este proceso de goteo, cuando va precedido de sedimentación, puede disminuir un 85% la DBO.
- Fango activado: Es un proceso aeróbico en el cual la materia gelatinosa queda suspendida en un tanque de aeración y reciben oxígeno. Las películas de cieno activado, están constituidas por millones de bacterias en crecimiento activo aglutinadas por una sustancia gelatinosa.
- Estanque de estabilización: Este estanque requiere una superficie de terreno considerable y por lo tanto son constituidas generalmente en poblaciones rurales. En la zona del fondo, donde se descomponen los sólidos, las condiciones son anaerobias; la zona próxima en la superficie es aeróbica, permitiendo la oxidación de la materia orgánica disuelta y coloidal.

(DEPARTAMENTO DE SANIDAD DEL ESTADO, 1994: 43).

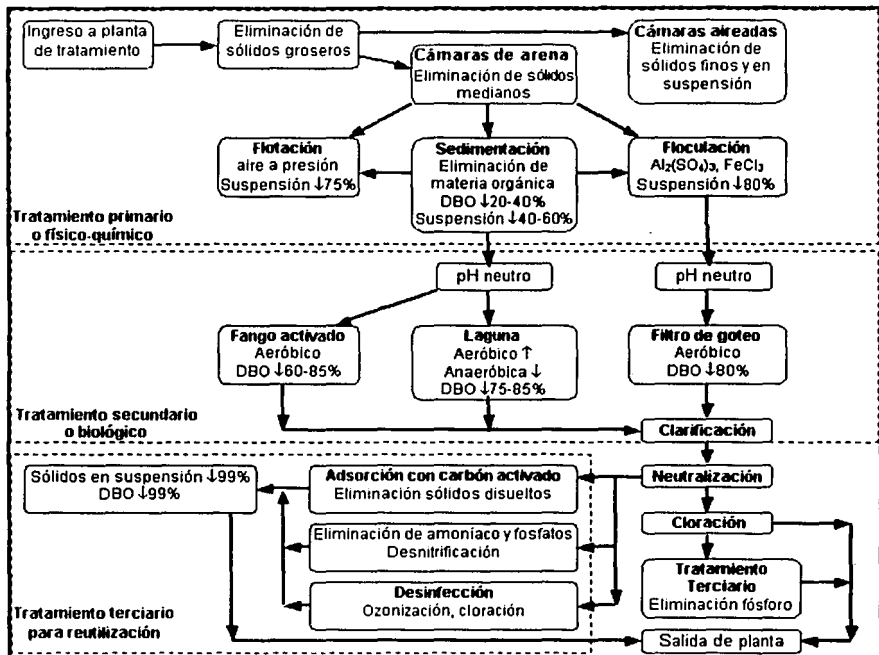
III.1.12.- TRATAMIENTO TERCARIO.

Este tratamiento es utilizado cuando la calidad requerida del efluente del tratamiento secundario es menor a la necesaria, o cuando va a ser reutilizada; a este tratamiento también se le llama "tratamiento avanzado de las aguas efluentes". En caso de que el agua residual vaya a ser reutilizada el método más confiable es el de desinfección por medio de ozono. En los siguientes diagramas (Figura 3.16 y Figura 3.17) se muestran los diferentes tipos de tratamiento. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DEL ESTADO, 1994: 44).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



FIGURA 3.16.- TIPOS DE TRATAMIENTO.

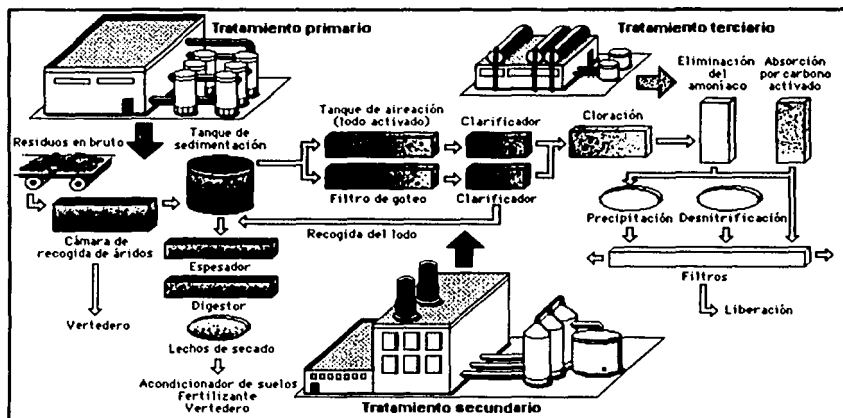


FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FIGURA 3.17.- DIAGRAMA DE LOS TIPOS DE TRATAMIENTO.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

III.2.- PLANTAS DE TRATAMIENTO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

Las lagunas de estabilización son estructuras sencillas, las cuales están descubiertas al aire libre.

Las lagunas deben estar libres de obstrucciones para la luz solar y para el viento, esto hace con la finalidad de que se lleven a cabo las reacciones bacteriales y la fotosíntesis.

Estas lagunas de estabilización son también llamadas lagunas de oxidación, son poco profundas y son óptimas para cuando se cuenta con un terreno amplio. Por causas de los malos olores que se generan, se recomienda que las plantas de tratamiento con este tipo de sistema se localicen a una distancia mayor o igual de 1km. de las zonas habitadas más cercanas y en dirección contraria a los vientos dominantes en la localidad.

Las consideraciones para el diseño de las lagunas son las siguientes: para localidades en climas calurosos donde en época de invierno sea poco probable que alguna helada cubra la laguna. Debe disponerse de 1000 m² de área superficial de laguna por cada

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



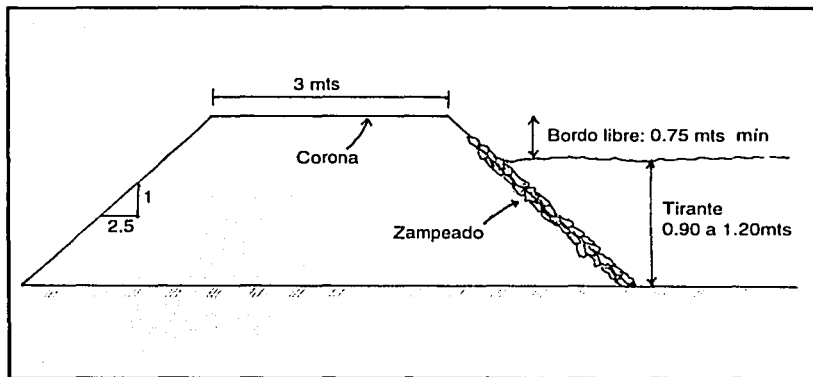
100 personas; por el contrario, cuando las heladas son comunes, es necesario disponer de un área mayor, comúnmente es de 3 a 4 veces la relación anteriormente mencionada. La profundidad de la laguna es de un parámetro importante ya que tanto una profundidad excesiva como una profundidad escasa puede ocasionar problemas

como son que la vegetación acuática emerja de la superficie del agua, además de que estas condiciones ayudan a la proliferación de mosquitos; debido a estas razones el rango para la profundidad es de 0.9 a 1.2 mts.

La laguna debe contar con un bordo libre que va de 0.75 a 1 metro, esto está en función del tamaño de la laguna; el ancho de la corona debe ser de 3 mts. y sus taludes de 2 a 3:1 a manera de evitar el oleaje. Una característica importante que debe tener el terreno en el que se instalara la laguna es que sea impermeable para evitar que la infiltración contamine los mantos freáticos subterráneos. Si la infiltración ocasiona problemas la superficie deberá ser sellada; generalmente esto se logra con una capa de arcilla. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 92).

En la Figura 3.18 se muestra una laguna de estabilización de tierra con los aspectos de diseño.

FIGURA 3.18.- LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN.



FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 97.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Existe otro tipo de lagunas de estabilización, las cuales están conectadas en serie; son la fórmula más económica de tratar y mejorar la calidad de las aguas negras, el número de lagunas no está restringido a sólo dos; comúnmente en la primera laguna se llevan acabo las características anaeróbicas, mientras que la segunda funciona como facultativa cuando la carga orgánica no es excesiva, puede colocarse una tercera o cuarta laguna.

Para calcular la concentración de contaminantes utilizaremos la ecuación que a continuación se presenta, considerando los coeficientes de la tabla 3.5.

$$Y_1 = \frac{Y}{(Kt_1 + 1)}, Y_2 = \frac{Y_1}{(Kt_2 + 1)} = \frac{Y}{(Kt_1 + 1)(Kt_2 + 1)} \dots \quad (\text{Ec. 3.9}).$$

donde:

Y = DBO₅ en el influente (mg/l).

Y₁ = DBO₅ en el efluente, primera laguna (mg/l).

Y₂ = DBO₅ en el efluente, segunda laguna (mg/l).

t₁ y t₂ = periodos de retención para las lagunas 1 y 2. (7 días mínimo).

K = coeficiente de reacción (según Tabla 3.5).

(COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 98).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

TABLA 3.5.- COEFICIENTES DE REACCIÓN "K" A DIFERENTES TEMPERATURAS.

Coefficiente de reacción (5° C)	0.102/día
Coefficiente de reacción (15° C)	0.240/día
Coefficiente de reacción (20° C)	0.350/día
Coefficiente de reacción (30° C)	0.800/día
Coefficiente de reacción (35° C)	1.200/día

FUENTE: COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 99

De acuerdo con la experiencia de plantas de tratamiento con este tipo de sistema se ha obtenido que el tiempo de retención mínimo para cuando existe un mezclado completo es de 7 días.

Este tipo de plantas de tratamiento de aguas residuales se debe contar con un tratamiento preliminar, que es análogo al de el sistema a base de lodos activados.

Este pretratamiento o tratamiento preliminar también esta constituido por los mismos dispositivos como son: rejas y rejillas, desmenuzador, desarenador.



III.3.- PERIODO DE DISEÑO.

El periodo de diseño es necesario para conocer el paso del tiempo en que la planta de tratamiento estará funcionando a la capacidad para la cual fue diseñada; la vida media ya sea del equipo en general o de la instalación deberá determinarse para que el servicio de la planta sea adecuado. Los datos necesarios para estimar la capacidad del tratamiento están en función de la población actual del lugar en cuestión, adicionalmente debe considerarse el crecimiento anticipado de población.

Para calcular la población futura es necesario afectar a la población actual por el índice de crecimiento anual.

La mayoría de los diseños para las aguas tratadoras de aguas residuales contemplan una vida útil que está comprendida entre 5 y 15 años, pero en nuestro caso para la planta tomaremos el estándar utilizado en México, el cual es de una vida útil de 10 años.

El periodo de diseño antes mencionado no es aplicable para todas las partes o elementos de la planta tratadora, debido a que existen elementos los cuales pueden ser caducados, mientras que estos siguen funcionando perfectamente con solo darles mantenimiento, evitando así quedar obsoletos.

Todos aquellos canales hidráulicos y unidades que por diferentes circunstancias no sea posible agrandarlos fácilmente, deberán diseñarse para que den servicio durante un periodo de tiempo mayor. En lo que respecta a las estaciones de bombeo deben prevenirse con espacio suficiente para agregar conforme pasa el tiempo un determinado número de bombas adicionales con la finalidad de solventar los caudales futuros que se generen. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/IF: 16).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



CAPÍTULO IV CONSIDERACIONES DE SEGURIDAD EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO.

En una planta de tratamiento se tienen diferentes tipos de peligros; generalmente los accidentes ocurridos son consecuencias de operaciones deficientes. Sin embargo poco a poco ha incrementado el número de accidentes provocado por deficiencias en el diseño como una adecuada capacitación del personal de operación.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

IV.1.- DAÑOS FÍSICOS.

Esencialmente para poder tener un buen orden dentro de la planta deben establecerse estrictas normas de seguridad; no deben dejarse las herramientas o piezas de repuesto en cualquier lugar. Es importante que dentro de la planta haya un buen sistema de señalización. De advertencia, como pueden ser barandales, tanques abiertos o pozos de inspección destapados. En los pozos de inspección debe haber señales de advertencia y banderas rojas colocadas a una distancia prudente a cada lado del pozo; la planta será responsable de contar con el suficiente personal para disponer de él cuando sea necesario.

Para estos pozos debe haber un mínimo de 2 personas en la boca mientras bajo uno; para poder descender al pozo previamente se tomará nota del ancho, espaciado y colocación de los escalones, debe distribuirse el esfuerzo entre manos y piernas para evitar lesiones.

Cuando se usen escaleras de más de 3mts. de altura debe colocarse un sistema de malla cubriendo la escalera, con el fin de que el personal encargado de usarla quede protegido, o sea, que pueda recargarse en la malla.

Para prevenir incendios provocados por fallas eléctricas se recomienda colocar extinguidores en lugares de rápido y fácil acceso; el uso de extinguidores que son a base de bióxido de carbono o tetracloruro de carbono no causan daños al equipo pero debe tenerse cuidado de usarlo en lugares cerrados ya que el humo producido es venenoso y puede ocasionar asfixia. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 216).



IV.2.- VAPORES NOCIVOS, GASES Y DEFICIENCIA DE OXÍGENO.

Para iniciar este tema analizaremos las siguientes definiciones:

Vapor: es la fase gaseosa de una sustancia, puede estar también en forma líquida a las temperaturas y presiones del ambiente; como son el vapor de agua y de gasolina.

Gas nocivo: es el cual contiene sustancias que directamente destruyen o perjudican a la salud humana.

Tanto el vapor como el gas pueden ocasionar quemaduras, explosiones, asfixia o incluso envenenamiento.

Deficiencia de oxígeno: Generalmente el aire está constituido por el 21%, en volumen, de oxígeno y 79% de nitrógeno; por lo tanto un aire que contenga una cantidad de volumen menor a 13% de oxígeno se dice que es peligroso para el hombre.

A continuación se listan algunos lugares en los cuales es muy probable que haya peligro ocasionado por gases y vapores o por la falta de oxígeno; estos lugares se inspeccionarán con la precaución adecuada.

- Todas las alcantarillas principales, especialmente las de zonas industriales.
- Alcantarillas que tengan poca pendiente en las cuales podrían asentarse los sólidos y descomponerse.
- Las alcantarillas con pozos de inspección que estén a tramos mayores de 90 mts.
- Todo tipo de alcantarillas que tengan una profundidad mayor a 3 mts.
- Tanques con una profundidad relativamente grande, como podrían ser digestores ó pozos de succión.

Es muy importante localizar los sitios que puedan ocasionar peligro debido a los mencionados gases o vapores, para poder actuar acorde a los dispositivos de seguridad previniendo así accidentes y la pérdida de vidas humanas.

Para lograr la identificación de los gases o vapores nocivos se extraen muestras a través de una ventila que se instala en la tapadera de los pozos de inspección, en ocasiones la muestra se obtiene levantando parcial o totalmente la tapadera; al realizar estas inspecciones debe evitarse producir chispas. Se recomienda hacer la prueba a una profundidad de 1.80 mts. aproximadamente. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 219).



IV.3.- SEGURIDAD EN LAS ESTACIONES DE BOMBEO.

Para lograr una mejor seguridad en las estaciones de bombeo se recomienda considerar lo siguiente:

- Para el ingreso a los cuartos de bombas deben usarse escaleras verticales, ya que una escalera en espiral presenta problemas para sacar o ayudar al personal herido.
- Será necesario contar con un equipo de protección para las partes móviles expuestas de las bombas.
- Asegurarse que la instalación eléctrica, la iluminación y el equipo en general sea contra explosiones.
- Toda la instalación eléctrica debe aislarse debidamente además de tener una correcta conexión a tierra.
- Debe tener suficiente alumbrado, ya sea natural o artificial a lo largo de la estructura, pintando las paredes de colores vivos proporciona una iluminación adicional.
- Se debe disponer de algún mecanismo como puede ser un montacargas y rieles para cuando sea necesario reparar alguna bomba, una rejilla o una criba.
- Prohibir el cruce de conexiones entre el agua potable y el equipo de bombeo del agua residual.
- Disponer de una ventilación adecuada en los pozos secos y húmedos, esto puede ser natural o mecánicamente.
- Señalizar que debe haber precaución y utilizar pintura roja cuando pueda haber algún peligro, como puede ser que haya una escalera muy inclinada o también objetos salientes (volantes de válvulas o calentadores de techo).
- Colocar extinguidores cerca de los motores de bombeo y en los cuartos de los tableros de control. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 192).

IV.4.- SEGURIDAD CON EL CLORO.

Los cilindros que se utilizan para la cloración deben almacenarse en un lugar fresco y seco; alejados del color directo y de materiales combustibles. Este almacenaje de los cilindros se hará en posición vertical, con las válvulas de seguridad en su posición correcta. Se recomienda que se usen los cilindros que tengan más tiempo de ser almacenados; para moverlos se utilizará una carretilla de mano provista de un cincho para evitar que se mueva al trasportarlos.

Las conexiones para los cilindros se lleva a cabo por medio de adaptadores de pinza o de uniones para conexión, para cuando se realiza un cambio de cilindro es debido usar un empaque nuevo ya que es en donde se presentan las frecuentes fugas; estas fugas



aunque sean muy pequeñas se corregirán porque en un tiempo relativamente pequeño se transforma en una gran fuga.

Para revisar las fugas al hacer las nuevas conexiones se abre un poco la válvula y con una estopa humedecida con un poco de amoniaco sostenida cerca de la válvula y la conexión, se observa si produce humos blancos de cloruro de amonio; Estos humos blancos nos indica que existe una fuga. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994:228).

IV.5.- OTRAS PRECAUCIONES EN LA PLANTA.

A continuación se proporcionan otras precauciones para evitar los accidentes dentro de las plantas de tratamiento:

- En cualquier sitio que se encuentre expuesto al aire libre (abierto) deben colocarse barandales protectores ó cercas.
- Debe colocarse con agua potable para servicios y para los sanitarios.
- La planta debe tener un área destinada para vestidores y regaderas para el aseo personal, evitando así alguna posible infección.
- Se tendrá una ventilación mecánica adecuada en las cámaras desarenadoras y rejillas, en los cuartos de almacenamiento de cloro, digestores; está ventilación se omite para pequeñas plantas exceptuando algunos casos.
- Las válvulas o los dispositivos de operación para las tuberías de lodo deberán contar con buenos accesos para evitar lesiones físicas y no entorpecer su propio uso, evitando así el derrame de lodo.
- Se debe evitar el aglomeramiento del equipo alrededor de las rejillas, bombas para lodo y filtros de vacío.
- Se recomienda que los tanques de digestión de lodos estén separados del resto de la planta además de colocar alarmas para el nivel de líquido.

Las plantas en las cuales su tratamiento sea hasta la disposición de los lodos y desinfección se debe contar con el siguiente equipo de seguridad:

- a) Guarniciones de seguridad.
- b) Botiquín de los Auxilios.
- c) Extinguidores.
- d) Un indicador portátil de gas combustible en donde se recolecta el lodo.
- e) Un indicador de deficiencia.
- f) Equipo detector de ácido sulfhídrico y monóxido de carbono.
- g) Un ventilador de aire portátil.
- h) Una mascarera con manguera o aire comprimido.
- i) Cascos de seguridad equipados con luz tipo minero.



Adicionalmente a todos estos conceptos y precauciones mencionadas en este capítulo, es importante mencionar que la planta deberá elaborar procedimientos apropiados de operación y mantenimiento. Todo trabajador que labore dentro del área de operación debe recibir las vacunas necesarias periódicamente para prevenir infecciones; también se les dará capacitación para operar con seguridad e higiene los mecanismos. (COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/F: 194).



CAPÍTULO V MANTENIMIENTO EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO.

Lo que nos describe la palabra "Mantenimiento", con una operación ingenieril, es el conservar el equipo de la planta, sus estructuras y otros medios conexos, en condiciones adecuadas para realizar los trabajos y maniobras que están destinados. Dentro de éste mantenimiento es importante considerar tres factores, que son: diseño, construcción y operación. Cuando el diseño básico es adecuado y se construye con un buen control de calidad en cuanto a materiales se refiere, la operación debe lograrse con un mínimo de mantenimiento.

Actualmente toda planta de aguas negras es indispensable que cuente con agua adicional para limpiar y lavar tanques, líneas, canales, etc., todo esto es para tener un buen funcionamiento y conservación de la planta tratadora.

Todo programa de mantenimiento básico debe disponer de las siguientes reglas:

- Conservar la planta perfectamente aseada y ordenada.
- Establecer un plan sistemático (tanto interior como exterior), para la ejecución de las operaciones cotidianas.
- Establecer un programa rutinario de inspección y lubricación.
- Llevado de los datos y registros de cada pieza de equipo, enfatizando lo relativo a incidentes poco usuales y condiciones operatorias deficientes.
- Conservar las medidas de seguridad.

Para que un programa de mantenimiento funcione eficazmente es básico contemplar los 4 siguientes puntos:

- 1.- Completo conocimiento del equipo.
- 2.- Empleo de la herramienta adecuada.
- 3.- Reparación perfecta de las piezas.
- 4.- Programa ordenado.

(COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, S/R: 230).

V.1.- EQUIPO ELÉCTRICO.

Generalmente todas las plantas de tratamiento funcionan a base de electricidad; ninguna planta puede operar en forma continua sin un programa de mantenimiento eficiente de todas sus unidades eléctricas.



En las fallas de los motores un 90% son provocadas por suciedad, humedad, fricción y vibración; pero para evitar estos problemas basta con tener un programa rutinario de limpieza, el uso de grasa o aceites adecuados y la revisiones regulares diarias. Es importante revisar periódicamente el equipo eléctrico de control, para ver si está bien aislado, limpios y secos; los dispositivos de arranque deben ser probados cada seis meses para garantizar la seguridad de que el elemento interruptor funciona libremente y ofrece protección al motor. Si las clavijas de un contacto están quemadas o corroídas, deben ser cambiadas o se deben pulir las puntas; en caso de un arrancador se bate, es indispensable localizar la causa antes de hacerlo funcionar. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 203).

V.2.- LUBRICACIÓN.

La lubricación es el factor más importante dentro de un programa de mantenimiento y debido a ésta importancia es necesario que ésta tarea sea encomendada a una sola persona, para que se responsabilice y garantice un adecuado funcionamiento de los equipos; debe utilizarse grasas y aceites de muy buena calidad.

Es esencial precaverse contra la lubricación excesiva de las chumaceras de los motores, ya que esto provoca que los motores fallen. Debido a esta razón actualmente se procura utilizar chumaceras selladas que ya no requieren de lubricación adicional. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 204).

V.3.- BOMBAS.

Las bombas dentro de una planta de tratamiento son muy importantes ya que una descompostura del equipo de bombeo significa que debe desviarse el agua negra; así que es vital un completo conocimiento de la construcción y operación de la bomba, para tener un mantenimiento adecuado.

Diariamente debe llevarse a cabo inspección a lo siguiente:

- Cojinetes (calentamiento y ruidos).
- Motores (velocidad de operación)
- Equipo de control (limpieza y condiciones).
- Operación de bombeo (vibraciones y ruidos).
- Prensaestopas (goteo excesivo).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

El agua negra es más compleja para ser bombeada que el agua, por la presencia de tierra y arena, así, como trapos, astillas y casi toda clase de objetos. Es por esto que toda bomba que se instale este diseñada especialmente para bombear aguas negras, si no ocurriese así el operador tendrá dificultades para desarrollar su trabajo. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 204).



V.4.- HERRAMIENTA.

La herramienta juega un papel muy importante dentro del mantenimiento a una planta de aguas residuales que de no contar con lo necesario se tendrían dificultades para conservar la planta en buenas condiciones. Debe mantenerse toda la herramienta en buen estado para que al momento de ocuparlas todo se encuentre aceptable. En una planta que opera sin interrupción durante los siete días de la semana, es un problema mantener en orden el equipo de herramientas; esto se dificulta aun más cuando se tiene un acceso libre a los lugares en donde se encuentra la herramienta, su uso se facilita, pero con frecuencia no los colocan en su lugar destinado para ello. Estas razones nos hacen que en la practica se recomiende delegar la responsabilidad a una solo persona. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 207).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

V.5.-ESTRUCTURAS DE LA PLANTA.

En lo que respecta a las estructuras dentro de una planta, como puede ser los canales, tanques y pozos de aspiración deben de desaguarse por lo menos una vez por año, con el objetivo de checarlos y en caso de ser necesario aplicar una capa protectora; debido a la posibilidad que existe de producir ácido sulfhídrico en la planta se recomienda no utilizar pinturas a base de plomo.

Los digestores y los sistemas recolectores de gas se protegen normalmente, por desfuegos de presión o interruptores de vacío, trampas antirretorno de flama y dispositivos reguladores de presión; es básico que en todos estos dispositivos se conserven en optimas condiciones de operación para prevenir daños de consideración en las estructuras y para reducir las posibilidades de fuego y explosiones.

Frecuentemente se deben revisar, los desmenuzadores, barras cortadoras, y demás mecanismos cortadores sumergidos, drenando los canales. Hay que extraer el material que se deposite o quede en el fondo de los canales; en los mecanismos trituradores debe revisarse que los dientes no estén dañados. Las barras cortadoras que se gasten excesivamente se remplazarán; en las instrucciones proporcionadas por el fabricante se especifica el desgaste permisible de las barras. Debido a que estos artefactos son cortadores es importante conservarlos con buenos filos para tener una operación eficaz.

Los hechos de secado se deberán rellenar con arena cuando el espesor de ésta haya quedado reducido a la mitad, se eliminará la arena sucia y reponerla con arena nueva de uniformidad y tamaño adecuados. Cuando se coloca arena muy gruesa, los sólidos atravesarán hacia la arena más vieja, de donde no podrán ser retirados, ocasionando una obstrucción subsuperficial. Cuando la arena es muy fina o está sucia, retendrá el escurrimiento. Por lo tanto se recomienda usar arena con un coeficiente de uniformidad



de 4.0 ó menor a un tamaño efectivo de 0.3 a 0.5mm. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 208).

V.6.- LÍNEAS DE TUBERÍAS.

Las tuberías deben ser pintadas de colores, para identificar las instalaciones de tubería en todas las plantas de tratamiento de igual negras:

Tubería líneas de lodos-----	café
Líneas de gases-----	rojo
Línea de agua potable-----	azul
Línea de cloro-----	amarillo
Líneas de aguas negras -----	gris
Líneas de aire comprimido-----	verde
Líneas de agua caliente Para los digestores o los Edificios-----	Azul con banda roja de 15cm. espaciados 75cm.

(DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 209).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

V.7.- MANTENIMIENTO DEL ALCANTARILLADO.

Un programa de mantenimiento del alcantarillado es un procedimiento de inspección continua de las alcantarillas, esto incluye sus ramificaciones, debiéndose revisar continuamente cada sección, para poder prevenir cualquier obstrucción, deterioro u operación defectuosa a tiempo. El mantenimiento del alcantarillado se considera como muy importante dentro de la operación de un sistema de alcantarillado, pero es tomado generalmente como algo muy agradable y muy tedioso.

Una característica básica para el mantenimiento sea aceptable, es contar con un plano vigente a una escala adecuada que permita a una brigada de limpia, localizar los pozos de visita o de inspección con facilidad. Se recomienda que se señale las zonas donde se han presentado dificultades con mayor frecuencia.

La frecuencia con la que deben realizarse las inspecciones de rutina, esta en función del tamaño y de la antigüedad del sistema de alcantarillado en cuestión, además del personal disponible para tal trabajo. Generalmente los programas de mantenimiento de alcantarillado ponen mayor atención a las secciones cuyos registros presentan una operación deficiente, ocasionada por tener una pendiente insuficiente o por raíces de árboles.



Todo programa debe diseñarse para cubrir los siguientes objetivos:

- a) Inspección de las alcantarillas y accesorios.
- b) Limpieza.
- c) Reparaciones.
- d) Comprobación de las vías de infiltración y aguas superficiales que entren a un sistema de alcantarillado sanitario.
- e) Control de las fuentes tributarias de cantidades desusadas de desechos industriales.

Las causas más comunes de la obstrucción de las alcantarillas en orden de su mayor frecuencia, son:

- a) Raíces.
- b) Acumulación de grasa.
- c) Tierra.
- d) Basuras diversas.

(DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 211).



CAPÍTULO VI MUESTREO Y ANÁLISIS.

VI.- MUESTREO DE AGUAS NEGRAS.

El valor de cualquier resultado de laboratorio está en función de la integridad de la muestra. El objetivo de obtener muestras es recoger una pequeña porción de aguas negras para ser manejada adecuadamente en el laboratorio y además que sea representativa de las aguas negras que se van a examinar. Al momento de recoger dicha muestra debe hacerse cuidadosamente para evitar que se le agregue o pierda pureza y no se produzcan cambios durante el tiempo que transcurra desde la recolección hasta el examen en el laboratorio.

Es importante tener en cuenta que para cada planta en particular hay que adaptar el procedimiento a seguir, pero principalmente podemos contemplar los siguientes principios básicos:

1. El lugar de donde se tomarán las muestras, deberá ser donde se encuentren bien mezcladas las aguas negras, esto puede ser donde las aguas presentan un flujo de tipo turbulento.
2. Las partículas grandes deberán ser separadas, considerando como una partícula grande la que sea mayor de 6 ml. de diámetro, debido a que alteran los resultados de la muestra.
3. No deben incluirse en el muestro los sedimentos, crecimientos o material flotante que se hayan acumulado en el punto de muestreo.
4. Las muestras deben ser analizadas lo más rápido posible. En caso de retenerse por un tiempo mayor a una hora, es necesario que se enfríe sumergiendo la muestra en agua helada, ya que la descomposición bacteriana no se detiene, pero al enfriar la muestra se retarda mucho la acción bacteriana.
5. Es necesario procurar que la recolección sea lo más fácil posible, que los puntos de muestreo tengan un fácil acceso, contar con el equipo adecuado rápidamente, tomando además todas las medidas de seguridad pertinentes, debido a que mientras más fácil se haga el muestreo se tendrán mejores resultados en su recolección.

El tipo de muestras esta dividido en dos, que son instantáneas y compuestas o integradas; en la primeras muestras solo se toma una porción, en cambio en las segundas se toman varias muestras a intervalos regulares y al final se mezclan para formar una sola muestra final representativa de las aguas negras. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 169).



MUESTRAS INSTANTANEAS: Este tipo de muestras reflejan sólo las condiciones que predominan en el momento del muestreo. Las muestras deberán recolectarse a una determinada hora del día, generalmente se hacen cuando la planta tratadora está operando a su máxima capacidad. Estas condiciones generalmente se presentan de 9 de la mañana a mediodía. Las muestras instantáneas sirven para determinar el PH o el cloro residual; en caso de que se mezclen dos porciones ocurrirán reacciones, de las cuales el resultado no sería un promedio, sino sería una interacción que no tendría relación alguna con las muestras de agua residual.

MUESTRAS INTEGRADAS O COMPUESTAS: Este tipo de muestras reflejan las características de las aguas negras dentro de un lapso de tiempo cuando el gasto y la concentración de las aguas residuales no tienen cambios bruscos, se tomarán muestras a cada hora durante periodos de doce horas. Si hay cambios repentinos se tomarán muestras a cada media hora o cuarto de hora. Regularmente este tipo de muestras se hacen con la finalidad de conocer las características de las aguas negras que serán tratadas, además de la eficiencia de las unidades de tratamiento. El equipo necesario para realizar estas muestras es un cucharón de aluminio de 15 cm de diámetro y de una profundidad de 10 cm aproximadamente, debe tener un mango largo, con la finalidad de poder recolectar las aguas negras de los tanques y canales. Son necesarias también las probetas graduadas, frascos para muestras y un pequeño refrigerador. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 170).

VI.2.- REGISTROS E INFORMES.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Los informes y registros son de gran importancia dentro de toda planta de tratamiento, ya que con ellos se tiene un mejor control y funcionamiento.

Los registros son de mucha ayuda para corroborar lo que se hizo y lo que falta por hacer, principalmente en lo que respecta a mantenimiento preventivo o correctivo según sea el caso. Todo el equipo que opera dentro de una planta requiere de mantenimiento periódicamente, unos diariamente, otros semanalmente y algunos otros mensualmente o anualmente; es por esto que un buen registro nos da a conocer cuando fue realizado el último servicio, así como cuando es la fecha para el siguiente, pudiendo con esto establecer un plan en el que no se olvide ni omita nada.

Tanto el tipo de tratamiento como el volumen de aguas negras tratadas, entre otras más, rigen la cantidad de datos o información que conviene tener contemplada dentro de un registro completo. Cuando la planta sólo utiliza métodos preliminares será suficiente con anotar diariamente el gasto de aguas negras, alguna información descriptiva de su apariencia, los pesos y volúmenes de basura de las rejillas o cribas y de las arenas eliminadas. Para cualquier forma de tratamiento es importante tomar en cuenta la situación meteorológica como lo es la temperatura, la precipitación pluvial y la dirección y la velocidad del viento.



Quando se hacen pruebas de laboratorio, es importante que no solo se registren los resultados finales de cada prueba, sino también todos los datos de la prueba, los cuales son llamados regularmente "datos de trabajo"; como son las lecturas de las bureas y los cálculos pertinentes, que son de gran utilidad para referencias futuras.

Una buena forma de llevar a cabo los registros es planear todos los datos importantes y útiles, para poder así elaborar una especie de formas, en las cuales pueda vaciarse la información adecuadamente. Una vez que se han hecho los registros, estos deberán guardarse y archivar, para que así resulte más fácil su localización; deberán conservarse mientras puedan ser de utilidad.

En los informes hay que fijar el periodo que debe abarcar, mensual, trimestral, semestral, anual o cualquier otro. Por lo regular en la práctica los periodos más utilizados son los anuales, debido a que ha mostrado ser uno de los más eficaces. Estos informes no solo deben incluir datos acerca de la efectividad del tratamiento de las aguas negras, sino también datos sobre el costo de la mano de obra, productos químicos, energía y otros muchos más factores que hayan intervenido en la operación de la planta de tratamiento.

Un informe debe ser lo más completo y claro posible, de tal manera que exista ningún tipo de duda de lo que ahí se expone. A continuación se presenta la información más indispensable que deben contener los informes:

1. **Introducción:** Aquí se explica brevemente en unos cuantos párrafos los antecedentes principales.
2. **Cuerpo del informe:** En esta parte del informe se hace una descripción completa de los elementos o componentes del proceso de tratamiento, relación de las cantidades de mano de obra, productos químicos, energía que se hayan empleado, gasto, cantidades de sólidos que se hayan eliminado, ect. Sería apropiado que se agregaran gráficas o tablas para que quedará más claro lo que se describe en el informe.
3. **Conclusión:** Las conclusiones son para resumir los asuntos tratados en el cuerpo del informe.

Además es necesario presentar recomendaciones, es decir, cómo corregir las deficiencias señaladas en el informe. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 193).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



VI.3.- PRUEBA DEL OXIGENO DISUELTUO.

Muestreo: Se requiere un equipo especial para recolectar las muestras para esta prueba. Las muestras deben tomarse de tal manera que el frasco quede completamente lleno de líquido que no haya estado en contacto con el aire y que no quede ninguna burbuja de aire bajo el tapón. Para esto se requiere un volumen tres veces mayor del que desplace el frasco del muestreo. Debe anotarse la temperatura de las muestras en el momento del muestro.

Equipo: Muestreador de oxígeno disuelto; frascos para muestras de 300 ml. con tapón esmerilado; tres pipetas de 5 ml., graduadas en 0.1 ml.; probeta graduada; matraza de 500 ml.; bureta; soporte para bureta; pinzas para bureta; ácido sulfúrico concentrado; soluciones normales de nitruro-yoduro alcalina y de sulfato manganoso; frasco gotero de 30 ml.; solución indicadora de almidón; tiosulfato de sodio N/40; termómetro.

Procedimiento (para muestras en frascos de 300 ml.):

1. Viértanse 2 ml. de solución de sulfato manganoso y 2 ml. de solución alcalina de nitruro-yoduro. Agítense durante veinte segundo por inversión del frasco.
2. Déjese que se asiente el precipitado por debajo del cuello del frasco; agréguese 2 ml. de ácido sulfúrico concentrado y agítese.
3. Mézclense 200 ml. pásense al matraz, procurando que sean mínimas las pérdidas de yodo.
4. Valórese el yodo liberado con tiosulfato N/40, hasta que la muestra tenga color amarillo pálido; agréguese 1 ml. de solución de almidón y continúese la valoración cuidadosamente hasta la decoloración, sin tomar en cuenta ninguna reaparición de color.

Resultados: Los resultados se expresan en ppm de oxígeno disuelto o en porcentaje de saturación. Si se emplea un tiosulfato exactamente N/40 para valorar 200 ml. de muestra, el número de ml. de tiosulfato empleado es equivalente a las ppm de oxígeno disuelto. El porcentaje de saturación se calcula dividiendo el oxígeno disuelto de la muestra en ppm entre el oxígeno disuelto en ppm en agua limpia o agua de mar de salinidad adecuada, saturada a la temperatura de la muestra y multiplicando por cien. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 180).

VI.4.- PRUEBA DE LA DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO).

Muestreo: Las muestras deben recogerse como en la prueba del oxígeno disuelto, cuando no se requiera diluir las muestras. Pueden usarse muestras instantáneas de aguas negras crudas o tratadas, pero son más representativas de la composición media, las muestras integradas. Esta prueba no puede hacerse sobre efluentes clorados.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Equipo: Dispositivo para muestreo y cucharón de aluminio; frascos claros de cristal, con topón esmerilado, de 300 ml; dos pipetas de 5 ml, graduadas en 0.5 ml; tres pipetas de 1 ml, graduadas en 0.1ml; probeta graduada de 250 ml; matraz Erlenmeyer de 500 ml; bureta; soporte para bureta; pinzas; frasco gotero de 30 ml; termómetro; frasco de 20 lts; bomba de vacío para filtración; pipetas para transferir, de 5, 10, 20, 50 y 100 ml; balanza analítica; baño de agua a 20°C; sifón de vidrio; tubo de hule; pinza para tubo de hule.

Reactivos: Tendrá que prepararse el reactivo de tiosulfato N/40 por dilución de la solución N/10, así como el agua de dilución que se use en esta prueba.

- a) Ácido sulfúrico concentrado.
- b) Sulfato manganoso; 480 gramos de $MnSO_4 \cdot 4H_2O$, ó 400 gramos de $MnSO_4 \cdot 2H_2O$ por litro.
- c) Alcalina d nitruro-yoduro; 500gramos de NaOH y 135 gramos de NaI se disuelven por separado y se mezclan para ajustarse a un litro. Justamente antes de usarse, se disuelve un gramo de NaN_3 en 100 ml de la solución alcalina de yoduro. No se debe calentar. Se requieren tres horas para que se disuelva el nitruro de sodio. La solución alcalina de nitruro-yoduro es estable solamente durante dos semanas.
- d) Tiosulfato de sodio N/40. Dilúyase un volumen de N/10 con tres volúmenes de agua destilada, para hacer tiosulfato de sodio N/40, el cual es estable solamente durante unas dos semanas y debe usarse recientemente preparado o revalorarse.
- e) Indicador de almidón, de cinco gramos por litro; se preserva con 1.25 gramos de ácido salicílico.
- f) Cloruro férrico; 0.25 gramos de $FeCl_3 \cdot 6H_2O$ por litro.
- g) Cloruro de calcio; 27.5 gramos de $CaCl_2$ por litro.
- h) Sulfato de magnesio; 22.5 gramos de $MgSO_4 \cdot 7H_2O$ por litro.
- i) Amortiguador de fosfato de aluminio. Disuélvase 8.5 gramos de KH_2PO_4 , 21.75 gramos de KH_2PO_4 , 33.4 gramos de $Na_2HPO_4 \cdot 7H_2O$ y 1.7 gramos de NH_4Cl en unos 500 ml de agua destilada y dilúyase a un litro. El PH de esta solución amortiguadora debe ser de 7.2 sin ulterior ajuste.

Procedimiento:

1. Airéense 20 lts de agua destilada.
2. Agréguese 18.9 ml de solución de cloruro férrico, 18.9 ml de solución de cloruro de calcio, 18.9 ml de solución de sulfato de magnesio y 18.9 ml de solución amortiguadora de fosfato de amonio (PH 7.2) al agua de dilución, y mézclese bien.
3. Sifonese agua de dilución a un frasco de 300 ml de tapón esmerilado, hasta que quede lleno aproximadamente a la mitad.



4. Al frasco lleno hasta la mitad agréguese con una pipeta la cantidad de muestra deseada. Las cantidades podrían ser:
Aguas negras crudas, 3.0 a 6.0 ml.
Aguas negras sedimentadas, 6.0 a 12.0 ml.
Efluente final, 50 a 100 ml.
5. Llénese el frasco hasta el cuello, con el agua de dilución y tápese de manera que no queden atrapadas burbujas de aire.
6. Llénese otro frasco de 300 ml con agua de dilución solamente.
7. Colóquense ambos frascos en un baño de agua a 20°C o en un incubador.
8. Determinése el oxígeno disuelto de la muestra si es de un efluente o de una corriente. El oxígeno disuelto de las aguas negras crudas o sedimentadas puede considerarse como igual a cero.
9. Después de cinco días determínese el oxígeno disuelto en cada una de las muestras incubadas, por el procedimiento descrito al principio.
10. Determinése el volumen exacto de cada uno de los frascos de 300 ml.

Resultados: Son expresados en ppm de demanda bioquímica de oxígeno.
(DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 182).

VI.5.- PRUEBA DE LA DEMANDA DE CLORO.

Muestreo: Solamente deben usarse muestras instantáneas y deben recolectarse durante el periodo de carga máxima en el proceso de tratamiento.

Equipo: Un comparador de discos coloreados estándar de cristal, con cuatro celdas adicionales, o colores estándar para cloro en frascos rectangulares de French 60 ml.; una probeta graduada 250 ml.; 5 frascos de 500 ml. de boca ancha; bureta; soporte para bureta; gotero medicinal; solución de ortotolidina; placa de prueba; pipeta de 1 ml.; agitador; solución de cloro de 1000 ppm obtenida preferentemente por dilución y titulación de la solución de cloro de un clorador alimentador de solución, pero puede obtenerse diluyendo 10 ml. de solución de zonite hasta 100 ml. con agua.

Procedimiento:

1. Viértanse 250 ml. de muestra en cada uno de los cinco frascos de 500 ml. de boca ancha.
2. A uno de estos frascos agréguese solución valorada de cloro en porciones de 0.5 ml., mezclando, hasta que una prueba en la placa señale la presencia de cloro residual.
3. Agréguese esta cantidad de agua de cloro a la primera porción de muestra de 250 ml.; agréguese esta misma cantidad mas un aumento de 0.5 ml. de agua de



cloro, a la segunda porción; agréguese a la tercera porción la misma cantidad mas 1 ml.; y a la cuarta porción la misma cantidad mas 1.5 ml.

4. Mézclase y déjese reposar por 15 minutos.
5. Determinése le cloro residual en cada frasco.

Resultados: Son expresados en ppm de cloro que se requieren para que quede un valor de color residual de 0.5 ppm después de un periodo de contacto de 15 minutos. Cada ml. de la solución valorada de cloro que se agregue a 250 ml. de muestra, equivale a una dosificación de:

$$\frac{(4 \text{ X mg. de cloro X lt. de solución valorada})}{1000} = \text{ppm de cloro}$$

La cantidad de cloro en ppm, que se use para tratar la muestra que dé un cloro residual de 0.5 ppm, es la dosificación de cloro. La dosificación de cloro menos 0.5 ppm, es la cantidad de cloro consumida por la materia orgánica y se conoce demanda de cloro. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 184).

VI.6.- PRUEBA PARA DETERMINAR EL PH.

Muestreo: En este tipo de prueba solo deben usarse muestras instantáneas de aguas negras, y la prueba debe repetirse a intervalos. Deben agitarse lo menos posible, debido a que el PH depende en su mayor parte al contenido de gases disueltos.

Equipo: Un comparador de discos de cristal de colores estándar, o también un juego de soluciones coloreadas estándar; indicadores, frascos goteros para cada indicador, y goteros graduados, una probeta graduada de 250 ml., agua destilada.

Procedimiento (para aguas negras):

1. Viértanse aproximadamente 100 ml de la muestra en una probeta graduada y déjense reposar unos cuantos minutos, hasta que la materia suspendida más gruesa se haya depositado.
2. Agréguese exactamente la cantidad del indicador que especifique el fabricante, a una de las celdas del comparador.
3. Llénese cuidadosamente cada celda del comparador hasta la marca, con el sobrenadante de la probeta.
4. Colóquese la celda que contiene indicador, en el espacio interior y la celda que solamente contiene aguas negras en el espacio exterior detrás de los discos coloreados.
5. Hágase girar el disco hasta que coincidan los colores que se vean a través del visor y léase como valor del PH el número señalado en el disco.



Procedimiento (para lodos):

1. Viértanse cuidadosamente unos 25 ml de lodos en la probeta graduada y agréguese agua destilada hasta completar un volumen de 150 ml.
2. Mézclase suavemente (no agitar con violencia).
3. Déjese asentar y determínese el PH del licor claro, como se hace par las aguas negras.

Los resultados son expresados como valor del PH.
(DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 175).

VI.7.- PRUEBA DE LOS SÓLIDOS TOTALES.

Muestreo: Deben usarse muestras integradas, debidamente refrigerada.

Equipo: Cápsulas de porcelana de 100 ml; probeta graduada de 100ml; estufa para secado; desecador; mechero de gas con tripié y triángulos o un horno eléctrico; balanza analítica con su marco de pesas.

Procedimiento:

1. Calcínese la cápsula de porcelana.
2. Enfríese en el desecador y pésese.
3. Mídanse 100 ml de la muestra bien mezclada (en la probeta graduada) y viértanse en la cápsula de porcelana.
4. Evapórese la muestra a sequedad en la estufa a 103°C, o en un baño de vapor seguido de secado en la estufa a 130°C.
5. Enfríese en el desecador y pésese.
6. Calcínese la cápsula de porcelana, al rojo pardo, hasta que la materia carbonosa se haya quemado completamente.
7. Enfríese en el desecador y pésese.

Resultados: éstos son expresados en ppm de sólidos totales. El peso de la cápsula después de la evaporación de la muestra (5) meno el peso de la cápsula vacía (2) es igual al peso de los sólidos totales, en gramos.

$$\text{Peso de los sólidos Totales, en gramos} \times \frac{1.000,000}{\text{ml de muestra}} = \text{ppm de sólidos totales.}$$

El peso de la cápsula después de la evaporación de la muestra (5) menos el peso de la cápsula después de la calcinación (7) es igual al peso de las pérdidas por calcinación o sólidos volátiles totales.



Perdida de peso por X $\frac{1.000.000}{\text{ml de muestra}}$ = ppm de sólidos volátiles totales.
calcinación, en gr.

Las ppm de sólidos totales menos las ppm de sólidos volátiles totales es igual a las ppm de sólidos fijos totales. (DEPARTAMENTO DE SANIDAD DE NEW YORK, 1994: 178).



CAPÍTULO VII

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y GEOGRÁFICAS DE NUEVO SAN JUAN PARANGARICUTIRO.

Para iniciar con el estudio y análisis de la problemática existente en el Municipio de Nuevo San Juan Parangaricutiro, se tuvo que hacer una recopilación confiable y actual de información descriptiva del lugar.

El conocimiento de esta información es necesario si se desea llevar a cabo el proyecto de construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales en un futuro no muy lejano. Es importante recalcar que la información citada es lo mas actual posible para evitar que ésta quede obsoleta dentro de un periodo corto de tiempo.

La información recolectada proviene principalmente de publicaciones del Gobierno del Estado de Michoacán y algunos otros datos fueron proporcionados por la Presidencia Municipal.

VII.1.- LOCALIZACIÓN.

El Municipio de Nuevo San Juan Parangaricutiro se localiza en el Estado de Michoacán, con coordenadas 19°25'00" de latitud Norte y en los 102°08'30" de longitud oeste, se encuentra a una elevación de 1750 metros sobre el nivel del mar (msnm). Esta limitado al Norte por la ciudad de Uruapan, al Sur con Parácuaro y Gabriel Zamora, al oeste con Peribán y Tancitaro. Distra de la capital del Estado por 135 kms.

El área en estudio comprende una extensión de 160 hectáreas (Has), con una superficie de 234.31 km², además representa un 0.40% del total del Estado de Michoacán. (GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN, 1987: 280).

Dentro del Municipio de Nuevo San Juan se localiza un arroyo que recibe el nombre de "Los conejos", el cual tiene varias funciones: es utilizado para abastecer de agua potable a la población, dicho abastecimiento se hace por medio de pipas; se utiliza también para descargar todas las aguas negras de la localidad y para lavar ropa, lo cual ocasiona una contaminación evidente. Este arroyo desemboca en el Río Cupatitzio que se localiza en la Ciudad de Uruapan Michoacán.

El Municipio cuenta además con dos manantiales: Ahuanítzaro y Erendira, los cuales son las principales fuentes de abastecimiento de agua potable. La distribución se hace



por medio de bombeo durante un periodo de 12 horas diarias, el agua se proporciona clorada.

Se cuenta con drenaje en buenas condiciones en un 90%, el 10% restante se encuentra en reparación y/o en proceso de construcción.

VII.2.- CLIMA.

El clima en la región es templado con lluvias en verano. (Cwag). Se cuenta con una precipitación pluvial anual de 1000 mm³, la temperatura es variable y oscila entre 13.7°C y 29°C. Esta variación se debe al relieve con que cuenta y con los que colinda.

En general en todo el Estado de Michoacán las temperaturas medias anuales están en función del tipo de relieve que tenga cada lugar y también con la altitud sobre el nivel del mar. (GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN, 1987: 280).

Hacia el norte de Nuevo San Juan Parangaricutiro predominan las temperaturas bajas y van aumentando hacia el Sur, es por eso que en esta población el clima es templado o de transición. Regularmente el mes de Enero es en el cual se registran las temperaturas más bajas, mientras que en Mayo se hacen presente los tiempos más calurosos. (GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN, 1989: 24).

VII.3.- OROGRAFÍA.

La orografía es irregular, predominando el terreno plano. Su relieve lo constituyen el sistema volcánico transversal, el volcán Paricutín (2900 msnm), el volcán Zapicho (2700 msnm) y los cerros: Prieto (3000 msnm), Chino (2000 msnm), Cutzato (2800 msnm), Colorado (2300 msnm) y Pario (2900 msnm); como se aprecia en la Figura 7.1. (GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN, 1987: 280).

VII.4.- CLASIFICACIÓN Y USO DEL SUELO.

Los suelos de este lugar datan de los periodos Cenozoico, Terciario y Mioceno.

Esta constituido por rocas volcánicas con predominio de lavas, basaltos, brechas, tobas basálticas y andesíticas.

El uso principal del suelo es para la industria forestal y en menor proporción agrícola y ganadero. Una importante fuente de empleo es el turismo. (GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN, 1987: 280).

La mayor parte del suelo de la región es de los más fértiles del Estado; sus cultivos principales son: maíz, trigo, algodón y frutales tales como durazno.

La actividad silvícola tiene gran importancia económica debido a los tipos de utilización que se pueden dar a estos recursos, tales como madera aserrada o madera



VII.5.- POBLACIÓN.

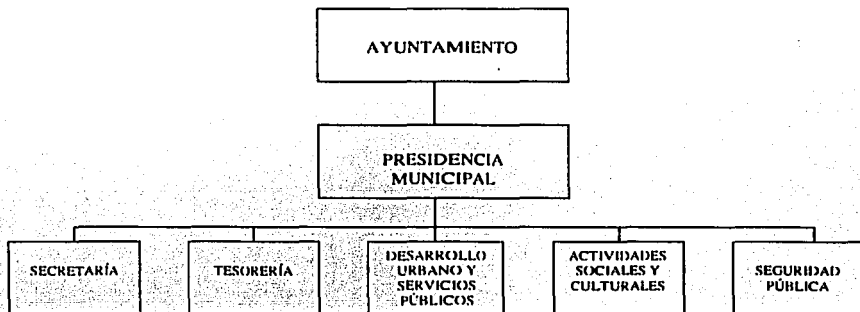
En el Municipio de Nuevo San Juan Parangaricutiro, en 1980, la población representaba el 0.35% del total del Estado, en la actualidad representa el 0.4%. Se cuenta con una tasa de crecimiento de 4.39% anual. Actualmente la población es de 16800 habitantes aproximadamente, según estimaciones del personal de la Presidencia Municipal.

Dicha población, debido a la discontinuidad en las administraciones del organismo operador y la falta de planos de alcantarillado y agua potable, no se conoce con exactitud la conformación de la red de distribución. Se cuenta con servicios de salud como el IMSS y médicos particulares. (GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN, 1987: 281).

VII.6.- GOBIERNO Y ADMINISTRACIÓN.

En la Figura 7.2 se muestra un organigrama estructural de el gobierno de Nuevo San Juan Parangaricutiro.

FIGURA 7.2.- ORGANIGRAMA ESTRUCTURAL



FUENTE: GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN, 1987: 283.



VII.7.- CONTAMINACIÓN DEL ARROYO “LOS CONEJOS”.

En la Figura 7.3 se aprecia la manera en que se está contaminando el arroyo “Los Conejos”, y que de seguir así, poco a poco se irá propagando la contaminación hasta llegar a un punto en el cual no se podría obtener beneficio alguno de tal líquido vital. Debido a que esta zona es visitada comúnmente por turistas lo común es encontrar desechos tales como pañales, botellas, comida, residuos fecales, ect.

En la parte central de la Figura 7.4 observamos que otra fuente de contaminación para el arroyo son los jabones, detergentes, cloros, ect., que utilizan algunas personas para lavar ropa. Los químicos que aquí se vierten, son perjudiciales para la vida acuática, provocando que el fenómeno de Autopurificación se lleve a cabo de manera más lenta.

Algunas partes de la periferia de Nuevo San Juan Parangaricutiro no cuentan con un adecuado sistema de drenaje; esto lo mostramos en la Figura 7.5. Estas familias ubicadas en tal zona provocan una contaminación directa en el arroyo, ya que recibe los desechos de todo tipo.

Regularmente las personas solemos decir que es poco lo que contaminamos, pero si se hiciera un estudio minucioso de todos los hogares que están en estas condiciones, nos daríamos cuenta que la cantidad de desechos contaminantes es de consideración y de forma progresiva.

La Figura 7.6 nos proporciona una vista frontal del tubo general de descarga, este a su vez vierte sus aguas al arroyo. Todo el sistema de drenaje con el que se cuenta hasta el momento en la población es canalizado a éste tubo, el cual es de concreto y de aproximadamente de 22 plg. de diámetro (56 cm).

El problema de la contaminación de las aguas no afecta solamente al hombre y a los animales acuáticos, sino que constituye una preocupación cada día mayor para cualquier tipo de industria, por la razón de que las industrias localizadas aguas abajo del punto de origen de la contaminación no pueden darle un uso apropiado a éste líquido. Es por esto que una planta de tratamiento en la zona de Nuevo San Juan Parangaricutiro proporcionaría un beneficio tanto a su pueblo como a sus pequeñas poblaciones cercanas.



FIGURA 7.3.- CONTAMINACIÓN DEL ARROYO "LOS CONEJOS".



FUENTE: FOTOGRAFÍA DEL AUTOR.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FIGURA 7.4.- CONTAMINACIÓN A BASE DE DETERGENTES, JABONES CLOROS, ECT.



FUENTE: FOTOGRAFÍA DEL AUTOR.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



FIGURA 7.5.- HOGARES IRREGULARES COMO FUENTE DE CONTAMINACIÓN.



FUENTE: FOTOGRAFÍA DEL AUTOR.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



FIGURA 7.6.- TUBO GENERAL DE DRENAJE.



FUENTE: FOTOGRAFÍA DEL AUTOR.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



CAPÍTULO VIII

DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO A BASE DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

VIII.1 -LOCALIZACIÓN DE LA PLANTA TRATADORA DE AGUAS RESIDUALES.

Para determinar un adecuado lugar donde será instalada la planta, es importante atender a varios parámetros, como lo son los vientos dominantes en el lugar, la distancia mínima que debe existir entre la planta y la población, y otros más que serán explicados con mayor detalle a continuación:

En lo que respecta a los vientos dominantes, podemos decir que la planta debe ser ubicada de tal manera que los olores producidos en las lagunas de estabilización no afecten a la población, es decir, los vientos dominantes nos proporcionan información para saber en que extremo de la localidad o hacia donde se debe orientar la planta; lo importante es que nosotros debemos aprovechar tales vientos para alejar los olores ofensivos de la localidad y evitar de que sea al contrario. Una buena ubicación nos ayuda a evitar infecciones y enfermedades en la comunidad.

Por la situación geográfica del Estado de Michoacán los vientos dominantes son del Noreste, que corresponden a los alisios del Hemisferio Norte; pero debido a la irregularidad del terreno, éstos no siempre se manifiestan con dicha dirección, por sufrir influencias locales.

De acuerdo con estudios hechos en 80 localidades michoacanas son predominantemente vientos del Noroeste hacia el Sureste para el Sistema Volcánico Transversal; del Sudeste y Sudoeste los de la Sierra Madre del Sur; del Oeste los que llegan a las planicies costeras; del Norte los de la Depresión del Lerma; del Sudoeste los de la Depresión de Chapala y del Sur en general los de la Depresión del Balsas. (GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN, 1987: 24).

Esto nos indica que los vientos dominantes en Nuevo San Juan Parangaricutiro son del Noroeste a Sureste, por la razón de que ésta localidad pertenece al Sistema Volcánico Transversal.



Un aspecto que se ha observado con el paso de los años es que el crecimiento de la población ha sido mayor en las direcciones Norte y Oeste, lo cual es satisfactorio para la ubicación de la planta, la cual se localizará en la zona Sureste de la localidad.

Las recomendaciones nos dicen que toda planta de tratamiento de aguas residuales debe estar a una distancia mínima de 1km de la población; en nuestro caso la distancia que tenemos es de aproximadamente 1600 metros.

Otra situación que beneficia para que la planta se localice en la dirección mencionada es que el tubo general del drenaje también está orientado en la dirección Sureste; como ya se comentó en el Capítulo VII toda la red de drenaje de la comunidad está canalizada hacia éste tubo de concreto (Figura 7.5).

Es importante que antes de construir la planta de tratamiento se realice un estudio completo de Mecánica de Suelos, con la finalidad de conocer la capacidad de carga del terreno, ya que debido a que la zona es principalmente utilizada para huertas de aguacate, es muy probable que el suelo sea fangoso.

De no ser tomado en cuenta éste estudio podríamos sufrir asentamientos diferenciales en las lagunas, ocasionándonos filtraciones de agua residual y por ende una contaminación en los mantos freáticos. Por otra parte también existe la probabilidad de que sólo con un mejoramiento del suelo bastaría para colocar las lagunas ó también podría ser que necesitemos tender una plantilla de concreto, pero lo que nos diría exactamente lo que es necesario o recomendable es el estudio de Mecánica de Suelos, ya que así sabremos que tan permeable o impermeable es el suelo en cuestión.

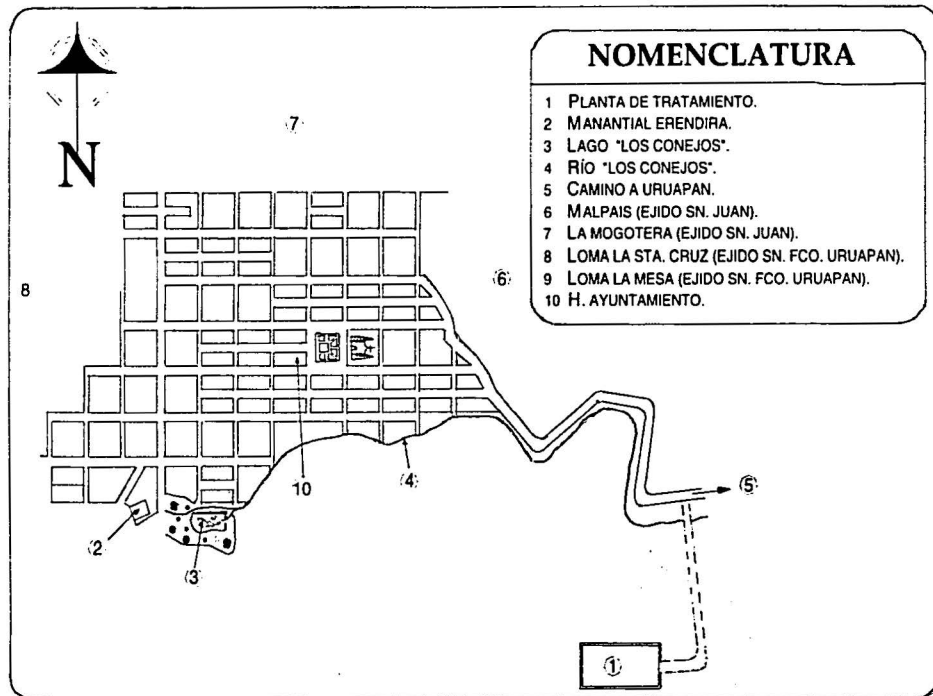
Por las situaciones que se expusieron con anterioridad es que decidimos situar a la planta de tratamiento en la zona que se muestra en Figura 8.1.

En la Figura 8.2 se proporciona una vista panorámica del lugar donde será localizada la planta de tratamiento; la vista que se tiene en tal Figura es de Norte a Sur.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**



FIGURA 8.1.- CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DE LA PLANTA.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA EN BASE AL PLANO "NVO. PARANGARICUITRO, MICH." DEL DPTO. DE URBANISTICA.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FIGURA 8.2.- VISTA PANORÁMICA DE LA UBICACIÓN DE LA PLANTA



FUENTE: FOTOGRAFÍA DEL AUTOR.

VIII.2.-PRETRATAMIENTO.

Para comenzar con el cálculo del pretratamiento de la planta tratadora de aguas residuales, se presentan a continuación los datos básicos de inicio:

Población actual = 16800 Habitantes.

Índice de crecimiento anual = 4.39 %.

Dotación = 200 lt/hab/día.

Periodo de diseño = 10 años.

Según la ecuación 2.4:

Población futura = $(16800 \text{ hab}) (1.0439)^{10} = 25816.55 \text{ hab.}$

Población futura = 25820 hab.

Para calcular el caudal promedio diario se utilizará la ecuación 2.3:

$F_{med} = (16800 \text{ hab}) (200 \text{ lt/hab/día}) = 3360000 \text{ lt/día.}$

$F_{med} (\text{presente}) = 3360000 \text{ lt/día.}$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



$$F_{med} = (25820 \text{ hab}) (200 \text{ lt/hab/día}) = 5164000 \text{ lt/día.}$$

$$F_{med} (\text{futuro}) = 5164000 \text{ lt/día.}$$

Como se mencionó en el Capítulo II, para calcular el caudal máximo se utilizará el criterio de Harmon (Ecuación 2.1):

Caudal máximo futuro:

$$F_{max} = 5164 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \left[1 + \frac{14}{(4 + \sqrt{25.82})} \right] = 13124.94 \text{m}^3/\text{día.}$$

$$F_{max} = 13124 \text{m}^3/\text{día.}$$

VIII.2.1- CANAL DE ENTRADA Y REJILLAS.

Velocidad en el canal. (Ver Capitulo III):

60 cm/seg en flujo medio.

90 cm/seg en flujo máximo.

$$F_{med} = 5164 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \left(\frac{1 \text{día}}{24 \text{hr}} \right) \left(\frac{1 \text{hr}}{60 \text{min}} \right) \left(\frac{1 \text{min}}{60 \text{seg}} \right) = 0.060 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$F_{max} = 13124 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} \left(\frac{1 \text{día}}{24 \text{hr}} \right) \left(\frac{1 \text{hr}}{60 \text{min}} \right) \left(\frac{1 \text{min}}{60 \text{seg}} \right) = 0.152 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

Con la ecuación 3.1 calcularemos el área efectiva en el canal:

$$\text{Área..media} = \frac{0.060 \text{m}^3/\text{seg}}{0.60 \text{m}/\text{seg}} = 0.10 \text{m}^2$$

$$\text{Área..máxima} = \frac{0.152 \text{m}^3/\text{seg}}{0.90 \text{m}/\text{seg}} = 0.168 \text{m}^2$$

El ancho del canal lo propondremos de 0.90 m. y las barras no excederán los 2 m., por lo tanto según la Tabla 3.2 las dimensiones de las barras son de 0.80 cm de espesor y 5.0 cm de ancho.

Debido a que la limpieza de las rejillas se llevará a cabo manualmente, se propone un espacio entre barras de 2.50 cm.

La eficiencia de las rejillas será del 77 %.



Según la ecuación 3.2:

$$\text{Área..humeda} = \frac{0.1689\text{m}^2}{0.77} = 0.22\text{m}^2$$

$$A_h = 0.22\text{m}^2.$$

Profundidad máxima aproximada del flujo:

$$A = BH; \quad H = A/B$$

$$H = \frac{0.22\text{m}^2}{0.90\text{m}} = 0.244\text{m}.$$

$$H = 0.25\text{m}.$$

VIII.2.2.- CÁMARA DESARENADORA.

Tirante hidráulico = 0.25 m.

Se recomienda usar una profundidad de 0.10 m. aparte del volumen por acumulación de arenas.

Para obtener la longitud de la cámara desarenadora recurriremos a la ecuación 3.3.

La temperatura que consideraremos para el cálculo será de 10°C, debido a que la temperatura en Nuevo San Juan Parangaricutiro oscila entre los 13.7°C y los 29°C.

De la tabla 3.3 obtenemos la velocidad de sedimentación, que corresponde a 2.1 cm/seg.

La velocidad del flujo en la cámara desarenadora deberá ser de 30 cm/seg \pm 25 %. (ver Capítulo III).

La longitud será:

$$L = \frac{0.25\text{m}}{0.021\text{m/seg}} (0.30 \times 1.25) = 4.46\text{m}$$

$$L = 4.50\text{m}.$$

$$L_{\text{tot}} = 4.50 + 40 \% (\text{Turbulencias}).$$

$$L_{\text{tot}} = (4.50) (1.40) = 6.30\text{m}.$$

$$L_{\text{tot}} = 6.30\text{m}.$$

Volumen de almacenamiento de arenas:

0.06 m³ por cada 1000 m³ de gasto (ver Capítulo III).

La arena se extraerá cada 2 días.

Por lo que:



$$\text{vol} = (2\text{días}) \cdot (0.06\text{m}^3) \left(\frac{13124\text{m}^3/\text{día}}{1000\text{m}^3} \right) = 1.57\text{m}^3$$

Volumen = (ancho) (tirante) (largo)

Sustituyendo valores:

$$1.57\text{m}^3 = (0.90\text{m.}) (H) (6.30\text{m.})$$

$$1.57\text{m}^3 = 5.67\text{m}^2 \cdot H$$

Por lo tanto:

$$H = \frac{1.57\text{m}^3}{5.67\text{m}^2} = 0.28\text{m}$$

$$H = 0.28\text{m.}$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Como consecuencia las dimensiones de la cámara desarenadora son las siguientes, las cuales también se aprecian en la Figura 8.3.

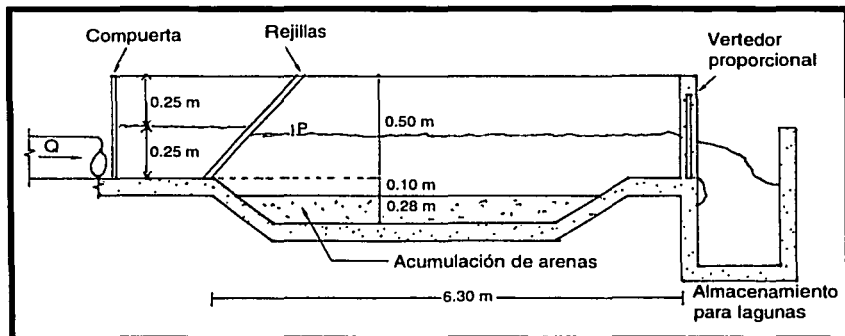
Ancho = 0.90m.

Largo = 6.30m.

Altura (antes de las rejillas) = 0.25m. + 0.25m = 0.50m.

Altura (después de las rejillas) = 0.25m. + 0.25m + 0.10m. + 0.28m. = 0.88m \approx 0.90m.

FIGURA 8.3.- CÁMARA DESARENADORA.

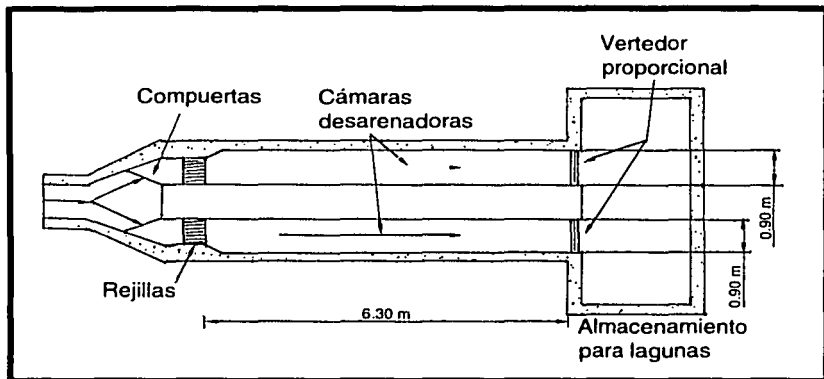


FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.



Es importante que las cámaras desarenadoras se construyan dobles y en paralelo, con la finalidad de facilitar la limpieza normal de una, mientras que la otra continúa operando; tal como se esquematiza en la Figura 8.4.

FIGURA 8.4.- INSTALACIÓN TÍPICA DE DOBLE CÁMARA DESARENADORA.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

VIII.2.3.- VERTEDEDOR PROPORCIONAL.

Para mantener una velocidad aproximada de 30 cm/seg \pm 25 % como se recomienda para las cámaras desarenadoras, es necesario el uso de un vertedor proporcional para controlar el rango total de flujos.

Para calcular la mitad del ancho del vertedor (b) utilizaremos la ecuación 3.4. La altura de la parte rectangular del vertedor (a) la propondremos de 3 cm.

De ecuación 3.4:

$$b = \frac{F/2}{2ag \left(h + \frac{2}{3} a \right)}$$

Análogamente de ecuación 3.5:

$$h = H - \frac{2}{3} a$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



$$h = 0.25m - 2/3 (0.03m) = 0.23m.$$

$$h = 0.23m.$$

Sustituyendo valores:

$$b = \frac{0.152/2}{\sqrt{(2)(0.03m)(9.81m/seg^2)(0.23m + 2/3(0.03m))}} = 0.3962m \quad ; \quad b = 0.40m.$$

La curvatura del vertedor (Figura 8.5) la obtendremos de acuerdo con la ecuación 3.6:

$$X = b \left[1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \frac{Y}{a} \right]$$

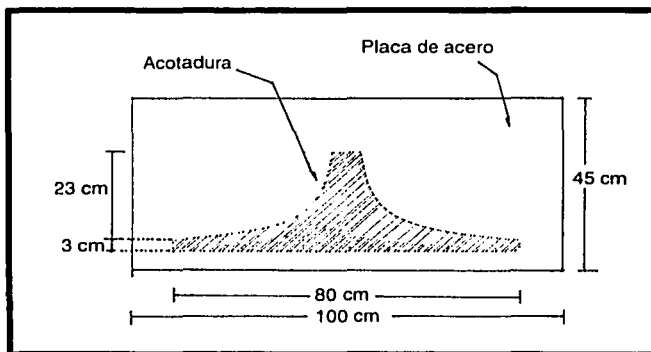
Proponiendo valores para Y:

Y (cm.)	X (cm.)	Y (cm.)	X (cm.)
0.0	40.00	10.0	7.42
0.2	38.30	12.0	6.24
0.4	36.62	14.0	5.37
0.8	33.36	16.0	4.72
1.0	31.80	18.0	4.20
2.0	25.03	20.0	3.80
5.0	13.76	23.0	3.30
8.0	9.140		

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FIGURA 8.5.- CARACTERÍSTICAS DEL VERTEDOR PROPORCIONAL..



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

VIII.3.- LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

Los datos para dicho cálculo son los siguientes:

Población futura = 25820 habitantes.

Dotación = 200 lt/hab/día.

DBO del influente = 274mg/lt (ver Tabla 2.2).

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

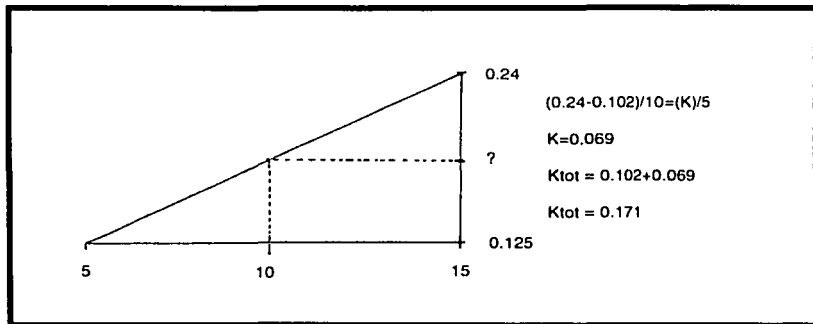
Para el cálculo de las lagunas de estabilización se asumen las condiciones de control para el mes más frío. Además proponemos que la planta contará con tres lagunas, las cuales estarán conectadas en serie.

Se propone que la primera laguna removerá el 70% del DBO₅.

Interpolando para 10°C, como se aprecia en la Figura 8.6 y usando la Tabla 3.5 (Coeficientes de reacción):



FIGURA 8.6.- INTERPOLACIÓN PARA 10°C EN BASE A LA TABLA 3.5.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

Por lo tanto para 10°C corresponde un coeficiente $K = 0.170$.**PRIMERA LAGUNA:**

De acuerdo con la ecuación 3.9:

$$Y = 274 \text{ mg/lt.}$$

$$Y_1 = 274 - (274 \times 0.70) = 82.2 \text{ mg/lt.}$$

$$K = 0.170.$$

Sustituyendo:

$$82.2 = \frac{274}{[(0.170)(t_1) + 1]} ; \quad (0.170)t_1 + 1 = \frac{274}{82.2} ; \quad t_1 = \left[\frac{274}{82.2} - 1 \right] / 0.170$$

$$t_1 = 13.72 \approx 14 \text{ días.}$$

$$t_1 = 14 \text{ días.}$$

$$\text{Volumen} = (14 \text{ días}) (5164 \text{ m}^3/\text{día}) = 72296 \text{ m}^3.$$

$$\text{Volumen} = 72296 \text{ m}^3.$$



Debido a la acción biológica anaerobia, los lodos depositados en el fondo de la laguna se digieren y su volumen se reduce grandemente; es por esto que no es necesario una remoción de lodos.

El crecimiento de la hierba se debe controlar tanto en la laguna como en la orilla; también es necesario que el área total de las lagunas se proteja con una cerca de seguridad y con sus respectivas señales de advertencia.

Carga orgánica a la laguna:

$$(25820\text{hab})(200\text{lt/hab/día})(274\text{mg/lt})\left(\frac{1\text{kg}}{1 \times 10^6\text{mg}}\right) = 1415\text{kg/día}$$

Carga superficial aplicada:

$$\frac{1415\text{kg/día}}{(72.296 \times 1000)\text{m}^2} = 19.57\text{kg}/1000\text{m}^2/\text{día}$$

$$\text{Efluente de la primera laguna} = (274\text{mg/lt})(0.30) = 82.2\text{mg/lt.}$$

SEGUNDA LAGUNA:

Proponemos un tiempo de retención de 7 días.

Efluente de la segunda laguna:

$$Y_2 = \frac{82.2\text{mg/lt}}{(0.170 \times 7\text{días}) + 1} = 37.53\text{mg/lt}$$

Eficiencia de la segunda laguna:

$$\frac{82.2\text{mg/lt} - 37.53\text{mg/lt}}{82.2\text{mg/lt}} \times 100 = 54.34\%$$

Eficiencia de la primera y segunda laguna:

$$\frac{274\text{mg/lt} - 37.53\text{mg/lt}}{274\text{mg/lt}} \times 100 = 86.30\%$$

$$\text{Volumen} = (7\text{ días})(5164\text{m}^3/\text{día}) = 36148\text{m}^3.$$

$$\text{Volumen} = 36148\text{m}^3.$$



Carga orgánica a la laguna:

$$(25820\text{hab})(200\text{lt/hab/día})(82.2\text{mg/lt})\left(\frac{1\text{kg}}{1 \times 10^6 \text{mg}}\right) = 424.48\text{kg/día}$$

Carga superficial aplicada:

$$\frac{424.48\text{kg/día}}{(36.148 \times 1000)\text{m}^2} = 11.74\text{kg}/1000\text{m}^2/\text{día}$$

TERCERA LAGUNA:

Proponemos un tiempo de retención de 7 días.

Efluente de la tercera laguna:

$$Y_3 = \frac{37.53\text{mg/lt}}{(0.170 \times 7\text{días}) + 1} = 17.14\text{mg/lt}$$

Eficiencia de la tercera laguna:

$$\frac{37.53\text{mg/lt} - 17.14\text{mg/lt}}{37.53\text{mg/lt}} \times 100 = 54.33\%$$

Eficiencia de las tres lagunas:

$$\frac{274\text{mg/lt} - 17.14\text{mg/lt}}{274\text{mg/lt}} \times 100 = 93.74\%$$

Volumen = (7 días) (5164m³/día) = 36148m³.

Volumen = 36148m³.

Carga orgánica a la laguna:

$$(25820\text{hab})(200\text{lt/hab/día})(37.53\text{mg/lt})\left(\frac{1\text{kg}}{1 \times 10^6 \text{mg}}\right) = 193.80\text{kg/día}$$

Carga superficial aplicada:

$$\frac{193.80\text{kg/día}}{(36.148 \times 1000)\text{m}^2} = 5.36\text{kg}/1000\text{m}^2/\text{día}$$



VIII.3.1.- DIMENSIONES DE LAS LAGUNAS.

En las tres lagunas de estabilización se propone una profundidad de 1.0m. y adicionalmente 1.0m. por efectos de turbulencias.

PRIMERA LAGUNA:

$$A_1 = 72296 \text{m}^2.$$

$$h_1 = 1.0 \text{m}.$$

$$\sqrt{A_1} = \sqrt{72296 \text{m}^2} = 268.88 \text{m}.$$

SEGUNDA Y TERCERA LAGUNA:

$$A_2 = A_3 = 36148 \text{m}^2.$$

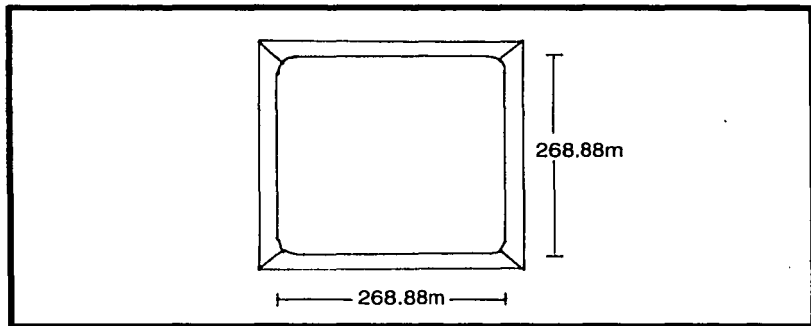
$$h_2 = h_3 = 1.0 \text{m}.$$

$$36148 \text{m}^3 = (268.88 \text{m})(1.0 \text{m})(x)$$

$$x = \frac{36148 \text{m}^3}{268.88 \text{m}^2} = 134.44 \text{m} \quad ; \quad x = 134.44 \text{m}.$$

Tales dimensiones se esquematizan en las Figuras 8.7 y 8.8 respectivamente.

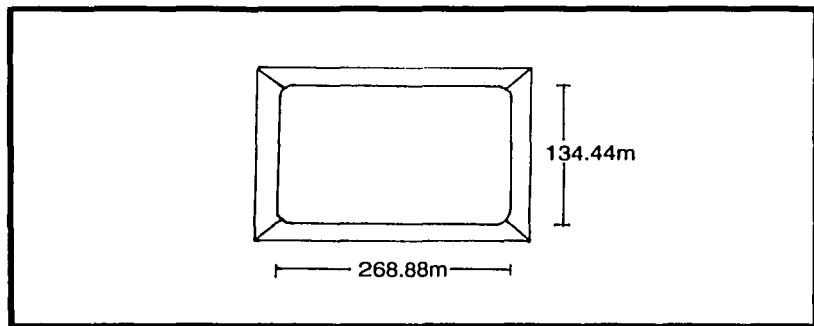
FIGURA 8.7.- DIMENSIONES DE LA LAGUNA I.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.



FIGURA 8.8.- DIMENSIONES DE LAS LAGUNAS II Y III.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

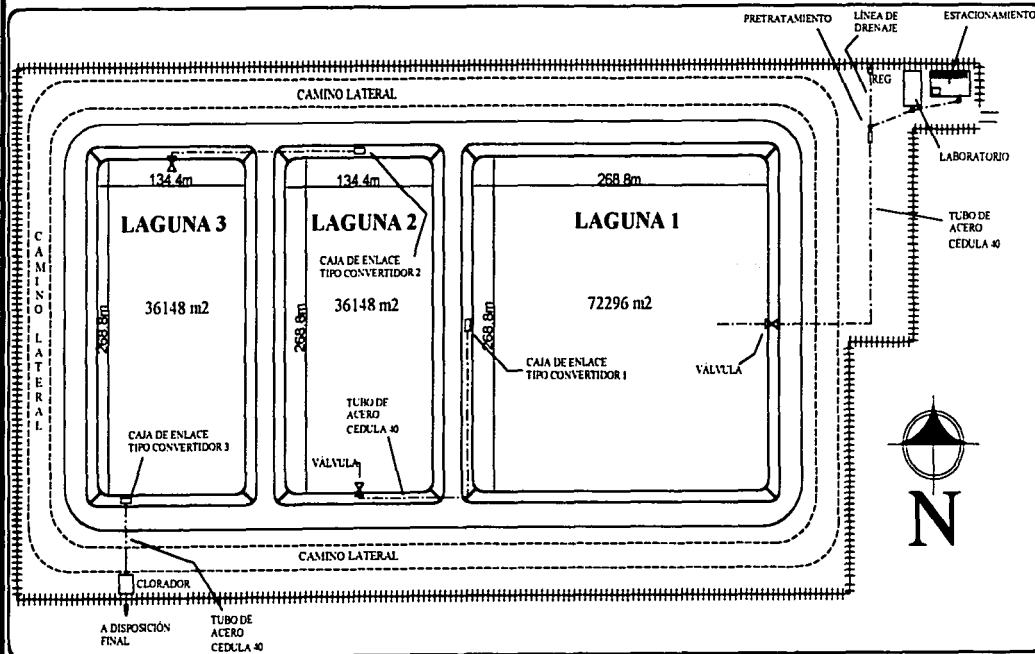
Una vez terminado el cálculo de las lagunas de estabilización y después de haber mostrado sus dimensiones, nos permitimos presentar un plano detallado de la planta tratadora (Figura 8.9) con todos sus aditamentos.

Enseguida mostramos la Figura 8.10, la cual tiene plasmado las dimensiones y características del vertedor triangular, que esta ubicado en las cajas de enlace tipo, además un detalle de la guía del vertedor desde una vista de planta.

El arreglo de las interconexiones se aprecia en las Figuras 8.11, 8.12 y 8.13 de manera detallada.

Posteriormente presentamos dos tablas (8.1 y 8.2), en la primera hacemos una descripción de todos los datos de proyecto y en la segunda se observan las cantidades de obra como son los metros de tubo utilizado, válvulas, codos, ect.

FIGURA 8.9.- PLANO DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.



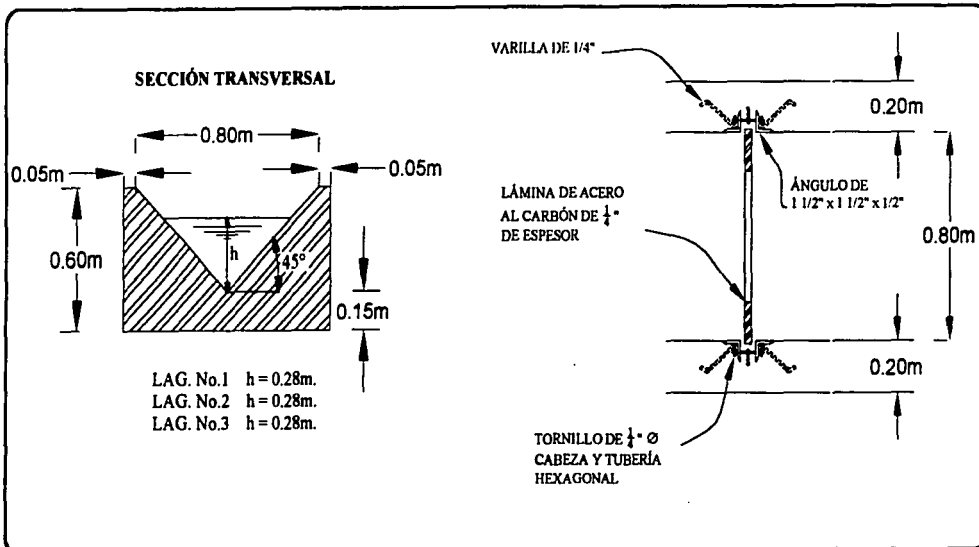
FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





FIGURA 8.10.- VERTEDEDOR Y GUÍA DE VERTEDEDOR.

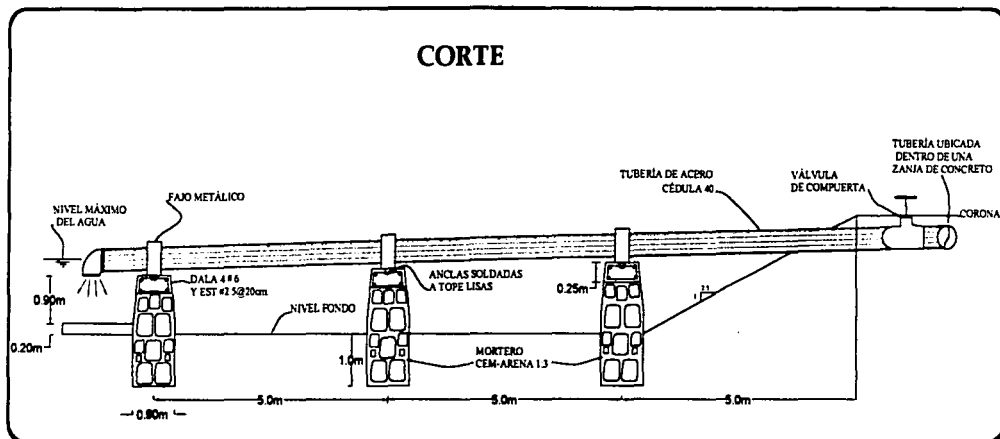


FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

TESIS CON
FOLIO DE ORIGEN



FIGURA 8.11.- DETALLE INFLUENTE A LAS LAGUNAS.

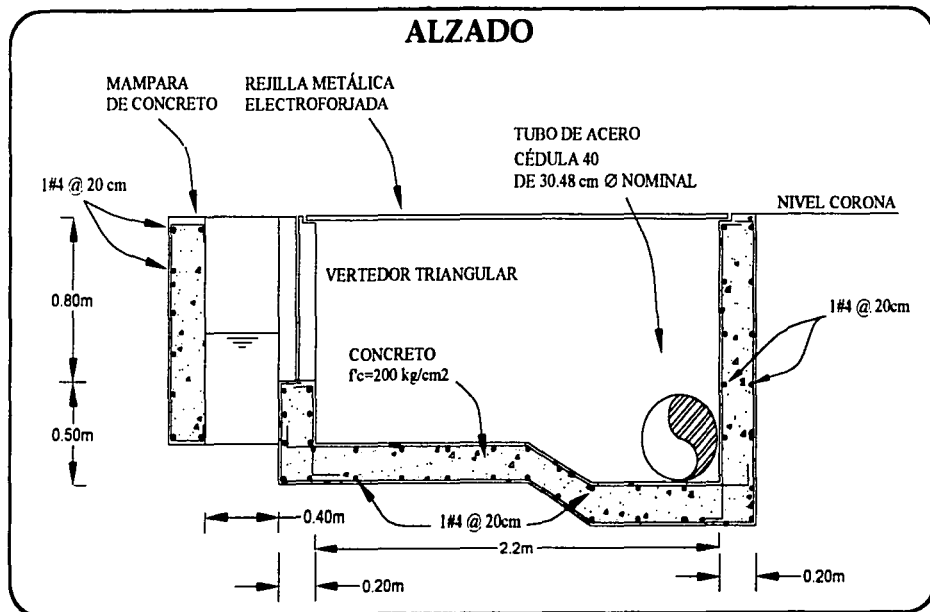


FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



FIGURA 8.12.- CAJA DE ENLACE TIPO.

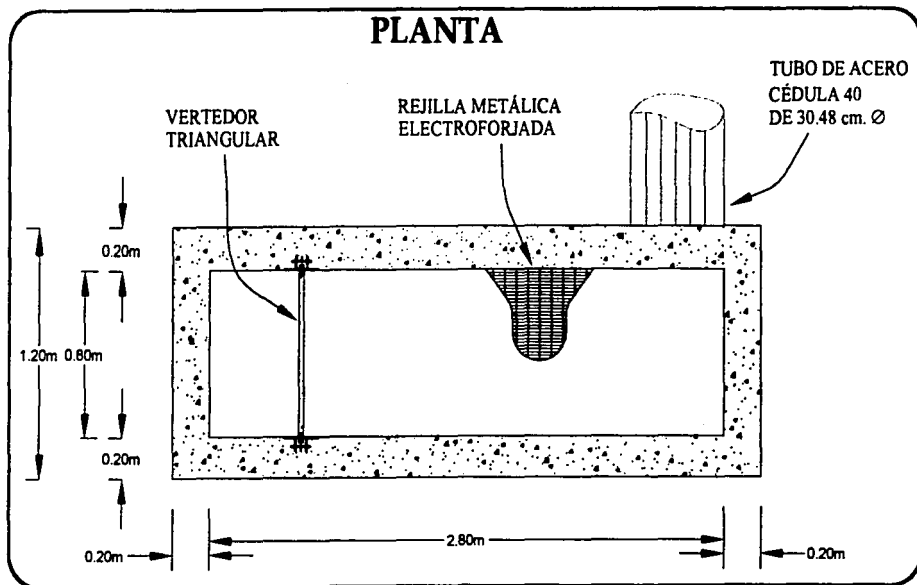


Diseño de planta de tratamiento a base de logunas de estabilización.

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

FIGURA 8.12.- CAJA DE ENLACE TIPO.



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



TABLA 8.1.- DATOS DE PROYECTO.

POBLACIÓN ACTUAL.	16800 hab.
POBLACIÓN DE PROYECTO.	25820 hab.
DOTACIÓN DE AGUA POTABLE.	260 lts/hab/día.
APORTACIÓN DE AGUAS NEGRAS.	200 lts/hab/día.
VOLUMEN DIARIO.	5164 m³.
CAUDAL PROMEDIO DIARIO.	84 lt/seg.
CAUDAL MÍNIMO.	42 lt/seg.
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO.	151.5 lts/seg.
CAUDAL MÁXIMO EXTRAORDINARIO.	227.25 lts/seg.
CONCENTRACIÓN DE DBO₅.	274 mg/lt.
TEMPERATURA MÍNIMA.	10° C.
ELEVACIÓN.	1880 msnm.
COEFICIENTE DE SEGURIDAD.	1.5.

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

TABLA 8.2.- CANTIDADES DE OBRA.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
TUBO DE ACERO CÉDULA 40 DE 12".	M	764
VÁLVULA DE COMPUERTA DE 12".	PZA	4
CODO DE 12".	PZA	4
ÁREA NECESARIA.	HAS	28.6

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.

CONCLUSIONES.

Una vez terminados los cálculos de la propuesta de la planta de tratamiento de aguas residuales a base de lagunas de estabilización para la comunidad de Nuevo San Juan Parangaricutiro, podemos decir que los objetivos establecidos se lograron satisfactoriamente, como fueron:

- Dar a conocer la contaminación que producen los desechos residuales.
- Elaborar una descripción detallada de los diferentes tipos de plantas de tratamiento de aguas residuales que existen.
- Investigar las consideraciones necesarias para llevar a cabo un buen mantenimiento y seguridad en las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Estos objetivos se explicaron y desarrollaron en el contenido de éste trabajo de la mejor manera posible, usando tablas, diagramas, figuras, fotografías, etc., por lo cual decimos que se lograron con éxito.

Efectivamente como se dijo en el Capítulo III, las plantas de tratamiento a base de lagunas de estabilización requieren de disponibilidad de terreno, lo cual comprobamos en nuestro caso, y en el que necesitamos 26.8 Has. de terreno. Pero a pesar de la extensa superficie que se requiere, las ventajas que se obtienen finalmente son de verdadera consideración, ya que se tuvo la oportunidad de conocer la cantidad de agua residual (200 lts/hab/día) que se desecha, pero además de esto nos dimos cuenta de la gravedad del problema de contaminación que se genera al dirigir toda el agua residual al arroyo "Los Conejos" y que consecuentemente puede provocar alteraciones en los árboles frutales que se sirven de este tipo de agua contaminada. Es por eso que la planta traerá beneficios tanto para las personas de la localidad como para los dueños de huertas y también para los consumidores finales de los frutos cosechados en esa región.

Las plantas de tratamiento en la actualidad son de gran importancia, por la razón de que el agua poco a poco se está agotando y el hombre sigue consumiendo, desperdiciando y contaminándola; así que de no hacer algo ahora, después será demasiado tarde, para esto una solución eficaz son las plantas de tratamiento que nos proporcionan la ventaja de limpiar el agua de impurezas y posteriormente reusarla.

La propuesta que hacemos de la planta de tratamiento es adecuada, ya que sí se dispone de terreno y además éste tipo de plantas se pueden conservar en muy buenas condiciones con un mantenimiento relativamente sencillo y mínimo.

BIBLIOGRAFÍA.

Babbitt, Harold E.; Baumann.

“Alcantarillado y tratamiento de aguas negras.”

CECSA. México D.F. 1961.

Comercial Lasmert, S. A.

“<http://www.gruptefsa.com/lasmert2.html>”

Comisión Nacional del Agua.

“Manual de diseño de plantas de tratamiento de aguas Municipales.”

México D. F. S/F.

Departamento de Sanidad de New York.

“Manual de tratamiento de aguas negras de New York.”

Limusa N.Y. 1994.

Gobierno del Estado de Michoacán.

“Atlas geográfico del Estado de Michoacán.”

ADDISA, México D. F. 1989.

Gobierno del Estado de Michoacán.

“Los Municipios de Michoacán.”

Enciclopedia de los municipios de México.

Secretaría de Gobernación.

Centro Nacional de Estudios Municipales.

Centro Estatal de Estudios Municipales.

Mazatlán, Sinaloa 1º de Junio de 1987.

Guraieb Shible. Ernesto

“Proyecto de alcantarillado y tratamiento de las aguas residuales de Tuxpan, Veracruz.”

Tesis, Licenciatura, Escuela de Ingeniería Civil,
Universidad Nacional Autónoma de México,
Tuxpan, Veracruz 1954.

Rendón Pérez Hugo Alonso.

“Evaluación de tratamiento de las aguas residuales de la ciudad de Uruapan.”

Tesis, Licenciatura, Escuela de Ingeniería Civil,
Universidad Don Vasco, A. C.
Uruapan, Michoacán 30 de Enero de 1999.

Winkler, Michael

“Tratamiento biológico de aguas de desecho.”

Limusa México D.F. 1986.