

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
A C A T L Á N**

**ACTUALIZACION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES DE “SAN JUAN COSALÁ” EN JOCOTEPEC, JAL.**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A
JUAN CARLOS RAMIREZ BAUTISTA

M. EN I. JOSE DE JESUS AVILA PRIETO

SEPTIEMBRE DEL 2006



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

**ACTUALIZACION DEL SISTEMA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE
“SAN JUAN COSALÁ” EN JOCOTEPEC, JAL.**

TESIS PROFESIONAL

Ramírez Bautista Juan Carlos

MEXICO, 2006

Dedico este trabajo a mi Madre, sin la cual nunca hubiera podido realizar todas mis metas y logros.

A mi hermana que siempre me acompaño en las buenas y en las malas.

Al Sr. Ing. José de Jesús Avila Prieto, por su fe y confianza en mi.

Al Sr. Ing. E. Domingo Cobo Pérez que me ayudo a formarme en el camino profesional.

Al Sr. Arq. Ricardo Acasuso que me enseñó que todo se puede.

Para todos ellos mi eterna gratitud.

**ACTUALIZACION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
DE “SAN JUAN COSALÁ” EN JOCOTEPEC, JAL.**

INTRODUCCIÓN

1.- PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

- 1.1.- Degradación de la materia orgánica
- 1.2.- Nitrificación
- 1.3.- Denitrificación
- 1.4.- Descripción del proceso de lodos activados
 - 1.4.1.- Parámetros de diseño
 - 1.4.2.- Factores que afectan al proceso
 - 1.4.2.1.- Requerimientos de oxígeno
 - 1.4.2.2.- Requerimientos de nutrientes
 - 1.4.2.3.- Retorno y purga de lodos
 - 1.4.2.4.- Presencia de sustancias tóxicas y otros factores
 - 1.4.2.5.- Influencia del comportamiento hidráulico
 - 1.4.3.- Variaciones del proceso
 - 1.4.3.1.- De acuerdo a la carga al proceso
 - 1.4.3.2.- De acuerdo al arreglo físico

**2.- PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES “SAN JUAN
CÓSALA”**

- 2.1.- Introducción
- 2.2.- Descripción de la Planta
 - 2.2.1.- Localización
 - 2.2.2.- Características generales
- 2.3.- Unidades de tratamiento
- 2.4 Descripción del proceso
 - 2.4.1.- Pretratamiento y canales desarenadores
 - 2.4.2.- Cárcamo de bombeo de aguas residuales
 - 2.4.3.- Hidrocribas
 - 2.4.4.-Tanque de aeración
 - 2.4.5.- Sedimentadores secundarios
 - 2.4.6.- Tanque de contacto de cloro
 - 2.4.7.- Lechos de secado
 - 2.4.8.- Cárcamo de aguas filtradas
 - 2.4.9.- Relación de equipos instalados

**3.- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DE DISEÑO DE LA CALIDAD DEL
AGUA**

- 3.1.- Calidad del agua efluente
- 3.2.- Calidad del agua influente a la PTAR
- 3.3.- Gasto a tratar
- 3.4.- Parámetros de diseño

4. ACTUALIZACIÓN DE LA INGENIERIA DE DETALLE DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN COSALÁ.

- 4.1.- Cribado Grueso
 - 4.1.1.- Introducción
 - 4.1.2.- Diseño
- 4.2.- Cribado fino
 - 4.2.1.- Introducción
 - 4.2.2.- Diseño
- 4.3.- Desarenación
 - 4.3.1.- Diseño del proceso
- 4.4.- Vertedor doble sutro
- 4.5.- Cárcamo de bombeo
 - 4.5.1.- Diseño del cárcamo de bombeo
- 4.6.- Rejilla Autolimpiante (hidrocriba)
- 4.7.- Reactor biológico
 - 4.7.1.- Aeración extendida
 - 4.7.2.- Cálculo del tiempo de retención para proceso aerobio/anóxico en un reactor combinado de nitrificación/denitrificación
 - 4.7.3.- Arreglo del sistema en el tanque de aeración
 - 4.7.4.- Sistema de aeración
- 4.8.- Sedimentador secundario
 - 4.8.1.- Sedimentador rectangular
 - 4.8.2.- Carga sobre vertedores
- 4.9.- Cárcamo para recirculación de lodos
 - 4.9.1.- Diseño del cárcamo
- 4.10.- Sistema de cloración
- 4.11.- Medidor de flujo
- 4.12.- Deshidratado de lodos por Lechos de Secado

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

GLOSARIO DE TERMINOS TÉCNICOS

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN.

La demanda de agua en la República Mexicana y particularmente en el estado de Jalisco, ha provocado un deterioro de los recursos disponibles para su aprovechamiento, distribución y manejo. Actualmente Guadalajara y municipios circunvecinos se alimentan de la explotación del lago de Chapala para la obtención de agua de consumo, sin embargo la escasez de lluvias y el incremento de la demanda, han decrecido las reservas del vital líquido. La Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento (CEAS) del Estado de Jalisco promovió y construyó diversas plantas de tratamiento de aguas residuales, que actualmente ya están en desuso o su período de funcionamiento ha sido rebasado con creces. Debido ha esto, el CEAS y el gobierno del estado de Jalisco, promovió un mejoramiento de las plantas de tratamiento para la recarga del Lago de Chapala.

El presente estudio, tiene como objetivo el analizar las condiciones actuales de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de San Juan Cósala, Municipio de Jocotepec, Jalisco., realizando un análisis de los procesos de tratamiento propuestos mediante las técnicas actuales de diseño de sistemas de depuración de aguas residuales y así dar cumplimiento con las nuevas normas de descarga para recarga de embalses naturales o artificiales con contacto humano en el Lago de Chapala.

1. PROCESO DE LODOS ACTIVADOS.

Para realizar la actualización del sistema de tratamiento de "San Juan Cosalá", es necesario explicar en que consiste el proceso de lodos activados en su modalidad de aeración extendida, por lo cual en el presente capítulo se explica dicho proceso a detalle.

Para la Planta de Tratamiento "San Juan Cosalá", es válido definir como aguas residuales al conjunto de descargas líquidas hechas en el sistema de drenaje y que pueden provenir de las aguas de abastecimiento tras de haber sido utilizadas en casas habitación, comercios, industrias o servicios públicos, éstas han perdido las características que las hacían potables; este origen múltiple implica la existencia de grandes variaciones tanto en caudal como en composición, lo que tiene como consecuencia que su tratamiento se vuelva cada vez más complejo, para facilitar su comprensión se ha agrupado a las diferentes operaciones en él involucradas en los siguientes niveles de tratamiento.

- a) Tratamiento preliminar
- b) Tratamiento secundario
- c) Tratamiento avanzado

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales "San Juan Cosalá" fue diseñada para alcanzar el nivel de tratamiento secundario mediante el proceso de lodos activados convencional, el tratamiento incluye además, desinfección de efluente mediante cloración. Por esta razón, en esta sección se estudian sus principales características.

1.1. Degradación de la materia orgánica.

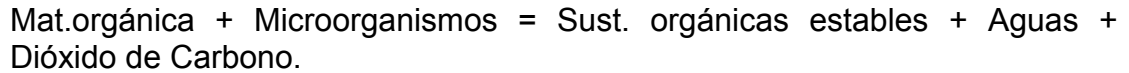
El objetivo de aplicar a las aguas residuales niveles de tratamiento secundarios es remover, principalmente, la mayor cantidad posible de materia orgánica la cual es utilizada por ciertos microorganismos como alimento y así poder desarrollar su ciclo de vida. Dicha materia, constituida por compuestos orgánicos complejos, es transformada (degradada) a bióxido de carbono y agua como productos finales de las reacciones bioquímicas que tienen lugar. Este es el principio básico de lodos activados ya que al poner en contacto una cantidad de microorganismos adaptados a este propósito (biomasa), con agua residual, en presencia de oxígeno y nutrientes en cantidades adecuadas, la materia orgánica y muchos compuestos son transformados a otros más simples con lo que las aguas se depuran parcialmente.

Lo anterior significa que no todos los compuestos orgánicos son degradados, lo cual se debe a que los microorganismos no pueden utilizarlos, o bien resultan tóxicos para su desarrollo (o metabolismo) como se verá en el inciso 1.3.2.4.

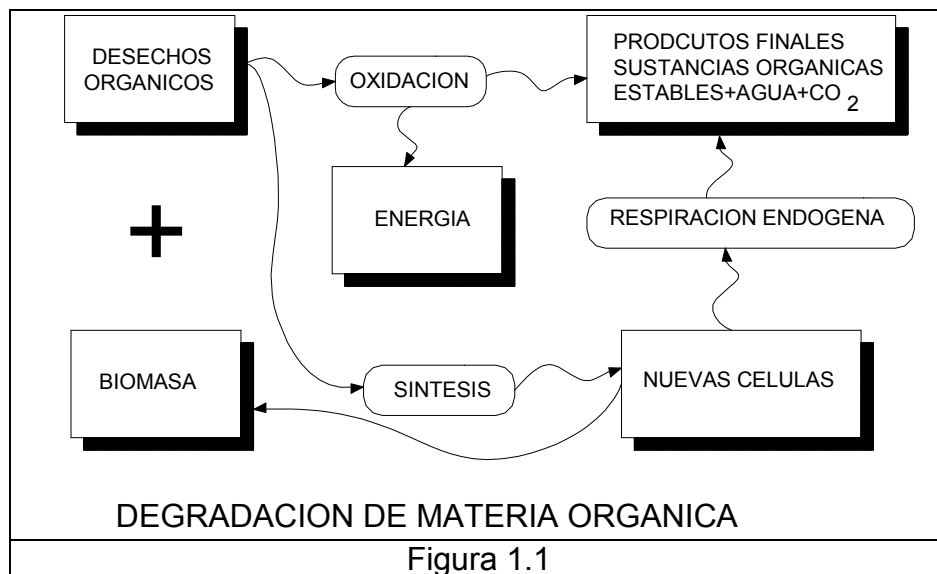
En forma simple, puede decirse que el mecanismo de depuración de las aguas residuales mediante el proceso de lodos activados consiste en la biodegradación de una parte de la materia orgánica contenida en ellas, realizada por microorganismos

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

que se han adaptado a utilizarla como alimento (o sustrato) y produciendo, a partir de ella, compuestos estables, como puede observarse en la siguiente ecuación:



Como puede observarse en la figura 1.1, los microorganismos (biomasa) degradan la materia orgánica por oxidación produciendo en este paso, Agua, Bióxido de Carbono, Sustancias Orgánicas Estables y Energía; esta última aprovechada por los microorganismos para producir nuevas células por síntesis.



Cuando ya no existe materia orgánica disponible, se produce la muerte de algunos microorganismos y éstos son aprovechados como materia orgánica muerta, por los microorganismos vivos, produciendo así, bióxido de carbono, agua y energía. La posibilidad de llevar a cabo la oxidación biológica para degradar y finalmente estabilizar la materia orgánica depende de la estructura de los compuestos en ella contenidos, o sea de su biodegradabilidad, la información disponible hasta el momento (basada en observaciones experimentales), se resume en el Tabla 1.1 donde se indica el posible comportamiento de varios tipos de compuestos orgánicos frente a un sistema de oxidación biológica.

Debe tenerse en cuenta que mediante una aclimatación adecuada de los microorganismos (biomasa), puede producirse la transformación de sustancias cuya biodegradabilidad es muy baja incluso de sustancias directamente tóxicas.

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

Tabla 1.1 BIODEGRADABILIDAD DE COMPUESTOS ORGANICOS	
COMPUESTO	COMPORTAMIENTO FRENTE A LA DEGRADACION BIOLOGICA
Hidrocarburos saturados	Prácticamente no degradables a veces tóxicos.
Olefinas con 5 a 7 átomos de carbono	Difíciles de degradar
Hidrocarburos clorados	No degradables
Alcoholes	Degradables, excepto: alcohol terbutílico, alcohol amílico pentaeritritol.
Fenoles	Degradables excepto: clorofenoles particularmente el 2,4,5, triclorofenol.
Aldehídos	Degradables, previa aclimatación de microorganismos, excepto: benzoaldehído a concentraciones mayores de 0.8 mg/l
Acidos orgánicos y sus sales y éteres	Degradables, excepto; tioácidos.
Esteres	Poco degradables
Cetonas	Ocupan una posición intermedia entre los ácidos, alcoholes y aldehídos por una parte, de los éteres por otra.
Aminoácidos	Casi siempre degradables, excepto: cistina y tiroxina.
Aminas y amidas	Degradables: monoetanolamina, diamonoetano, acrilamida, DI y trietanolamina, piridina, acetanilida; difícilmente degradables: tioacetomida, morfolina y acetilmorfolina.
Compuestos no saturados	Degradables hasta concentraciones de 50 mg/l después de la adaptación de los microorganismos.
Sulfatos de alcoholo	Fácilmente degradables
Hidratos de carbono	Fácilmente degradables; hidratos de carbono con moléculas simples y superiores como dextrina y el almidón.

Sin embargo, existen, en la mayoría de las aguas residuales, gran cantidad de sustancias provenientes de la actividad industrial, por lo que el tratamiento y control de calidad no deben limitarse, como se ha venido haciendo, a la medición de la eficiencia de remoción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), ya que su respuesta no es confiable, sobre todo cuando se tienen materiales tóxicos en las descargas.

Por esta razón resulta conveniente la determinación y localización de las principales descargas de tipo industrial que puedan verterse hacia la planta con objeto de tomar medidas preventivas necesarias (las cuales podrían ser desde neutralización de la descarga hasta interrupción de flujo hacia la planta) a fin de evitar ya sea un deterioro en la calidad del efluente o bien la destrucción de los microorganismos

(biomasa) existentes en el tanque de aeración, por la presencia de materiales tóxicos,

1.2. Nitrificación.

Además de estabilizar la materia orgánica carbonácea presente en las aguas residuales, puede ser también necesario estabilizar los compuestos orgánicos nitrogenados que ejercen también una demanda de oxígeno, entre éstos se encuentra principalmente el amoníaco (NH_3) y el nitrógeno orgánico libre, ya que su presencia en el efluente de la planta puede reducir la concentración de oxígeno disuelto; la nitrificación consiste, básicamente, en la oxidación del amoníaco y del nitrógeno orgánico libre, primero a compuestos llamados nitritos (NO_2) y por último a nitratos (NO_3).

Al evaluar el funcionamiento del proceso para seleccionar valores óptimos de los parámetros de operación, deben considerarse además los requerimientos de nitrificación, ya que el grado en que ésta se lleve a cabo influye aunque levemente en la producción de flóculos y en la cantidad de éstos que debe retirarse del proceso mediante la purga de lodos.

Para que ocurra una nitrificación completa, deben satisfacerse las siguientes condiciones generales.

- a) El pH debe estar en el rango de 6 a 8.
- b) El nivel de oxígeno disuelto en el tanque de aeración debe ser de 0.5 mg/l o más.
- c) Sólo pueden nitrificarse aquellas aguas cuya oxidación de materia orgánica carbonácea ya se ha efectuado.

Debe anotarse que, por estas razones, la mayoría de las plantas producen un efluente parcialmente nitrificado por contenidos aproximados de 15-20 mg/l de amoníaco y 5-10 mg/l de nitrógeno orgánico.

1.3 Denitrificación.

La reducción biológica de nitratos a óxido nítrico, óxido nítrico y nitrógeno gas es llamada denitrificación. La denitrificación biológica es parte integral de la remoción de nitrógeno, que involucra tanto la nitrificación como la denitrificación. Comparado con los demás procesos de remoción de nitrógeno tales como punto de quiebre por cloración e intercambio iónico, la remoción biológica de nitrógeno es la más barata. La remoción biológica del nitrógeno en el tratamiento de aguas residuales de origen municipal o doméstico es usado para la eutroficación para proteger al cuerpo receptor de elevadas concentraciones de $\text{NO}_3\text{-N}$ (nitratos).

La remoción del nitrato puede producirse mediante variaciones del proceso de tratamiento biológico y eso es la asimilación y desasimilación de la reducción del nitrato.

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

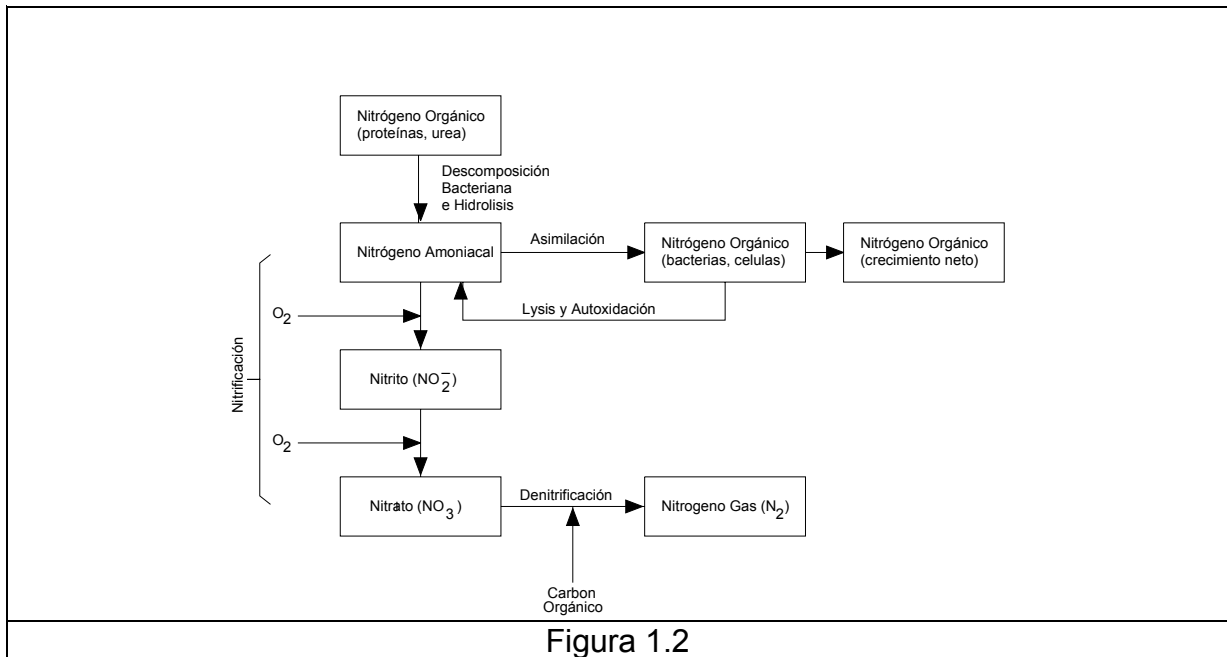


Figura 1.2

La Asimilación para la reducción de nitratos involucra la reducción de nitrato a amonio por el uso de células para síntesis y ocurre cuando el nitrógeno amoniacal (NH_4-N) se consume y es dependiente de la concentración de oxígeno disuelto, y por el otro lado se cumple con la reducción del nitrato o denitrificación biológica por desasimilación debida a la cadena de respiración del electrón disponible, y el nitrito o nitrato es usado como un electrón aceptable para la oxidación de una gran variedad de electrones donantes orgánicos e inorgánicos.

La denitrificación se cumple al añadir carbón orgánico al agua residual sin la presencia de oxígeno, esto se consigue al aumentar al sistema una cámara de contacto anóxica en donde se producen las reacciones biológicas que permiten la denitrificación,

1.4. Descripción del proceso de lodos activados.

Con base en el principio descrito una planta de lodos activados se diseña para promover la biodegradación de la materia orgánica de las aguas residuales, manteniendo las condiciones tanto ambientales como de otra índole que resulten favorables para el crecimiento de los microorganismos (biomasa) existentes en éstas.

En realidad, el proceso de lodos activados en su definición más sencilla, solamente acelera los procesos biológicos naturales de purificación del agua, reduciendo el espacio necesario y controlando las variables que intervienen.

Siguiendo el recorrido del agua a través de las unidades del proceso puede observarse que se tiene, en primera instancia un tanque de aeración en el que se adiciona aire con el doble propósito de proveer el oxígeno que los microorganismos

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

necesiten para subsistir y, por otra parte, mantener en agitación el contenido del tanque (licor mezclado) con el objeto de que los microorganismos (biomasa) tengan el mayor contacto posible con la materia orgánica contenida en las aguas residuales. En este punto se forman agrupaciones de materia orgánica y microorganismos, de apariencia esponjosa y color pardo a los que se llama flóculos o lodos activados.

El licor mezclado es conducido al sedimentador secundario donde los flóculos son separados del agua por gravedad; el agua ya clarificada es colectada en canaletas y enviada a desinfección; por su parte, los flóculos o lodos activados son colectados en las tolvas del sedimentador, de donde parte de ellos son extraídos para hacerlos retornar al tanque de aeración y la otra parte se desecha del proceso mediante purgas.

La purga y el retorno de lodos (o recirculación), permiten mantener una concentración de biomasa adecuada en el tanque de aeración. El mecanismo del tratamiento secundario puede dividirse en las cinco etapas específicas que se muestran en la siguiente tabla:

ETAPA	LUGAR DONDE SE REALIZA	ACCIONES QUE OCURREN
Contacto	Entrada del tanque de aeración.	-Mezcla de aguas residuales con tratamiento primario con los microorganismos del tanque y de la recirculación.
Aeración	Tanque de aeración	-Adición de aire a la mezcla de agua residual y microorganismos. -Formación de flóculos y oxidación de la materia orgánica -Producción de nuevas células por síntesis.
Separación	Sedimentador secundario	-Separación de flóculos del licor mezclado por gravedad. -Envío del efluente clarificado a desinfección.
Recirculación	Cárcamo de bombeo de lodos y caja partidora	-Retorno de los flóculos o lodos, colectados en las tolvas, hacia el tanque de aeración.
Purga	Válvulas de purga	-Retiro de los microorganismos que exceden el nivel requerido para el funcionamiento del sistema.

NOTA: Las etapas de contacto y de aeración ocurren simultáneamente.

1.4.1. Parámetros de Diseño.

Cuando se diseña una planta, el proyectista debe apoyarse en valores recomendados para ciertas características de la planta; por ejemplo, se ha establecido que los valores para el tiempo de retención de un proceso de lodos activados de tipo aeración extendida varíen entre 12 a 36 horas, en este caso, el proyectista dimensiona el tanque de aeración para cumplir con este rango. Cabe aclarar que el tiempo de retención depende de la calidad del agua influente, por lo que si el agua residual no contiene gran cantidad de materia orgánica puede aplicarse la experiencia del diseñador en este tipo de procesos.

Dichas características son comúnmente llamadas parámetros de diseño y sus valores son dictados tanto por experimentación en escala piloto, como por la experiencia operacional de que se disponga.

Una vez construida la planta y alcanzado el estado operativo, estos parámetros sirven para evaluar el funcionamiento y algunos de ellos para controlar la operación.

A continuación se mencionan los parámetros más importantes, así como su definición respectiva:

- a) Tiempo de retención hidráulico TRH se define como el tiempo en horas que transcurre entre la entrada del agua, su paso a través del tanque y su salida. Se obtiene dividiendo el volumen del tanque entre el gasto de entrada (influyente).
- b) Carga Orgánica Volumétrica.- Definida como la cantidad de materia orgánica aplicada por metro cúbico y por unidad de tiempo. La materia orgánica es expresada directamente mediante la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO_5) o bien la Demanda Química de Oxígeno (DQO), las cuales determinan la cantidad de oxígeno consumido por la oxidación de la materia orgánica involucrando reacciones bioquímicas en el primer caso y químicas en el segundo, la carga orgánica volumétrica se obtiene dividiendo la DBO o DQO entre el gasto.
- c) Sólidos Suspendidos Volátiles en el licor mezclado (SSVLM). Se considera como una medida indirecta de la cantidad de microorganismos activos (o biomasa) existente, en un momento dado, en el tanque de aeración (y en consecuencia, en el licor mezclado). Se determina mediante análisis de laboratorio.
- d) Relación alimento a Microorganismos o factor de carga (F/M): Expresa la relación que existe entre la cantidad de alimento aplicado en el tanque de aeración por día (expresada en mg/l de DBO o DQO) y la cantidad de microorganismos existentes en el tanque de aeración (SSVLM). Su importancia radica en que permite regular el crecimiento de microorganismos y optimizar la degradación de la materia orgánica por la biomasa.
- e) El tiempo medio de retención celular Θ^M ó TMRC).- Se define como el tiempo promedio, en días, que un microorganismo permanece en el proceso de tratamiento.

- f) Tasa de recirculación de lodos (r).- Indica el porcentaje del gasto de entrada, que es retornado al tanque de aeración.
- g) Gasto de entrada (Q_i).- Se refiere a la cantidad (en l/seg) que ingresa al proceso de tratamiento.
- h) Caudal de recirculación de lodos (Q_r). Cantidad de licor mezclado (en l/seg) que se retorna al tanque de aeración.
- i) Caudal de purga (Q_w). Cantidad de licor mezclado (en l/seg) que se desecha del sistema.

1.4.2. Factores que afectan al proceso.

1.4.2.1. Requerimientos de oxígeno.

Ya se ha mencionado que para cumplir sus funciones vitales, los microorganismos requieren de un suministro de oxígeno y por esta razón se les denomina microorganismos aerobios; el suministro de oxígeno se realiza comúnmente aprovechando el contenido en el aire de este gas; las dos formas más usuales para satisfacer estos requerimientos son: Difusión de aire comprimido y aeración mecánica superficial.

Además de satisfacer las necesidades de los microorganismos, el suministro de oxígeno tiene las siguientes finalidades:

- Promover condiciones de mezclado apropiadas para optimizar la transferencia de oxígeno y para mantener los microorganismos en suspensión.
- Proveer oxígeno adicional para alcanzar nitrificación completa si se desea.
- Proveer oxígeno para abastecer una demanda inmediata (casos de descargas instantáneas de desechos industriales).
- La cantidad de aire requerida depende fundamentalmente de los siguientes factores:
 - o Carga orgánica
 - o Cantidad y calidad de los lodos activados
 - o Eficiencia del proceso.

En cualquier caso se acepta que la cantidad de aire suministrada debe ser tal que permita mantener un valor mínimo de 2 mg/l de oxígeno disuelto para cualquier valor de la carga orgánica y en cualquier punto del tanque de aeración, excepto en las inmediaciones de la entrada de la alimentación, donde por razón natural, se ejerce una mayor demanda por la recirculación.

1.4.2.2. Requerimientos de nutrientes.

Las reacciones biológicas que tienen lugar durante la síntesis de nuevas células requiere la presencia de elementos químicos como Carbono, Hidrógeno, Oxígeno y Nitrógeno fundamentalmente y pequeñas cantidades de Fósforo, Azufre, Sodio, Potasio, Magnesio, Calcio, Hierro y Molibdeno. La mayoría de estos elementos se encuentran en las aguas residuales, sin embargo, es común que existan

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

deficiencias de fósforo y nitrógeno y, en consecuencia, resulta necesario añadir en los tratamientos biológicos las cantidades adecuadas de estos elementos a los que se denomina nutrientes.

Para este objeto, se emplean normalmente compuestos llamados fosfatos como fuente de fósforo y urea como fuente de nitrógeno.

Las cantidades precisas de nutrientes dependen de las características del agua residual y del tipo de Tratamiento Biológico empleado, sin embargo se aceptan los siguientes valores medios:

- 43 gramos de nitrógeno por kg. de DBO removida.
- y 6 gramos de fósforo por kg. de DBO removida.

La respiración endógena que aparece cuando comienza a faltar la materia orgánica usada como alimento, supone una liberación de Nitrógeno y Fósforo, usados previamente en la síntesis de nuevas células, de manera que se les puede reutilizar haciendo que las necesidades totales de nutrientes en el proceso sean función del grado de síntesis y de respiración endógena.

1.4.2.3. Retorno y Purga de Lodos.

Aún cuando son parámetros de operación se ha considerado conveniente incluirlos en esta sección considerando que las variaciones en magnitud de ambos inciden en forma considerable en el comportamiento del proceso, de tal manera que ambos alcanzan la categoría de parámetros fundamentales de diseño y control.

El retorno o recirculación de los lodos activados colectados en las tolvas del tanque de sedimentación secundaria permite aumentar el tiempo que los microorganismos están en contacto con la materia orgánica contenida en el agua residual y mantener la concentración de éstos dentro del tanque de aeración en el nivel especificado.

El porcentaje o tasa de recirculación respecto al caudal de entrada (influyente) varía según la calidad de los lodos activados que se tengan en el tanque de aeración, sin embargo, se han establecido ciertos límites para las diferentes variantes del proceso los cuales se enlistan en la siguiente Tabla:

Variante	Tasa de recirculación (respecto a caudal influente)		
	Límite inferior	Usual	Límite superior
Alta tasa	10	20	50
convencional	15	20-30	75
Aeración			
Extendida	50	100	200
Adición escalón	20	50	75
Estabilización			
por contacto	50	100	150

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

Para ajustar el control sobre la cantidad de microorganismos del tanque de aeración (medidos indirectamente como sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado) se hace uso de la purga, es decir del retiro de una cierta cantidad de lodos del sistema, la cual es determinada en función del nivel de sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado deseado para la variante del proceso que se maneje.

Variante	Valores para concentración de SSVLM (mg/l)		
	Inferior	Usual	Superior
Aeración prolongada	4000	5000	6000
Convencional	2000	2500	3000
Adición escalonada	2000	3000	
Mezcla completa	3000	4000	6000
Estabilización por contacto	1500 (contacto) 6000 (estab.)	4000(contac) 10000(estab)	

Por consiguiente, al purgar los lodos, ya sea directamente de las tolvas o bien de la línea de recirculación, se ejerce una acción inversa sobre la concentración de SSVLM es decir a mayor volumen de lodos purgados, habrá un descenso en el nivel de SSVLM y viceversa.

Mediante la purga de lodos se puede establecer un equilibrio entre la producción de nuevas células por síntesis, la muerte de ellas por respiración endógena y las cantidades que entran en la recirculación y abandonan el tanque de aeración hacia el sedimentador secundario.

La realización tanto de la recirculación como de la purga de lodos, tienen considerable influencia sobre los siguientes aspectos:

- Calidad del efluente
- Velocidad (tasa) de crecimiento de los microorganismos.
- Consumo de oxígeno
- Sedimentabilidad del licor mezclado
- Cantidad necesaria de nutrientes
- Presencia de espuma
- Nitrificación

1.4.2.4. Presencia de sustancias tóxicas y otros factores.

En el inciso 1.1 se mencionó que existen compuestos que resultan tóxicos para los microorganismos. Esto implica no solamente la destrucción de la biomasa (lodos activados) sino también los efectos en su desarrollo (metabolismo) que pueden ser retardo del crecimiento, alteraciones celulares, etc.

Debido a la considerable variación en cantidad y tipo de las descargas vertidas al sistema de drenaje, no es raro que varias de estas sustancias se encuentren presentes al mismo tiempo en el agua residual, lo cual complica aún mas la

situación debido a las interacciones existentes entre los compuestos y el agua o bien entre sí.

A cambio de lo anterior, se tiene que el volumen de aguas residuales que maneja el sistema de drenaje permite la dilución de estos compuestos a niveles de concentración inofensivos en muchos casos; sin embargo, cada vez resulta más frecuente que dichas concentraciones de agentes tóxicos rebasen el límite considerado permisible y presenten, en consecuencia, problemas potenciales a la salud por el reuso de tales aguas debido a que no se les puede remover con el proceso de lodos activados.

Entre estas sustancias tóxicas, ocupan lugares importantes las provenientes de las descargas de desechos industriales, tales como:

- a) Metales pesados: Hierro, Plomo, Cromo, Arsénico, Mercurio, Cobre, Níquel, etc.
- b) Compuestos orgánicos sintéticos (insecticidas, plaguicidas, hidrocarburos).
- c) Sustancias radiactivas
- d) Grasas y aceites en exceso

Las formas en que esas sustancias actúan sobre los microorganismos son variadas y comprenden desde el recubrimiento de las células impidiendo el paso de nutrientes y oxígeno, hasta el bloqueo de las enzimas encargadas de la aceleración de las reacciones bioquímicas necesarias para llevar a cabo la biodegradación.

Muchos de los metales pesados tienden a formar compuestos insolubles que se separan de la solución y sedimentan (o precipitan); como solamente las partículas de los metales que están en solución son tóxicas para los microorganismos, las características químicas del agua resultan importantes para evaluar la toxicidad de los distintos metales pesados.

Por otra parte, deben tenerse en cuenta otros tres factores que resultan importantes para el desarrollo de los microorganismos (biomasa).

El **pH** Indica, en forma simple, el grado de acidez o alcalinidad que presenta un agua determinada; se ha definido que un agua presenta características ácidas si el valor de su pH está entre 1 y 6.9, un valor de 7.0 indica neutralidad, mientras que de 7.1 a 14 se acentúa su alcalinidad; el pH del agua influye no sólo en la velocidad con que se efectúa la biodegradación; sino también en el tipo de microorganismos que pueden vivir en estas condiciones. De todo esto, resulta que la mayoría de los microorganismos que intervienen en la degradación de la materia orgánica (en su mayoría bacterias) se desarrollan a un valor óptimo de pH de 7.0 y pueden sobrevivir sin grandes variaciones entre 6.5 y 8.5, de tal manera que cuando el pH del agua desciende o sobrepasa respectivamente estos valores, muy pocas bacterias pueden desarrollarse y el tratamiento resulta afectado negativamente.

La temperatura influye directamente en la velocidad de degradación esto es, a mayor temperatura se incrementa dicha velocidad (hasta los 40°C. aproximadamente); aparentemente la velocidad de degradación se duplica por cada aumento de 10°C en la temperatura del agua.

Así mismo, la influencia de la temperatura se manifiesta en la concentración de oxígeno disuelto (O.D.) que puede existir en el agua, de tal manera que la concentración de oxígeno disuelto disminuye a medida que la temperatura aumenta.

El contenido de **sales disueltas**, no tóxicas para las bacterias, es de gran importancia como se mencionó al hablar de requerimientos de nutrientes ya que de ellas, la biomasa extrae las cantidades necesarias para su desarrollo, sin embargo, en el caso de lodos activados no puede sobrepasarse una concentración límite de 8 g/l ya que en este caso se dificulta la floculación y sedimentación de los lodos.

En resumen, la consideración de estos factores interviene apreciablemente en el mejoramiento del proceso y debe evaluarse su efecto en cada instalación de tratamiento con el fin de controlarlas.

1.4.2.5. Influencia del comportamiento hidráulico.

El comportamiento hidráulico o sea, el modo en que se realiza el tránsito de agua a través de las diferentes unidades que integran el proceso, ha demostrado ser un factor de gran importancia para su eficiencia. En efecto, se ha demostrado, que la existencia de problemas hidráulicos (tales como cortocircuitos y zonas muertas) se traducen en disminuciones apreciables en la eficiencia de remoción de materia orgánica, lo que resulta lógico si se considera que las condiciones de mezclado influyen en la transferencia de oxígeno desde las burbujas de aire al licor mezclado, y en el aprovechamiento del sustrato (materia orgánica por los microorganismos).

Aún cuando el estudio del comportamiento hidráulico no se restringe solamente al tanque de aeración (ya que afecta también a la sedimentación o a la desinfección p. ej.) es en éste donde se observan los mayores efectos por las razones antes expuestas; así puede afirmarse que la existencia de problemas hidráulicos se relaciona directamente con el diseño del tanque y con las características y eficiencia del equipo de aeración; de entre estas últimas destaca el arreglo, y estado físico de los difusores de aire o, en su caso, la localización y potencia de los aeradores superficiales.

Es conveniente resaltar que, por todas estas razones, el mantenimiento y adecuada operación del equipo de aeración es extremadamente importante para mantener condiciones óptimas de tratamiento.

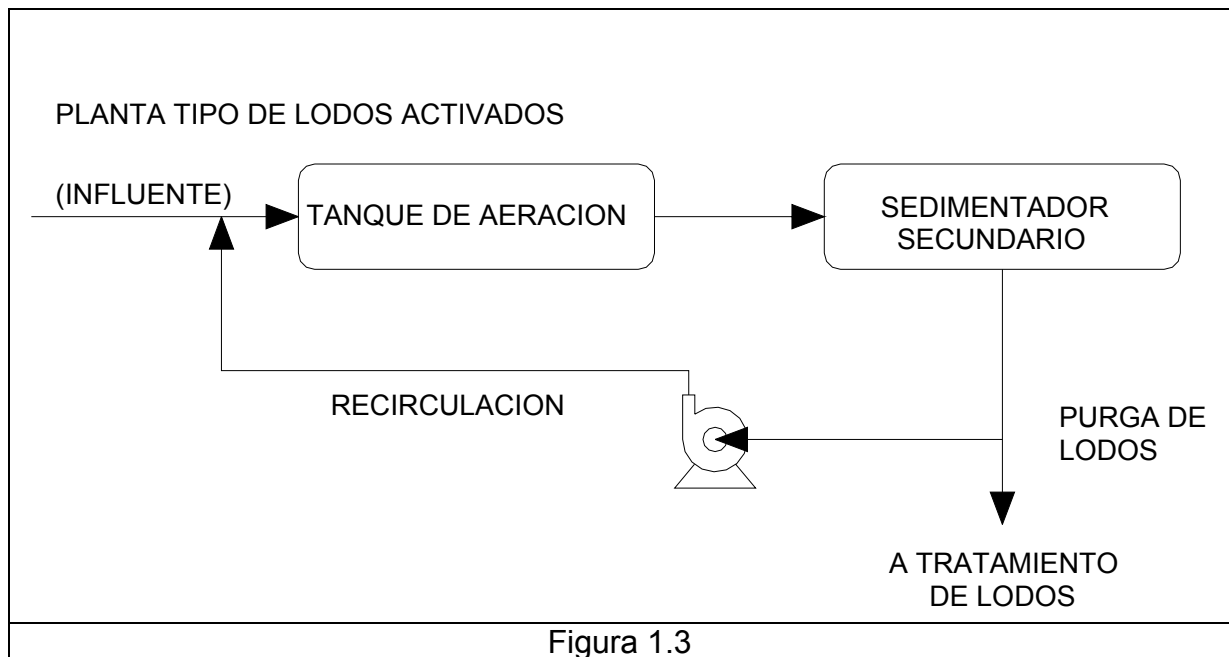
Patrones de flujo.

En función de las características de alimentación de aguas residuales y de aire, el arreglo físico del equipo de aeración, etc. el caudal puede adoptar dos patrones de flujo:

PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

- Completamente mezclado
- Flujo pistón

En la figura 1.3 puede verse esquematizado, el arreglo para un flujo completamente mezclado; su característica principal es que la energía aplicada para aeración y mezcla es tal, que las características de licor mezclado, en términos de Sólidos Suspendidos Volátiles en el Licor Mezclado (SSVLM), Oxígeno Disuelto (O.D.), etc., son iguales en cualquier punto del tanque; las aguas residuales de entrada (influentes) son mezcladas rápidamente con el licor, de tal manera que hay poca cantidad de alimento disponible para una gran masa de microorganismos.



Por tal razón, este patrón de flujo permite asimilar sobrecargas instantáneas sin detrimento en la calidad del efluente.

1.4.3. Variaciones del proceso.

Con el fin de conseguir mejores técnicas y/o economías en la operación y, en algunos casos, resolver ciertas condiciones locales, se han introducido variantes respecto al esquema que podría llamarse "convencional" del proceso de lodos activados; dichas variantes consisten en la modificación de algunos parámetros de diseño, supresión de unidades, arreglos físicos, etc. principalmente pueden mencionarse dos clasificaciones fundamentales:

- De acuerdo a la carga del proceso
- De acuerdo al arreglo físico

1.4.3.1 De acuerdo a la carga del proceso

- Alta tasa Usualmente no utiliza sedimentador primario, se le emplea normalmente como primera etapa cuando se desea nitrificación completa. Sus desventajas principales son: Altos costos y bajas eficiencias respecto a otras variantes.
- Convencional Altas eficiencias de degradación de materia orgánica (medida como remoción de DBO); requiere espacios pequeños comparado con otros procedimientos biológicos secundarios. Su desventaja es Gran sensibilidad a variaciones de carga.
- Aeración extendida Alta permanencia o tiempo de retención en el aerador a densidades elevadas de licor mezclado. Los lodos descargados del sistema no presentan problemas para la disposición pues se estabilizan durante su permanencia en el tanque de aeración; requieren áreas más grandes que el convencional.

1.4.3.2 De acuerdo al arreglo físico

- Adición por pasos Disminuye el efecto de sobrecargas instantáneas porque el agua cruda se introduce en varios puntos a lo largo del tanque de aeración.
- Aeración gradual Se busca igualar la cantidad de aire suministrado con la demanda de oxígeno a lo largo del tanque. Como la demanda más alta se tiene en la entrada, se intensifica la aeración en esta parte, disminuyéndola conforme se avanza a lo largo del tanque y disminuye la demanda de oxígeno.
- Estabilización por contacto Permite lograr una reducción en el volumen del tanque de aeración de $\pm 50\%$ o bien duplicar la capacidad de un tratamiento convencional si se le rediseña para esta variante. Sin embargo, la eficiencia puede reducirse en forma sensible.

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE "SAN JUAN COSALÁ"

2. Planta de Tratamiento de Aguas Residuales "San Juan Cosalá"

2.1. Introducción.

El contenido de esta sección tiene fundamentalmente, los siguientes propósitos:

- a) Conocer la ubicación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de "San Juan Cosalá"
- b) Permitir la adecuada identificación de equipos, dispositivos y/o aditamentos que integran la planta. Con este objeto se presenta una descripción breve de las diferentes etapas de tratamiento y su localización en la planta.

2.2. Descripción de la Planta.

2.2.1. Localización.

Tabla 2.1			
Municipio	Localidad	Tipo de sistema	Ubicación
Jocotepec	San Juan Cosalá	Lodos Activados en la modalidad de aeración extendida	Se ubica en la cuenca del lago de Chapala a una distancia aproximada de la ciudad de Guadalajara, Jalisco de 65 kms; con respecto del lago de Chapala se ubica en su parte noroeste y colinda con los municipios de: al norte con Tlajomulco de Zuñiga, al sur con el lago de Chapala, al este con Chapala y al oeste con Zacoalco de Torres. La planta se encuentra ubicada en la delegación de san Juan Cosalá, municipio de Jocotepec, Jalisco en el domicilio de carretera Chapala-Jocotepec # 507.

2.2.2. Características generales.

La planta fue diseñada para tratar un caudal de 13 litros/segundo por medio de dos módulos de tratamiento de lodos activados convencional (de 6.5 lts/seg cada uno). El módulo de tratamiento (nivel secundario) consta de: cárcamo de bombeo, pretratamiento, reactor biológico, sedimentador secundario, cloración, lechos de secado. En las figuras 2.1 y 2.2 se pueden observar la planta general y el diagrama de flujo actual de la PTAR San Juan Cosalá.

2.3 Unidades de tratamiento

- Pretratamiento

**PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE
"SAN JUAN COSALÁ"**

- Cárcamo de bombeo
- Hidrocriba
- Reactor biológico
- Sedimentador secundario
- Tanque de contacto de cloro
- Deshidratación de lodos con lechos de secado

2.4 Descripción del proceso

2.4.1 Pretratamiento y canales desarenadores

El agua residual llega a la planta de tratamiento por el colector hasta la fosa de desarenado, ahí se encuentran dos canales desarenadores con un ancho de 0.8 m donde se separan los sólidos como arena y materiales voluminosos,

Dimensiones

Canal 1

Largo: **5.12 m**

Ancho: **0.78 m**

Profundidad del canal: **0.90 m**

Canal 2

Largo: **5.12 m**

Ancho: **0.78 m**

Profundidad del canal: **0.90 m**

Tratamiento preliminar.

Tabla 2.2						
Equipamiento	Existe	Largo	Ancho	Alto	Angulo	Calibre
Caja de llegada	No					
Canal de demasías	Sí					
Compuerta	Sí	0.90		0.79		
Rejillas medianas	Sí	0.74	0.50			
Charola colectora de escurrimiento	Sí	0.74	0.50			
Rejillas gruesas	Sí	0.74	0.50			
Charola colectora de escurrimiento	Sí	0.74	0.50			
Canal desarenador	Sí	5.12	0.78	0.90		
Vertedor Sutro	Sí	0.74		0.90		3/16"
Canal Parshall	No					

**PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE
"SAN JUAN COSALÁ"**

Continuación Tabla 2.2						
Equipamiento	Existe	Largo	Ancho	Alto	Angulo	Calibre
Equipo de bombeo	Sí					
Equipo de bombeo de respaldo	Sí					
Medidor de flujo	No					
Rejillas Irving	Sí					
Escalera marina	Sí					
Equipo electromecánico	Sí					
Contenedor de desechos	No					

Tabla 2.3				
Equipamiento	Separación entre rejillas	No. de separaciones	Diámetro	Calibre
Tubo o colector de llegada			14"	1/2"
Canal de demasías				
Rejillas medianas	1/2"	50		1/4"
Rejillas gruesas	0.03	22		1/16"

Es necesario rediseñar el sistema de cribado.

2.4.2 Cárcamo de bombeo de aguas residuales

El agua libre de sólidos llega al cárcamo de bombeo de sección circular, el cual tiene un diámetro de 3.5 m. y profundidad de 3.7 m; en dicho cárcamo se encuentran alojadas tres equipos de bombeo (dos de 10 HP y uno de 20 HP).

2.4.3 Hidrocribas

El agua es descargada a una hidrocriba con ancho de 4 ft construida de aluminio y rejilla en acero inoxidable.

La hidrocriba trabaja actualmente sobrecargada debido a que el bombeo incluye aguas crudas y el lodo de recirculación del reactor biológico.

2.4.4 Tanque de aeración

El agua es bombeada hasta el tanque de aeración donde se lleva a cabo las reacciones de degradación biológica. El licor mezclado es conducido al sedimentador secundario, donde se separa el lodo mediante control de válvulas, descargando una parte dentro del cárcamo de bombeo y la otra enviada a los lechos de secado.

Dimensiones del tanque de aeración # 1

Largo: **10.62 m**

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE "SAN JUAN COSALÁ"

Ancho: **9.60 m**
Profundidad: **4.50 m**
Altura del tirante: **3.95 m**
Altura de bordo libre: **0.55 m**
Volumen: **428.51 m³**
Tipo de aeración: **sopladores y difusores gruesos de propela**

Dimensiones del tanque de aeración # 2
Largo: **10.57 m**
Ancho: **9.76 m**
Profundidad: **4.52 m**
Altura del tirante: **3.97 m**
Altura de bordo libre: **0.55 m**
Volumen: **428.51 m³**
Tipo de aeración: **sopladores y difusores gruesos de propela**

2.4.5 Sedimentadores secundarios

El efluente del tanque de aeración, llamado licor mezclado, pasa a un tanque de sedimentación donde se separa el sólido suspendido del licor mezclado SSLM permitiendo la sedimentación de estos en el fondo del tanque, el agua clarificada que se encuentra en la parte superior es recolectada por una canaleta perimetral que se conduce al tanque de contacto de cloro. La forma de los clarificadores es piramidal. Dimensiones de los dos clarificadores:

Largo: **9.60 m**
Ancho: **3.52 m**
Profundidad: **6.16 m**
Ancho del fondo: **0.50 m**
Largo del fondo: **0.50 m**
Altura del tirante: **5.71 m**
Altura de bordo libre: **0.55 m**
Volumen: **99.95 m³** por cada módulo de clarificación

Actualmente la recirculación de lodos es por gravedad conectado directamente al cárcamo de bombeo de aguas crudas, por lo que es necesario colocar un cárcamo de bombeo que facilite el manejo de lodo para recirculación y envío de lodos a lechos de secado.

2.4.6. Tanque de contacto de cloro

Este proceso cuenta con un tanque de contacto de cloro con las siguientes dimensiones:

Largo total del serpentín: **5.03 m**
Ancho: **3.24 m**
Largo de muros internos: **2.00 m**

**PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE
"SAN JUAN COSALÁ"**

Ancho de muros: **0.20 m**

Altura: **3.69 m**

Bordo libre: **1.20 m**

Volumen: **26.38 m³**

En dicho tanque se aplica una dosis adecuada de cloro para la desinfección del agua y eliminación de organismos patógenos, finalmente el agua es descargada al cuerpo receptor que es el Lago de Chapala.

2.4.7 Lechos de secado

Los lodos purgados manualmente con ayuda de válvulas se envían a los lechos de secado para su deshidratación, sus dimensiones son las siguientes:

Largo promedio: **10.81 m**

Ancho: **6.23 m**

2.4.8 Cárcamo de aguas filtradas.

En el cárcamo de aguas filtradas o de lixiviados de sección circular bombea el agua producto de la infiltración de los lechos de secado al cárcamo de bombeo, cuenta con dos bombas verticales de 1.5 HP cada una. Dimensiones:

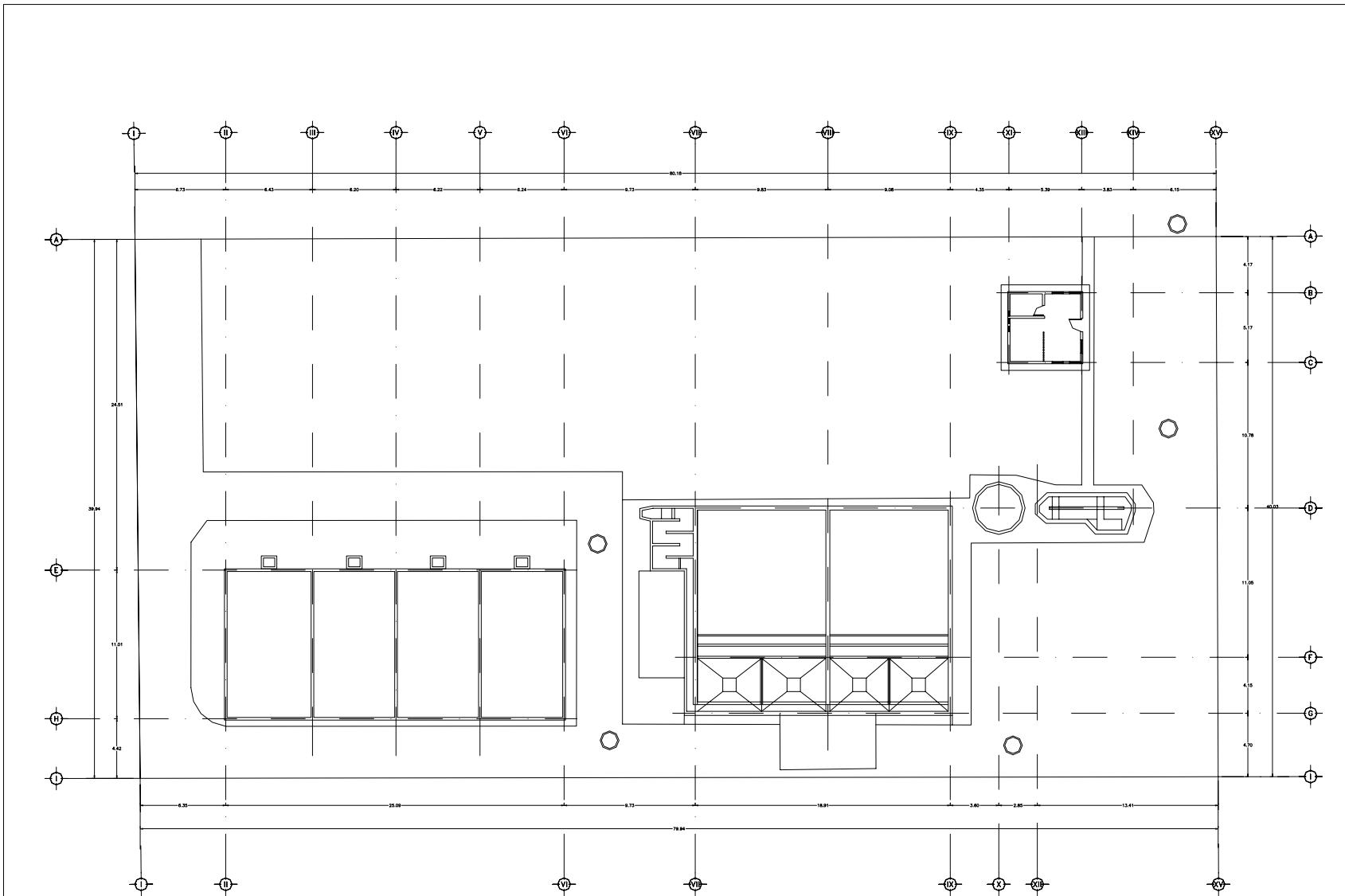
Diámetro: **1.40 m**

Profundidad: **1.53 m**

Altura de tirante: **1.08 m**

2.4.9 Relación de equipos instalados

Tabla 2.4				
Ubicación	No.	Descripción	Hp/equipo	Hp instalado
Cárcamo de aguas crudas	1	Bombas sumergibles mca. Impel	20	20
Cárcamo de aguas crudas	1	Bombas sumergibles mca. Impel	10	10
Reactor biológico	2	Sopladores sutorbilt	25	50
Caseta de cloración	2	Bombas centrífugas	1.5	3
Cuarto compresor	1	Compresor	5	5
Cárcamo de agua filtradas	2	Bombas de columna	1.5	3
Sedimentador secundario	1	Bomba centrífuga p/riego	1	1
	1	Motor (stock)	25	25



PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
CROQUIS DE LOCALIZACION

imasa Ingeniería del Medio Ambiente S.A. de C.V.
Agricultores 83 Col. Escarabajo C.P. 11800 México, D.F.
Tel. 5515 6619 - 5516 3298 Fax 272 9948
E-mail: imasa97@prodigy.net.mx

PLANTA SAN NICOLAS IBARRA
UBICACION Municipio de Chapala Jalisco
AREA TRATAMIENTO DE EFLUENTES

TITULO PLANTA ARQUITECTONICA DE CONJUNTO

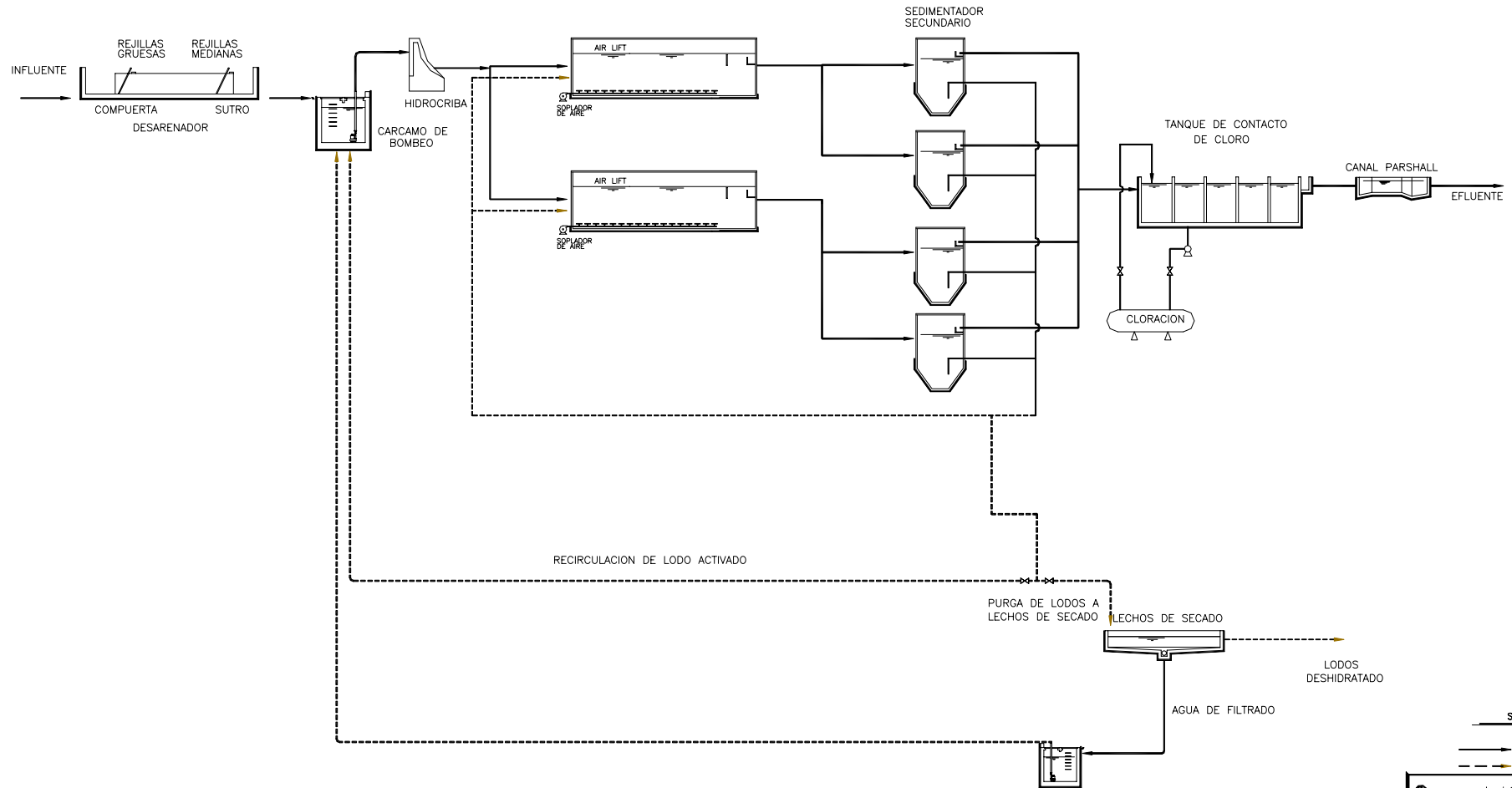
PLANTA	PROYECTO	No. PLANO	REV.
		<u>Fig.2_1</u>	<u>0</u>

No.	FECHA	DESCRIPCION	DELUJO	REVISO	APROBO	No. DE PLANO	TITULO

ESCALA	1:100	ACOTACION	MTS.
DIBUJO	A.S.R.	FECHA	MAR-04
REVISO	ING. R. C. A.	FECHA	MAR-04
APROBO			
APROBO			
APROBO			

REVISIONES DIBUJOS DE REFERENCIA

DIAGRAMA DE FLUJO



SIMBOLOGIA
 ————— FLUJO DE AGUA
 - - - - - FLUJO DE LODOS

inosa Ingeniería del Medio Ambiente S.A. de C.V.
 Apdo. 93 Col. Encinas C.P. 11900 México, D.F.
 Tels. 5515 6619 - 5516 3298 Fax 272 9948
 E-mail: inosa@78prodigy.net.mx

PLANTA: **SAN JUAN COSALÁ**
 UBICACION: **Municipio de Chapala Jalisco**
 AREA: **TRATAMIENTO DE EFLUENTES**

TITULO: **DIAGRAMA DE FLUJO**
 PLANTA: _____ No. PLANO: _____ REV.: _____
 PROYECTO: _____ Fig.2_2 0

REVISIONES					DIBUJOS DE REFERENCIA						
No.	FECHA	DESCRIPCION	DIBUJO	REVISO	APROBO	No. DE PLANO	TITULO	ESCALA	S/ESQ.	ACOTACION	MM.

DIBUJO	M.A.A.T.	FECHA

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DE DISEÑO DE LA CALIDAD DEL AGUA

3. Especificaciones técnicas y de diseño de la calidad del agua.

A continuación se presenta el marco de referencia para el análisis y diseño del sistema de tratamiento de “San Juan Cósala”

Los parámetros de diseño del agua influente se presentan en la tabla 3.1 y fueron proporcionados por el organismo operador de la planta (CEAS).

El agua tratada mediante la PTAR cumplirá con los límites máximos permisibles de la norma **NOM-001-ECOL-1996** que se presentan en la Tabla 3.2.

3.1 Calidad del agua influente a la PTAR

Tabla 3.1 Calidad de la descarga de agua residual “influente” de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales	
PARAMETROS	CONCENTRACION PROMEDIO
(mg/l, excepto cuando se especifique)	SAN JUAN COSALÁ
Temperatura	27 °C
Demanda Bioquímica de Oxígeno ₅	270
Demanda Bioquímica de Oxígeno Soluble	140
Sólidos Suspendidos Totales	230
Sólidos Suspendidos Volátiles	185
Grasas y Aceites	85
PH	6.7
Materia Flotante	Presente
Nitrógeno Total	50
Nitrógeno Amoniacal	33.5
Nitrógeno Orgánico	16.5
Fósforo Total	8

3.2 Calidad del agua efluente

El agua efluente debe cumplir con la NOM-001-ECOL-1996 que establece los límites máximos permisibles de contaminantes de descargas de aguas residuales en cuerpos receptores tipo C.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DE DISEÑO DE LA CALIDAD DEL AGUA

Tabla No. 3.2 Límites máximos permisibles establecidos en la NOM-001-ECOL-1996 aplicables a las descargas de agua residual de las localidades del Paquete de Concurso son las que se mencionan a continuación

PARAMETROS (mg/l, excepto cuando se especifique)	Concentración Promedio Mensual (P.M) tipo "C"
Temperatura (°C) ⁽¹⁾	< 40
Potencial Hidrógeno (unidades de pH)	5 – 10
Demanda Bioquímica de Oxígeno ₅	30
Sólidos Suspendidos Totales	40
Sólidos Sedimentables (ml/l)	1.0
Grasas y Aceites ⁽²⁾	15
Materia Flotante ⁽³⁾	Ausente
Nitrógeno Total	15
Fósforo Total	5
Arsénico*	0.1
Cadmio*	0.1
Cianuro*	1.0
Cobre*	4.0
Cromo*	0.5
Mercurio*	0.005
Níquel*	2.0
Plomo*	0.2
Zinc*	10
Coliformes Fecales (NMP/100 mL)	1000
Huevos de Helminto (huevos / L)	5

*Todos los metales son totales

(1) instantáneo

(2) muestra simple promedio ponderado

(3) según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006

Ninguna muestra instantánea deberá exceder los rangos permisibles para potencial de hidrógeno con valores de 5 a 10 unidades.

P.M.= Resultado del promedio aritmético de al menos dos muestreos compuestos en un mes calendario.

3.3 Gasto a tratar

En el cuadro siguiente se presentan el gasto de diseño.

Tabla 3.3	
San Juan Cosalá	Gasto a tratar (L/s)
Gasto medio	13
Gasto mínimo	6.5
Gasto máximo	41

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DE DISEÑO DE LA CALIDAD DEL AGUA

3.4 Parámetros de diseño.

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales "San Juan Cosalá" en Chapala, Jal., utiliza un Proceso Biológico conformado por un sistema de aeración extendida y sedimentación. Este sistema removerá los sólidos contenidos en el agua residual y alrededor del 90 % de la materia orgánica. El sistema tendrá una capacidad de diseño de 13 l/seg y las unidades están instaladas secuencialmente de modo que el sistema opere en forma continua. La eficiencia demandada al sistema de tratamiento será:

PARÁMETRO	UNIDADES	INFLUENTE	EFLUENTE	% REMOCION
Temperatura	°C	27	< 40	---
Nitrógeno Total	mg/l	50	15	70.00
Grasas y Aceites	mg/l	85	15	82.35
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	230	40	82.61
Demanda Bioquímica de Oxígeno ₅	mg/l	270	30	88.89
Coliformes Fecales	NMP/100ml.	2.10E+07	1000	99.9952
Huevos de Helminto	huevo/litro	<u>5</u>	1	80.00

Como se podrá observar los requerimientos de remoción de nitrógeno son altos (70%), por lo que se tendrá que diseñar el sistema para la remoción de este contaminante, mediante la adición de una cámara anóxica.

4. ACTUALIZACIÓN DE LA INGENIERIA DE DETALLE DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE SAN JUAN COSALÁ.

La actualización de la ingeniería de detalle de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de San Juan Cósala, involucra la rehabilitación de los sistemas existentes y la modificación de las unidades actuales para cumplir con los parámetros de descarga marcados en las especificaciones técnicas y de diseño de la calidad del agua (Capítulo 3).

Como ya se ha comentado las unidades existentes son:

Pretratamiento

- Rejilla de cribado grueso y fino
- Canal de desarenado
- Cárcamo de bombeo
- Hidrocriba

Tratamiento de Aguas Residuales

- Reactor biológico
- Sedimentador secundario
- Tanque de contacto de cloro

Tratamiento de Lodos

- Deshidratación de lodos con lechos de secado
- Cárcamo de aguas filtradas

Como parte de la actualización de la ingeniería de proceso se modifico el sistema de tratamiento mediante la adición de una cámara anóxica en el reactor biológico y la adición de un cárcamo de bombeo de lodos para recirculación y envío de lodos a lechos de secado. Ver Figuras 4.1 y 4.2.

Las acciones a realizar para la actualización de ingeniería de proceso serán:

- Para el pretratamiento se realizará el diseño de las rejillas de cribado necesarias según los requerimientos de paso de 20 mm para la primera criba y 12 mm para la segunda.
- Se analizará el canal de desarenación para confirmar si cumple con los requerimientos de gasto máximo de diseño.
- Se colocará y diseñara un vertedor tipo doble sutro para controlar el gasto de agua residual entrante a la planta de tratamiento.
- El cárcamo de bombeo se analizará para saber si tiene el volumen de control necesario para evitar posibles sobrecargas.

- Se analizará el reactor biológico para saber si cumple con las demandas de tiempo de retención hidráulico para condiciones de verano e invierno, se determinaran los requerimientos de oxígeno por demanda del sistema y por mezcla completa checandose cual es el óptimo y se le agregará una zona anóxica para cumplir con los requerimientos de eliminación de nitrógeno como nitritos o nitratos por desnitrificación.
- En el sedimentador secundario se analizará la carga superficial y se comparará con lo recomendado para este tipo de unidades, verificándose además la carga sobre vertedores para gasto medio y máximo. Así mismo se diseñará un cárcamo de lodos del sedimentador secundario para control de la recirculación de lodos y envío de estos a lechos de secado.
- Se confirmaran las dimensiones del tanque de cloración con lo recomendado para dosis óptima y flujo pistón.
- Se agregará un canal parshall para poder controlar el gasto real de agua tratada a la descarga de la planta de tratamiento.
- Se checarán los lechos de secado para ver si cumplen con los requerimientos de área.

4.1. Cribado Grueso.

4.1.1. Introducción

El cribado tiene como objetivo principal remover o reducir el contenido de sólidos de gran tamaño y basuras que pueden interferir en el buen funcionamiento de los equipos de la planta ubicadas corriente abajo como bombas, válvulas, reactores, sedimentadores, etc.

Para el caso de la planta de San Juan Cosalá, tenemos una planta para un gasto máximo de 41 l/seg. De acuerdo con el levantamiento de campo se tuvo un ancho de canal de 0.73 m y 0.56 m de alto con un bordo libre variable.

A continuación se realizará un análisis de la rejilla de cribado para las condiciones de gasto máximo.

La criba de barras consistirá de barras de acero inclinadas a 45° con respecto a la horizontal, las cuales estarán espaciadas a intervalos iguales e irán soldadas a un marco del mismo material. Esta criba de barras será colocada en la sección transversal del canal de cribado para retener los sólidos y basuras flotantes presentes en el agua residual que sirve de alimentación a la planta.

4.1.2. Diseño.

Ecuaciones básicas para el diseño.

a). Para el cálculo del ancho del canal de cribado.

$$W = \frac{(B+S) \cdot (FK)}{S \cdot VD}$$

donde,

W = Ancho del canal	m	0.73	
B = Espesor de las barras de la rejilla	mm	6.35	
S = Espacio entre barras	mm	20 (bases de diseño)	
F = Flujo máximo o de diseño	lps	41	
K = Constante numérica		0.001	
V = Velocidad máxima a través de la de la rejilla	m/s	0.25	
D = Tirante del agua a flujo de diseño	m		

Despejando para D.

$$D = 0.296 \text{ m}$$

b). Para el cálculo del número de barras.

$$NB = \frac{W+S}{B+S}$$

donde,

NB = Número de barras	adim	
W = ancho del canal	m	0.73
S = Espacio entre las barras de la rejilla	m	0.02
B = Espesor de las barras de la rejilla	m	0.0064

$$NB = 28.46 = 28$$

c). Para el cálculo de la velocidad en el canal.

$$V = \frac{F}{W D}$$

donde,

V = Velocidad en el canal	m/s	
F = Flujo máximo	m ³ /s	0.041
W = ancho del canal	m	0.73
D = tirante de agua a flujo máximo	m	0.296

$$V = 0.1898 \text{ m/seg}$$

d). Para el cálculo de la velocidad en las rejillas.

$$V = \frac{F}{(NB - 1) S D}$$

donde,

V = Velocidad a través de las barras de la rejilla	m/s	
F = Flujo máximo	m ³ /s	0.041
NB = Número de barras		28
D = Tirante de agua a flujo máximo	m	0.296
S = Espacio entre barras de la rejilla	m	0.02

$$V = 0.2565 \text{ m/seg}$$

e) Para el cálculo de la pérdida de carga a través de la rejilla, considerando barras limpias.

$$h = \frac{750 * (V_1^2 - V_2^2)}{g}$$

donde,

h = Pérdida de carga	mm	
V ₁ = Velocidad a través de las barras de la rejilla	m/s	0.2565
V ₂ = Velocidad en el canal de cribado	m/s	0.1898
g = Aceleración de la gravedad	m/seg ²	9.81

h = 2.28 mm

f). Para el cálculo del volumen de sólidos retenidos.

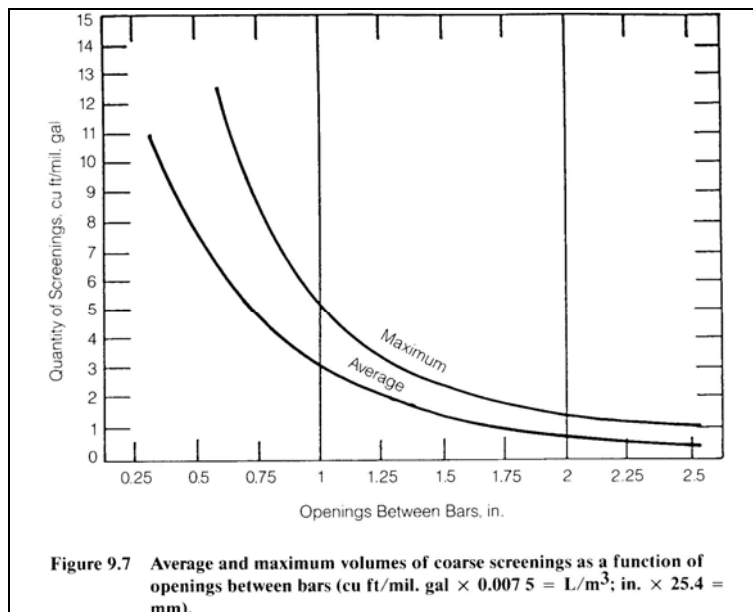
El cálculo del volumen de sólidos retenidos (VSR) varía significativamente dependiendo del espacio entre barras, flujo de agua, características del lugar, tipo de sistema de colección y tipo de criba. Según el Manual of Practice No.8 de la WEF, en su apartado de tratamiento primario figura 9.7, la abertura de 20 mm (0.79 pulg), se obtiene un valor promedio de 4.5 pie³/miles de galones y un valor máximo de 8 pie³/miles de galones de sólidos retenidos. Para la determinación de la cantidad de sólidos retenidos, es necesario multiplicar estos valores por el correspondiente gasto de la planta de tratamiento.

$$VSR_{\text{promedio}} = (4.5 \text{ pie}^3/\text{mil gal})(0.0075 \text{ l/m}^3/\text{pie}^3/\text{mil gal})(0.041 \text{ m}^3/\text{seg})$$

$$VSR_{\text{promedio}} = 0.00138 \text{ l/seg} = 0.005 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$VSR_{\text{máximo}} = (8 \text{ pie}^3/\text{mil gal})(0.0075 \text{ l/m}^3/\text{pie}^3/\text{mil gal})(0.041 \text{ m}^3/\text{seg})$$

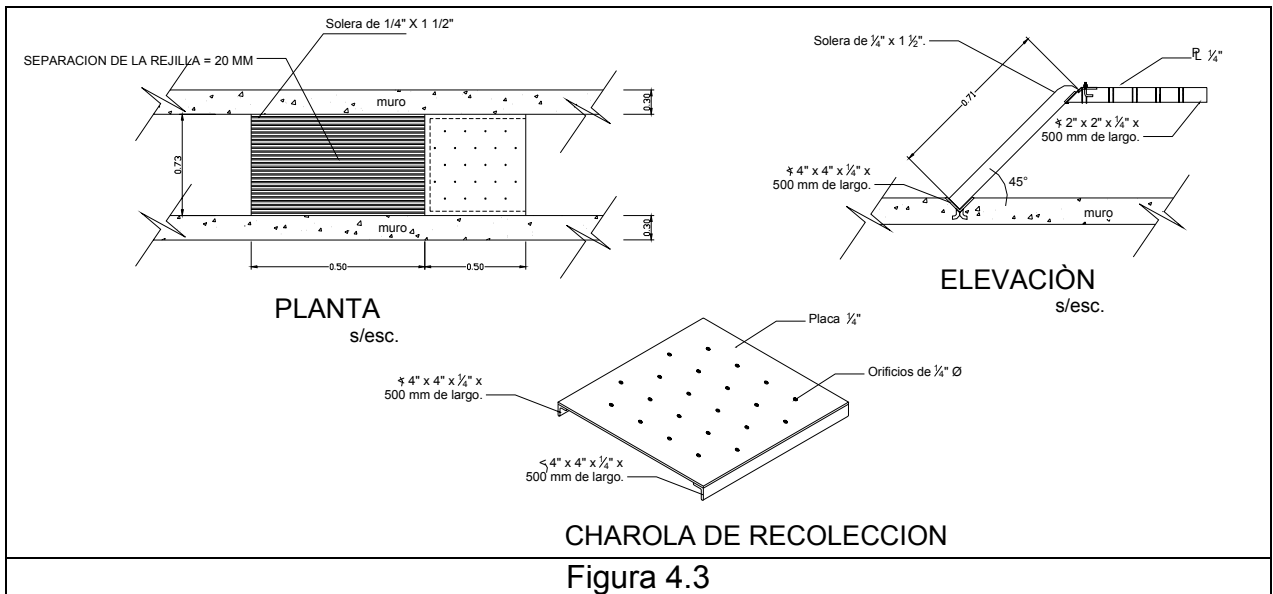
$$VSR_{\text{máximo}} = 0.00246 \text{ l/seg} = 0.009 \text{ m}^3/\text{hr}$$



Como se podrá observar el tirante de trabajo es de 0.296 m y el bordo libre para la rejilla disponible sería más o menos de 0.25 m, comparado con la altura en campo de 0.56 m, cumple con el presente diseño.

Los resultados del análisis realizado se dan en la tabla No. 4.1.

TABLA No. 4.1	
TABLA DE RESULTADOS	
Rejilla de Cribado y Canal de Llegada	
- Espesor de las barras (mm)	6.35
- Separación de las barras (mm)	20
- Pendiente colocación de las barras (grados)	45
- Pérdida de carga a través de las barras (mm)	2.28
- Ancho del canal (m)	0.73
- Tirante del agua (m)	0.295
- Bordo libre (m)	0.264
- Limpieza	manual
- Volumen de sólidos retenidos promedio (m ³ /hr)	0.005
- Volumen de sólidos retenidos máximo (m ³ /hr)	0.009



4.2. Cribado fino.

4.2.1. Introducción

El cribado fino es la segunda etapa del sistema de tratamiento de la planta de tratamiento de San Juan Cosalá, y estará compuesto por rejillas inclinadas a una separación de 12 mm, según los términos de referencia.

Para el análisis tenemos una planta para un gasto máximo de 41 l/seg. De acuerdo con el levantamiento de campo se tuvo un ancho de canal de 0.73 m de ancho y 0.71 m de alto con un bordo libre variable.

A continuación se realizará un análisis de la rejilla de cribado para las condiciones de gasto máximo.

La criba de barras consistirá de barras de acero inclinadas a 45° con respecto a la horizontal, las cuales estarán espaciadas a intervalos iguales e irán soldadas a un marco del mismo material. Esta criba de barras será colocada en la sección transversal del canal de cribado para retener los sólidos y basuras flotantes presentes en el agua residual que sirve de alimentación a la planta.

4.2.2. Diseño.

Ecuaciones básicas para el diseño.

a). Para el cálculo del ancho del canal de cribado.

$$W = \frac{(B+S)*(FK)}{S \quad VD}$$

donde,

W = Ancho del canal	m	0.73
B = Espesor de las barras de la rejilla	mm	6.35
S = Espacio entre barras	mm	12 (bases de diseño)
F = Flujo máximo o de diseño	lps	41
K = Constante numérica		0.001
V = Velocidad máxima a través de la de la rejilla	m/s	0.25
D = Tirante del agua a flujo de diseño	m	

Despejando para D.

$$D = 0.34 \text{ m}$$

b). Para el cálculo del número de barras.

$$NB = \frac{W+S}{B+S}$$

donde,

NB = Número de barras	adim
W = ancho del canal	m 0.73
S = Espacio entre las barras de la rejilla	m 0.012
B = Espesor de las barras de la rejilla	m 0.0064

$$NB = 40.44 = 44$$

c). Para el cálculo de la velocidad en el canal.

$$V = \frac{F}{W D}$$

donde,

V = Velocidad en el canal	m/s
F = Flujo máximo	m ³ /s 0.041
W = ancho del canal	m 0.73
D = tirante de agua a flujo máximo	m 0.344

$$V = 0.1635 \text{ m/seg}$$

d). Para el cálculo de la velocidad en las rejillas.

$$V = \frac{F}{(NB - 1) S D}$$

donde,

V = Velocidad a través de las barras de la rejilla	m/s
F = Flujo máximo	m ³ /s 0.041
NB = Número de barras	40
D = Tirante de agua a flujo máximo	m 0.344
S = Espacio entre barras de la rejilla	m 0.012

$$V = 0.255 \text{ m/seg}$$

e) Para el cálculo de la pérdida de carga a través de la rejilla, considerando barras limpias.

$$h = \frac{750 * (V_1^2 - V_2^2)}{g}$$

donde,

h = Pérdida de carga	mm	
V ₁ = Velocidad a través de las barras de la rejilla	m/s	0.255
V ₂ = Velocidad en el canal de cribado	m/s	0.1635
g = Aceleración de la gravedad	m/seg ²	9.81

$$h = 2.93 \text{ mm}$$

f). Para el cálculo del volumen de sólidos retenidos.

El cálculo del volumen de sólidos retenidos (VSR) varía significativamente dependiendo del espacio entre barras, flujo de agua, características del lugar, tipo de sistema de colección y tipo de criba. Según el Manual of Practice No.8 de la WEF, en su apartado de tratamiento primario figura 9.7, de la abertura de 12 mm (0.47 pulg), se obtiene un valor promedio de 8 pie³/miles de galones y un valor máximo de 12.5 pie³/miles de galones de sólidos retenidos. Para la determinación de la cantidad de sólidos retenidos, es necesario multiplicar estos valores por el correspondiente gasto de la planta de tratamiento.

$$VSR_{\text{promedio}} = (8 \text{ pie}^3/\text{mil gal})(0.0075 \text{ l/m}^3/\text{pie}^3/\text{mil gal})(0.041 \text{ m}^3/\text{seg})$$

$$VSR_{\text{promedio}} = 0.00246 \text{ l/seg} = 0.0089 \text{ m}^3/\text{hr}$$

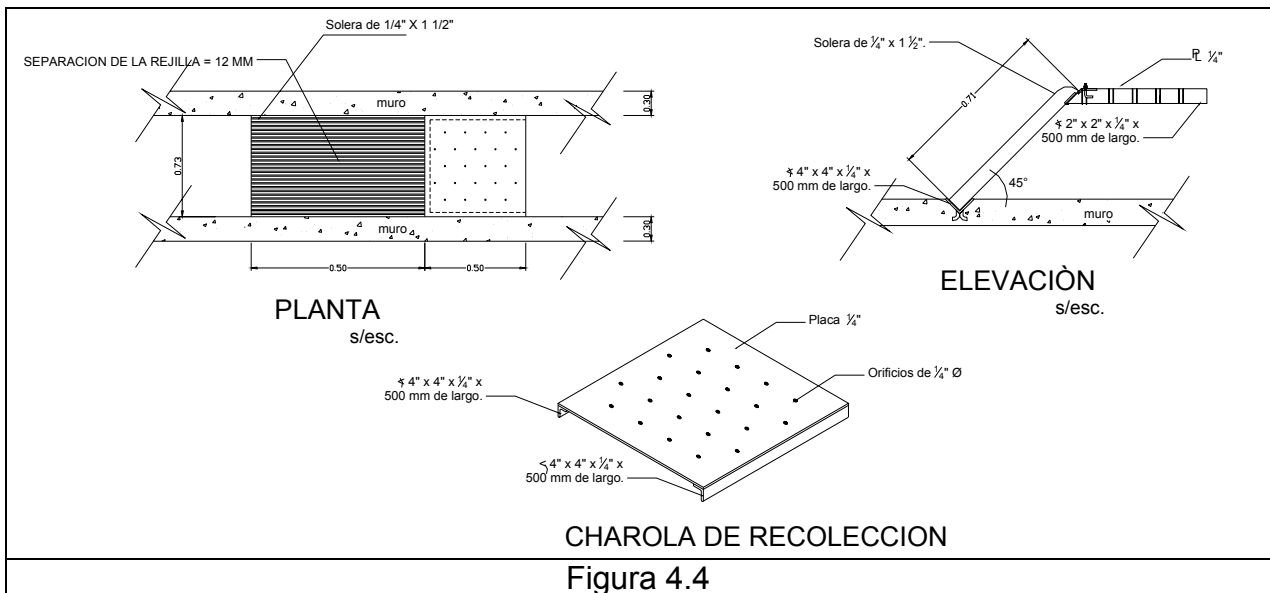
$$VSR_{\text{máximo}} = (12.5 \text{ pie}^3/\text{mil gal})(0.0075 \text{ l/m}^3/\text{pie}^3/\text{mil gal})(0.041 \text{ m}^3/\text{seg})$$

$$VSR_{\text{máximo}} = 0.00384 \text{ l/seg} = 0.0138 \text{ m}^3/\text{hr}$$

Como se podrá observar el tirante de trabajo es de 0.34 m y el bordo libre para la rejilla disponible sería más o menos de 0.37 m, comparado con la altura en campo de 0.71 m, cumple con el presente diseño.

Los resultados del análisis realizado se dan en la tabla No. 4.2.

TABLA No. 4.2	
TABLA DE RESULTADOS	
Rejilla de Cribado y Canal de Llegada	
- Espesor de las barras (mm)	6.35
- Separación de las barras (mm)	12
- Pendiente colocación de las barras (grados)	45
- Pérdida de carga a través de las barras (mm)	2.93
- Ancho del canal (m)	0.73
- Tirante del agua (m)	0.34
- Bordo libre (m)	0.37
- Limpieza	manual
- Volumen de sólidos retenidos promedio (m ³ /hr)	0.0089
- Volumen de sólidos retenidos máximo (m ³ /hr)	0.0138



4.3. Desarenación.

La desarenación es la segunda etapa del tratamiento preliminar de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales "San Juan Cosalá" en Chapala, Jalisco. El desarenado se ubica antes de cualquier equipo mecánico y tiene por objeto extraer del agua residual la grava, arena y partículas más o menos finas con el fin de evitar que se produzcan sedimentos en los canales, conducciones y tanques, así como para proteger las bombas.

La unidad de desarenación consta de dos canales; uno en funcionamiento y uno en espera, para un período de limpieza de 12 horas.

Para esta planta se recomienda que los sólidos acumulados se remuevan del canal en forma manual y se debe considerar un volumen de almacenamiento de arenas para el canal. Generalmente la arena se almacena dejando una profundidad de 0.15 m por debajo del fondo del canal de entrada y salida para mayor facilidad de limpieza. La limpieza de arenas será de forma manual cerrando el canal en uso y abriendo el canal en espera, una vez realizado el proceso se procederá a la limpieza, que será realizada por los trabajadores de mantenimiento por medio de pala y carretilla.

4.3.1. Diseño del proceso.

Criterios de diseño.

- Se diseña para el gasto máximo (Q_{max}). El gasto promedio es de 13 l/seg y el máximo de diseño es de 41 l/seg.
- La velocidad ascendente en la unidad debe estar en el rango de 0.2 a 0.4 m/hr.
- Para controlar la velocidad en el canal es conveniente poner un dispositivo de regulación de flujo al final del canal, tal como un vertedor, vertedor sutro, doble sutro, medidor parshall, etc.

Datos de proyecto

$$Q_{max} = 41 \text{ l/seg}$$

$$S = \text{Densidad relativa de la partícula (adim)} = 2.65$$

$$D = \text{Diámetro de la partícula a separar} = 0.02 \text{ cm} = 0.2 \text{ mm}$$

$$QAR = \text{Volumen de arena producida} = 212.11 \text{ l/día}$$

Dimensionamiento de la Unidad de Desarenación.

a) Propiedades del agua residual.

$$\mu = 1.01 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{seg} @ 20^\circ\text{C}$$

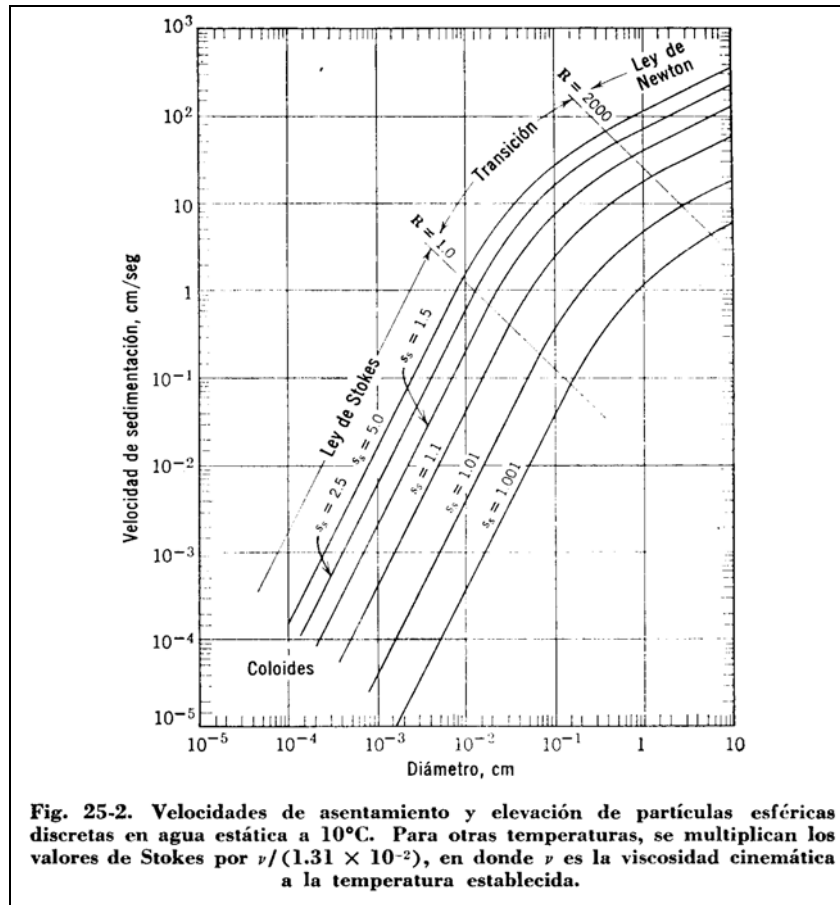
$$\delta = 0.99823 \text{ g/cm}^3 @ 20^\circ\text{C}$$

donde, μ = Viscosidad cinemática, cm^2/seg

δ = Densidad del agua, g/cm^3

b) Calculo de la velocidad de Sedimentación (V_s)

V_s es la velocidad de sedimentación para el 100% de remoción; se obtiene de las figuras 25-2 y 25-3 del libro Purificación de aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales de Fair & Geyer, para ello es necesario conocer la temperatura de operación, D y S .



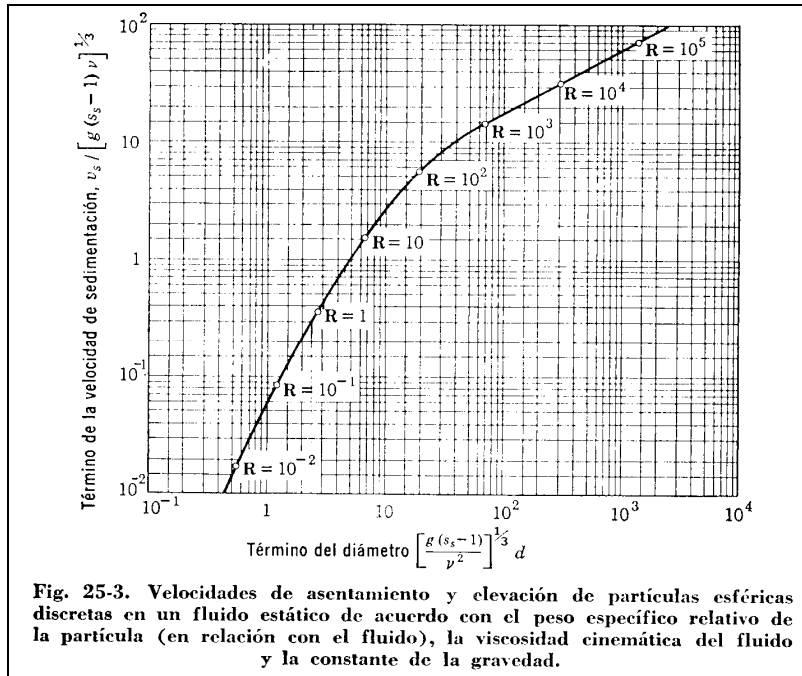


Fig. 25-3. Velocidades de asentamiento y elevación de partículas esféricas discretas en un fluido estático de acuerdo con el peso específico relativo de la partícula (en relación con el fluido), la viscosidad cinemática del fluido y la constante de la gravedad.

$$Vs_{30^{\circ}\text{C}} = Vs_{10^{\circ}\text{C}} * \mu / 1.31 \times 10^{-2}$$

- c) Empleando la figura 25-2 y el valor de 0.02 cm de diámetro de partícula obtenemos que la velocidad de sedimentación es igual a:

$$Vs = 4 \text{ cm/seg a } 10^{\circ}\text{C}$$

Ajustando la velocidad a la temperatura de 20 °C, tenemos que;

$$Vs_{30^{\circ}\text{C}} = \frac{4 * 1.01 \times 10^{-2}}{1.3101 \times 10^{-2}} = 3.08 \text{ cm/seg}$$

$$Vs = 0.0308 \text{ m/seg a } 20^{\circ}\text{C}$$

Checando si aplica la ley de Stokes

"La ley de Stokes aplica para $Re < 0.5$ "

donde, $Re =$ Número de Reynolds, Adim

$$Re = \frac{10 * Vs * D}{\mu} = \frac{10(0.0308)(0.21)}{1.01 \times 10^{-2}} = 6.41$$

Como $Re > 0.5$; se tiene que hacer uso de la figura 25-3, ya que el valor obtenido aplica para valores menores.

- d) Empleando la figura 25-3

"Para hacer uso de dicha figura se requiere primero, estimar el término del diámetro"

$$\text{Término del Diámetro} = ((g*(S-1)/\mu^2)^{(1/3)})*D$$

donde, $g =$ Gravedad, 9810, mm/seg²

Aquí:

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$D = 0.02 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Término del Diámetro} &= (981*(2.65-1)/(1.01 \times 10^{-2})^2)^{(1/3)} * 0.02 \\ &= 5.27 \end{aligned}$$

Y de la figura 25-3

$$\frac{V_s}{(g*(S-1)*\mu)^{(1/3)}} = 1$$

$$V_s = 1*(981(2.65-1)*1.01 \times 10^{-2})^{(1/3)}$$

$$V_s = 2.538418 \text{ cm/seg (para fines de diseño se indica 2.54 cm/seg)}$$

e) Area superficial para 100 % de remoción.

$$A_s = \frac{Q_{\max}}{(V_s)(1000)}$$

donde, A_s Area superficial para un 100 % de remoción, m²

Q_{\max} Gasto máximo o de diseño, l/seg

V_s Velocidad de sedimentación para el 100% de remoción, m/seg

$$A_s = \frac{41}{(0.0254)(1000)} = 1.62 \text{ m}^2$$

f) Area superficial corregida para la eficiencia requerida.

$$EF = 105 \% \text{ (significa 5 \% de sobrediseño)}$$

$$A_{sc} = (A_s * EF) / 100 = (1.62 * 105) / 100 = 1.70 \text{ m}^2$$

g) Velocidad de arrastre

$$V_a = \frac{(8 \cdot \beta \cdot g \cdot D^*(S-1)/f)^{(1/2)}}{1000}$$

donde, V_a = Velocidad de arrastre de la partícula, m/seg
 β = Parámetro de ajuste, 0.04
 f = Coeficiente de rugosidad de Darcy 0.3 para cemento

Velocidad de Arrastre

$$V_a = \frac{(8 \cdot \beta \cdot g \cdot D^*(S-1)/f)^{(1/2)}}{1000}$$

$$V_a = \frac{(8(0.04)(9810)(0.2)(2.65-1)/0.03)^{(1/2)}}{1000}$$

$$V_a = 0.19 \text{ m/seg}$$

h) Area transversal

$$A_t = \frac{Q_{\max}}{(V_a)(1000)}$$

donde, A_t = Area transversal, m²

$$A_t = \frac{41}{(0.19)(1000)} = 0.215 \text{ m}^2$$

i) Tirante del agua

Si, $A_c = 0.73 \text{ m}$ (Ancho de canal)

$$H = A_t/A_c = 0.215 \text{ m}^2/0.73 \text{ m} = 0.295 \text{ m}$$

donde, H = Tirante de agua, m

Para fines de diseño se utilizará un tirante de 0.30 m.

j) Largo de canal

$$L_c = A_{sc}/A_c = 1.70 \text{ m}^2/0.73 \text{ m} = 2.32 \text{ m}$$

Para fines de diseño se usara un largo de canal de 2.33 m

k) Velocidad media en el tanque

$$V_c = \frac{Q_{\max}}{(H)(A_c)(1000)}$$

donde, $V_c =$ Velocidad en el tanque, m/seg

$$V_c = \frac{41}{(0.30)(0.73)(1000)} = 0.19 \text{ m/seg}$$

l) Dimensionamiento de la sección de recolección de arena para un período de 12 horas (12 horas de tiempo de retención).

$$QAR = 212.11 \text{ l/día}$$

$$V_{tolva} = 0.212 \text{ m}^3/2 = 0.106 \text{ m}^3$$

Considerando una altura de acumulación de 0.15 con un largo de canal de 2.33 m y un ancho de 0.73 m, tenemos que el volumen de acumulación será:

$$V_{acum} = 0.15 \text{ m} \times 2.33 \text{ m} \times 0.73 \text{ m} = 0.255 \text{ m}^3 > 0.106 \text{ m}^3.$$

Por lo tanto cumple.

m) Tiempo de retención

$$Tr = \frac{1000 * A_c * L_c * H}{Q_{max}} + \frac{1000 * V_{desarenado}}{Q_{max}}$$

donde, $Tr =$ Tiempo de retención, seg

$$Tr = \frac{1000 \text{ l/m}^3 * (0.73 \text{ m})(2.33 \text{ m})(0.30 \text{ m})}{41 \text{ l/seg}} + \frac{1000 \text{ l/m}^3 * (0.255 \text{ m}^3)}{41 \text{ l/seg}}$$

$$Tr = 12.45 \text{ seg} + 6.22 \text{ seg}$$

$$Tr = 18.67 \text{ seg para un canal}$$

Según el levantamiento de campo, el largo del canal de desarenación es de 4.50 m aproximadamente y la altura de canal disponible es de 0.71 m, con lo cual el canal funciona perfectamente, para el gasto máximo de diseño.

Los resultados se dan en la Tabla No. 4.3.

TABLA No. 4.3	
TABLA DE RESULTADOS	
Numero de canales	1 (en servicio) 1 (en espera)
Gasto máximo por canal (l/seg)	41
Velocidad media en el tanque (m/seg)	0.19
Tamaño de partícula removida 100% (mm)	0.20
Densidad relativa de la partícula (Adim)	2.65
Ancho del tanque (m)	0.73
Profundidad del tanque (m)	0.71
Bordo libre (m)	0.26
Tirante del agua (m)	0.30
Longitud necesaria de tanque (m)	2.33
Longitud real de tanque (m)	2.83
Velocidad de sedimentación (cm/seg)	2.54
Tiempo de retención (seg)	18.67
Volumen de arena producida (l/día)	212.11

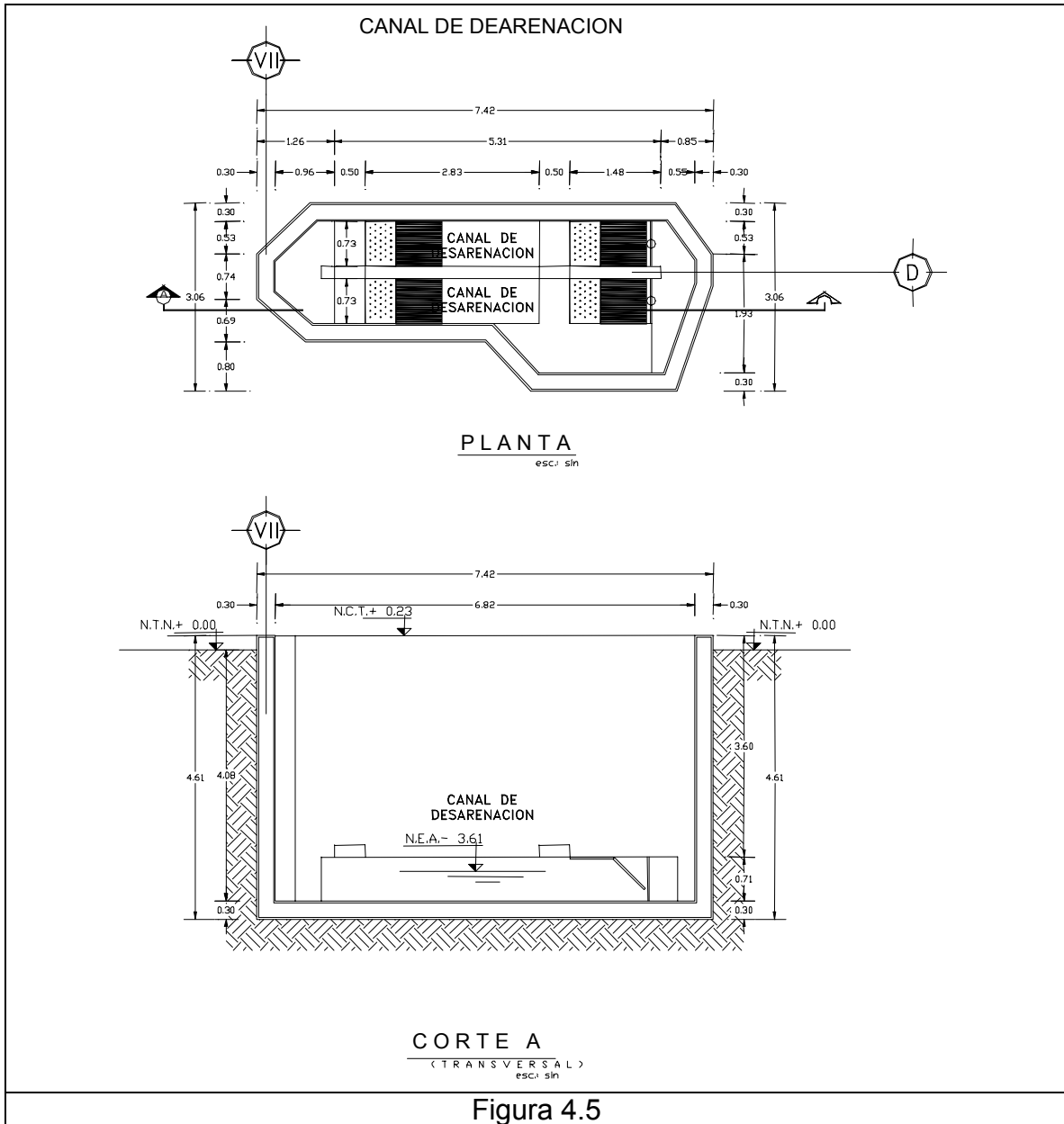


Figura 4.5

4.4. Vertedor doble sutro.

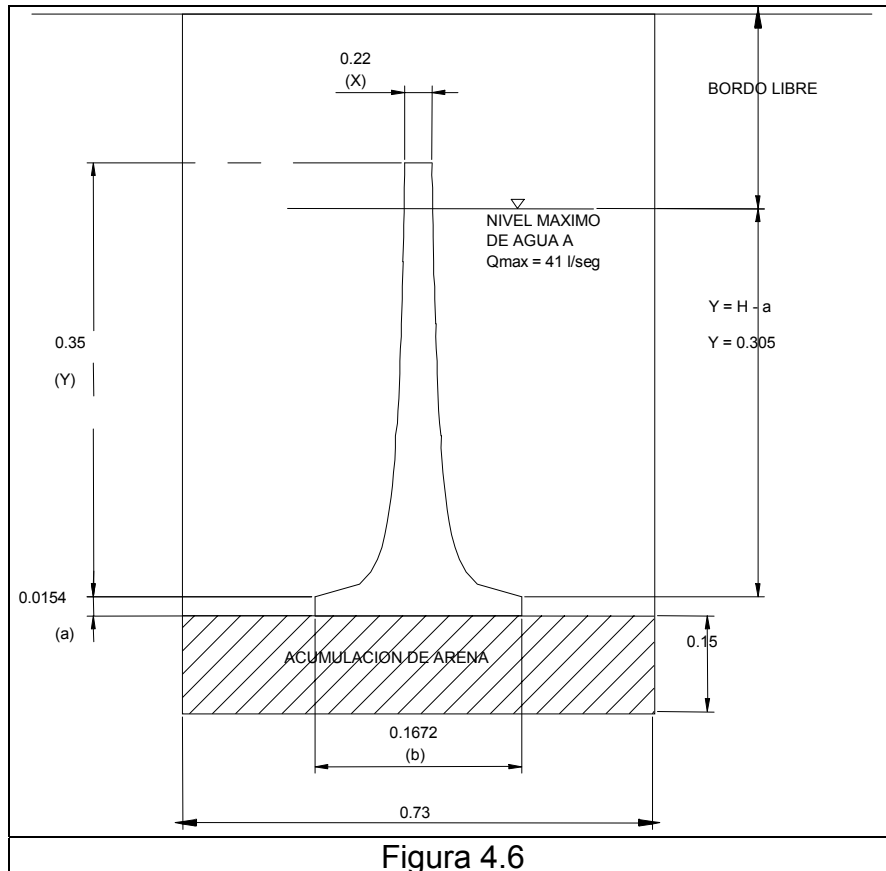
Para controlar la velocidad y el tirante de trabajo dentro del sistema de pretratamiento, se colocará un vertedor sutro a la salida del canal de desarenado.

Datos de proyecto:

Gasto de diseño, (Qd).	41 lps.
Tirante útil, (h).	0.30 m.
Coficiente de descarga, (c).	0.615
Altura de la parte recta. del vertedor, (a).	2.54 cm.
Aceleración de la gravedad, (g).	981.00 cm/seg ² .

La referencia utilizada para el diseño del vertedor Proporcional sutro es el Manual de Hidráulica de Acevedo Nieto.

La sección hidráulica del canal para el Qmax = 41 l/seg es igual a 0.73 m y el tirante de trabajo es de 0.30 m (necesario para mantener el tirante en el canal desarenador), por lo tanto el vertedor sutro se instalará en una sección como la siguiente:



Ecuaciones:

$$b = \frac{\left[\frac{Q_{\max}}{2.74(H - a/3)} \right]^2}{a}$$

$$\frac{X}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \arctan g \sqrt{\frac{Y}{a}}$$

Donde:

- Qd Gasto de diseño, (lps).
- a Altura de la parte rectangular del vertedor, (m).
- b Semibase del vertedor, (m).
- X Abscisa a partir del eje del vertedor, (m).
- Y Ordenada del vertedor, (m).
- Q Caudal del vertedor, (m³/seg).

Desarrollo:

Substituyendo valores y efectuando operaciones:

$$Q = 41 \text{ lps} = 0.041 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$h = 0.30 \text{ m.}$$

$$a = 0.0154 \text{ m.}$$

$$b = 0.1672 \text{ m} = 16.72 \text{ cm.}$$

En la tabla se muestran los resultados obtenidos, los cuales sirven de base para la construcción del vertedor proporcional doble sutro.

Tabla CONTRUCCION VERTEDEDOR

TABLA No. 4.4							
H (m)	Y (m)	X (m)	Q (l/seg)	H (m)	Y (m)	X (m)	Q (l/seg)
0.015	0.000	0.167	1.428	0.295	0.280	0.025	40.360
0.025	0.010	0.095	2.818	0.305	0.290	0.024	41.751
0.035	0.020	0.077	4.208	0.315	0.300	0.024	43.141
0.045	0.030	0.066	5.599	0.325	0.310	0.023	44.532
0.055	0.040	0.059	6.989	0.335	0.320	0.023	45.922
0.065	0.050	0.054	8.380	0.345	0.330	0.023	47.313
0.075	0.060	0.050	9.770	0.355	0.340	0.022	48.703
0.085	0.070	0.047	11.161	0.365	0.350	0.022	50.094
0.095	0.080	0.044	12.551	0.375	0.360	0.022	51.484
0.105	0.090	0.042	13.942	0.385	0.370	0.021	52.875
0.115	0.100	0.040	15.332	0.395	0.380	0.021	54.265
0.125	0.110	0.038	16.723	0.405	0.390	0.021	55.655
0.135	0.120	0.037	18.113	0.415	0.400	0.021	57.046
0.145	0.130	0.035	19.504	0.425	0.410	0.020	58.436
0.155	0.140	0.034	20.894	0.435	0.420	0.020	59.827
0.165	0.150	0.033	22.284	0.445	0.430	0.020	61.217
0.175	0.160	0.032	23.675	0.455	0.440	0.020	62.608
0.185	0.170	0.031	25.065	0.465	0.450	0.019	63.998
0.195	0.180	0.030	26.456	0.475	0.460	0.019	65.389
0.205	0.190	0.030	27.846	0.485	0.470	0.019	66.779
0.215	0.200	0.029	29.237	0.495	0.480	0.019	68.170
0.225	0.210	0.028	30.627	0.505	0.490	0.019	69.560
0.235	0.220	0.028	32.018	0.515	0.500	0.018	70.950
0.245	0.230	0.027	33.408	0.525	0.510	0.018	72.341
0.255	0.240	0.026	34.799	0.535	0.520	0.018	73.731
0.265	0.250	0.026	36.189	0.545	0.530	0.018	75.122
0.275	0.260	0.025	37.579	0.555	0.540	0.018	76.512
0.285	0.270	0.025	38.970	0.565	0.550	0.018	77.903

4.5. Cárcamo de bombeo.

El flujo de aguas residuales es captado por una estructura de almacenamiento y control que permite controlar las variaciones de flujo.

El cárcamo de bombeo permite controlar las variaciones de flujo inmediatas, mediante un buffer de control, el cárcamo se diseñará para un bombeo continuo de 13 l/seg.

El cárcamo se clasifica como pequeño, de acuerdo con las recomendaciones de la CNA en su libro "Diseño de Instalaciones Mecánicas y Selección de Equipo Mecánico" Libro V, 4.1, Tomo I, Septiembre de 1994. Pues dichos tanques manejan flujos de aguas residuales de hasta 500 l/seg.

El cárcamo será del tipo cámara húmeda, de aguas negras y cámara común para bombeo.

4.5.1. Diseño del cárcamo de bombeo.

Volumen del cárcamo de bombeo.

El cárcamo de bombeo actual tiene 3.50 m de diámetro y 4.90 m de alto, con un tirante útil en promedio de 1.27.

Según el "Design of Municipal Wastewater Treatment Plants, volumen I, WEF Manual of Practice No. 8, ASCE Manual and Report on Engineering Practice No. 76", pag. 212; recomienda que un buen tiempo de retención no debe de exceder de 30 minutos para el flujo promedio de alimentación al sistema de tratamiento, esto con el fin de evitar o minimizar la generación de olores indeseables.

Por lo anterior y para analizar las condiciones de trabajo de la planta de tratamiento se utilizará como tiempo de retención 20 minutos para un gasto de 41 l/seg, por lo cual el volumen de control demandado en el cárcamo de bombeo será.

$$V = Q_{\max} * t/4$$

donde, V = volumen del cárcamo de bombeo, m^3
 Q = Gasto promedio de agua residual, m^3/min
 t = tiempo de retención, 20 minutos

Substituyendo en la fórmula tenemos,

$$V = (0.041 \text{ m}^3/\text{seg})(60 \text{ seg}/\text{min})(20 \text{ min})/4 = 12.30 \text{ m}^3$$

$$V = 12.30 \text{ m}^3$$

$$V = h * d = 12.30 \text{ m}^3$$

$$A = V/h ; h = 1.27 \text{ m}$$

$$\implies A = 9.69 \text{ m}^2$$

$$\text{Si } d = (A * 4 / \pi)^{(1/2)}$$

$$d = (9.69 * 4 / \pi)^{(1/2)} = 3.51 \text{ m}$$

Por lo tanto el diámetro actual cumple con los requerimientos de volumen.

TABLA No. 4.5	
CARACTERISTICAS	VALOR
No. DE UNIDADES	1
GASTO DE ENTRADA PROMEDIO	13 l/seg
DIAMETRO DEL TANQUE	3.50 m
ALTURA DEL TANQUE	4.90 m
TIRANTE DE AGUA	1.27 m
BORDO LIBRE	VARIABLE

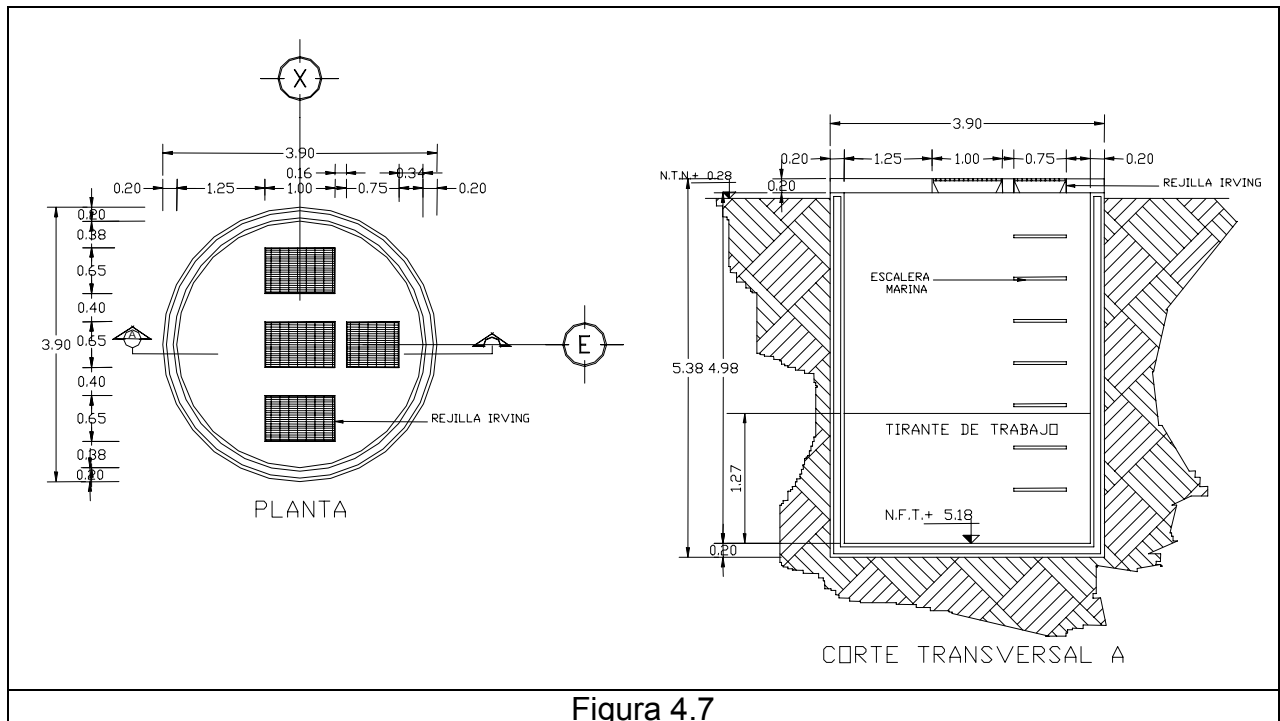


Figura 4.7

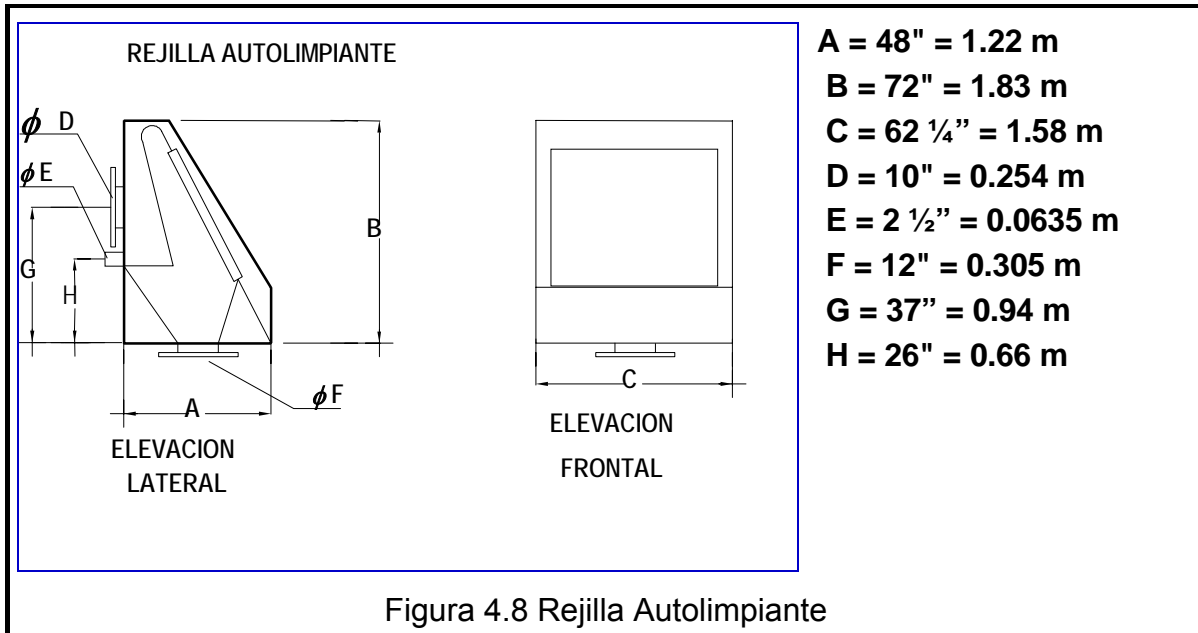
4.6 Rejilla Autolimpiante (hidrocriba).

Se usará un separador sólido- líquido para bajar la carga de sólidos suspendidos y materia orgánica al sistema biológico. El separador sólido-líquido consistirá en hidrocribas de 1 mm de separación con capacidad de remover el 25% de los sólidos suspendidos y 20 % de **DBO₅**.

La hidrocriba consiste en una caja de llegada que permite reducir la turbulencia del flujo a la entrada, posteriormente éste asciende, hasta llegar a la parte superior de la rejilla, y dejando caer el flujo sobre la misma; debido a la velocidad con que caen los sólidos por la superficie son separados por la pendiente y la malla, y el agua es filtrada a través del tamiz para posteriormente ser conducida al proceso de tratamiento.

La rejilla autolimpiante o hidrocriba de características equivalentes al modelo W500 de Hidrocribas Wedgewater. Cada rejilla tiene una capacidad de 50 L/s y las dimensiones que se indican en la Figura 4.8.

Cabe aclarar que este tipo de equipos se selecciona y la ingeniería de manufactura es por el fabricante.



4.7. Reactor biológico.

4.7.1 Aeración extendida.

El proceso de tratamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales de San Juan Cosalá, es un proceso de lodos activados en su modalidad de aeración extendida. Para su evaluación se diseñará el proceso para las condiciones de entrada-salida marcadas en las especificaciones técnicas y de construcción proporcionadas por la Comisión Estatal de Aguas y Saneamiento (CEAS).

El proceso de lodos activados tiene como objetivo principal la remoción de DBO_5 de las aguas. El proceso consta de un tanque de aeración y una unidad de recirculación de lodos. El proceso de lodos activados puede ser diseñado para remover solamente la DBO_5 del carbón orgánico o puede incluir la DBO_5 del nitrógeno reducido (nitrógeno orgánico más nitrógeno amoniacal), los objetivos específicos del proceso vienen definidos por las características de las aguas efluentes y las normas de calidad establecidas para el efluente.

Este capítulo esta dividido en las siguientes secciones:

- 1.- Datos del proyecto (gastos, características de las aguas, objetivos del tratamiento, etc.).
- 2.- Diseño del proceso biológico y cálculo de generación de lodos.
- 3.- Cálculo de las necesidades de oxígeno y especificación de los equipos de aeración.

El análisis se analizará para los casos de invierno y verano.

Datos del proyecto.

El sistema de tratamiento biológico es para un gasto de 13 l/seg.

Las características del influente al proceso de lodos activados, son las siguientes:

TABLA No. 4.6		
CARACTERISTICAS DEL AGUA RESIDUAL		
PARAMETRO	INFLUENTE	EFLUENTE
Q	13 l/seg 1,123.20 m ³ /día	13 l/seg 1,123.20 m ³ /día
DBO_5, S_o	270 mg/l	30 mg/l
$DBO_{5\ sol}$	140 mg/l	4.89 mg/l
SST	230 mg/l	40 mg/l
N_{amon}	33.5 mg/l	0.40 mg/l

TABLA No. 4.7		
TEMPERATURA	AMBIENTE	DEL AGUA
T(°C) INVIERNO	16.5	15
T(°C) VERANO	23	25

Concentración de los lodos en la recirculación, marcados para un sistema de aeración extendida según "Metcalf & Eddy" en el libro "Wastewater Engineering, Treatment-Disposal-Reuse":

$$X_r = \begin{matrix} 6,000 \text{ mg/l DE SSV} \\ 7,500 \text{ mg/l de SST} \end{matrix}$$

Concentración de sólidos en el tanque, marcados para un sistema de aeración extendida según "Metcalf & Eddy" en el libro "Wastewater Engineering, Treatment-Disposal-Reuse";

$$X = \begin{matrix} 3,000 \text{ mg/l SSVLM} \\ 3,750 \text{ mg/l SSTLM} \end{matrix}$$

TIEMPO DE RETENCION CELULAR, marcado para un sistema de aeración extendida según "Metcalf & Eddy" en el libro "Wastewater Engineering, Treatment-Disposal-Reuse";

$$\theta_c = 25 \text{ DIAS}$$

Coefficiente de producción o crecimiento, marcado para un sistema de aeración extendida según "Metcalf & Eddy" en el libro "Wastewater Engineering, Treatment-Disposal-Reuse";

$$Y = 0.6 \text{ kg células/kg DBO Utilizada}$$

Coefficiente de desaparición de microorganismos, marcado para un sistema de aeración extendida según "Metcalf & Eddy" en el libro "Wastewater Engineering, Treatment-Disposal-Reuse";

$$k_d = 0.06 \text{ DIA}^{-1} @ 20^\circ\text{C}$$

Este coeficiente se afecta por condiciones de temperatura, fórmula tomada de "Metcalf & Eddy" en el libro "Wastewater Engineering, Treatment-Disposal-Reuse";

$$k_d = k_d(20^\circ\text{C}) * 1.024^{(T-20)}$$

$$k_d = 0.053290705 \text{ DIA}^{-1} @ 15^\circ\text{C}$$

$$k_d = 0.067553994 \text{ DIA}^{-1} @ 25 \text{ }^\circ\text{C}$$

DBO₅ en el efluente, Se = 30 mg/l, marcado como parámetro de descarga en las bases de diseño.

Por ciento de biodegradabilidad = 65 %, marcado para un sistema de aeración convencional según "Metcalf & Eddy" en el libro "Wastewater Engineering, Treatment-Disposal-Reuse"

CONSTANTE = 0.68, marcada para un sistema de aeración extendida según "Metcalf & Eddy" en el libro "Wastewater Engineering, Treatment-Disposal-Reuse"

SST_{efluente} = 40 mg/l, marcado como parámetro de descarga en las bases de diseño.

Diseño del reactor biológico para verano.

1. Calculo de DBO₅ soluble en el efluente.

$$\text{DBO}_t = \text{DBO}_{\text{sol}} + \text{DBO}_e$$

$$\text{DBO}_t = S + (\text{SSTe})(\%)(1.42)(\text{constante}) = 30.00$$

$$(\text{SSTe})(\%)(1.42)(\text{CONSTANTE}) = 25.11$$

$$S = 4.89 \text{ mg/l DBO}_5 \text{ soluble}$$

Eficiencia con base a DBO₅ soluble.

$$E = (\text{So} - \text{Se})/\text{So} * 100 = 98.19 \%$$

Eficiencia con base a DBO₅ total

$$E = (\text{So} - \text{Se})/\text{So} * 100 = 88.89 \%$$

2. Calculo del volumen del reactor

$$XV = (Y * Q * \theta_c * (\text{So} - S)) / (1 + K_d * \theta_c)$$

$$X = 3,000.00 \text{ mg/l SSVLM}$$

$$(Y * Q * \theta_c * (\text{So} - S)) / (1 + K_d * \theta_c) = 1,661,118.84 \text{ m}^3 \cdot (\text{mg/l})$$

$$V = 553.71 \text{ m}^3$$

3. Calculo de la producción de lodo.

$$dX/dt = X \cdot V / \theta_c$$

$$X \cdot V = 1,661,118,835.53 \text{ mg}$$

$$X \cdot V = 1,661.12 \text{ kg}$$

$$dX/dt = X \cdot V / \theta_c = 66.44 \text{ kg SSV/DIA}$$

$$\text{Producción de lodo} = 83.06 \text{ kg SST/DIA}$$

4. Calculo de la purga de lodos

$$Q_w = V / \theta_c = 22.15 \text{ m}^3/\text{DIA} \text{ (purgado del reactor)}$$

$$\text{SSV} = 3,000.00 \text{ mg/l}$$

$$Q'w = X \cdot V / (\theta_c \cdot X_r) = 11.07 \text{ m}^3/\text{DIA}$$

$$\text{SSV} = 6,000.00 \text{ mg/l} \text{ (purgado de la recirculación)}$$

5. Calculo de la relación de recirculación.

$$\text{SSVLM} = 3,000.00 \text{ mg/l}$$

$$\text{SSV recir} = 6,000.00 \text{ mg/l}$$

$$Q = 1,123.20 \text{ m}^3/\text{DIA}$$

$$\text{SSVLM}(Q + Q_r) = \text{SSV recir}(Q_r)$$

$$Q_r = (\text{SSVLM} \cdot Q) / (\text{SSV recir} - \text{SSVLM})$$

$$Q_r = 1,123.20 \text{ m}^3/\text{DIA}$$

$$R = Q_r / Q = 1.00$$

6. Calculo del tiempo de retención hidráulica.

$$t = V / Q = 0.49 \text{ DIA}$$

$$t = 11.83 \text{ hr}$$

7. Calculo de la necesidad de oxígeno.

Necesidades de oxígeno por nitrificación.

$$\text{Namon} = 33.50 \text{ mg/l}$$

$$\text{Namon} = 37.63 \text{ kg Namon/DIA}$$

$$O_2 = \text{Namon} \cdot F$$

$$F = 4.57 \text{ kg O}_2/\text{kg Namon}$$

$$\text{O}_2 = 171.96 \text{ kg O}_2/\text{DIA}$$

Necesidades de oxígeno del sistema.

$$\text{kg O}_2/\text{DIA} = (dF/dt) - 1.42(dX/dt)$$

$$(dF/dt) = 437.89 \text{ kg/DIA}$$

$$1.42(dX/dt) = 94.35 \text{ kg/DIA}$$

$$\text{kg O}_2/\text{DIA} = 343.54 \text{ kg/DIA}$$

Necesidades de oxígeno total.

$$\text{kg O}_2/\text{DIA} = 515.50$$

$$\text{lbs O}_2/\text{día} = 1,136.46 \text{ lb/DIA}$$

$$\text{lbs O}_2/\text{hr} = 47.35 \text{ lb/hr}$$

Elevación sobre el nivel del mar.

$$1,523.00 \text{ msnm}$$

Condiciones de temperatura.

TEMPERATURA	AMBIENTE	DEL AGUA
T(°C INVIERNO)	16.50	15.00
T(°C VERANO)	23.00	25.00

Equipo de aeración.

Eficiencia de transferencia de oxígeno.

$$N = N_o \left(\frac{C_{sw} - C_l}{9.1} \right) (\alpha) (1.024)^{(T-20)}$$

Donde: N = Eficiencia de transferencia de oxígeno

a condiciones de campo.

N_o = Eficiencia de transferencia de oxígeno

a condiciones estandar.

C_{sw} = Concentración de saturación de oxígeno

disuelto en el agua residual.
 Ci= Nivel de operación de oxígeno disuelto

en el tanque de aeración, normalmente.

de 1 mg/l
 α = Coeficiente de transferencia de oxígeno.

T = Temperatura del agua °C

Concentración de saturación de oxígeno para condiciones de campo.

$$C_{sw} = C_{ss}(P_b/29.42 + 0.5)$$

Donde: C_{ss} =Saturación de oxígeno a condiciones estandar

P_b = Presión absoluta en el tanque, lb/pulg²

Presión absoluta a 1,523.00 msnm

TABLA No. 4.8			
ELEVACION	ELEVACION	PULG DE HG	lbs/pulg ²
PIES	msnm		
-1,000.00	-304.80	31.02	15.24
0.00	0.00	29.92	14.70
1,000.00	304.80	28.86	14.18
2,000.00	609.60	27.82	13.67
3,000.00	914.40	26.81	13.17
4,000.00	1,219.20	25.84	12.69
5,000.00	1,524.00	24.89	12.23
6,000.00	1,828.80	23.98	11.78
7,000.00	2,133.60	23.09	11.34
8,000.00	2,438.40	22.22	10.91
9,000.00	2,743.20	21.38	10.50
10,000.00	3,048.00	20.58	10.11
11,000.00	3,352.80	19.79	9.72
12,000.00	3,657.60	19.03	9.35

	ELEVACION	PRESION
	msnm	lbs/pulg ²
MAYOR	1,524.00	12.23
MENOR	1,219.20	12.69
	304.80	0.47

PRESION ABSOLUTA = 12.23 lbs/pulg²

8. Equipo de aeración.

Potencia para mezcla.

Datos:

Volumen del tanque. 553.71 m³.

Potencia de mezcla recomendada. 53.79 HP/1000m³. Fabricante (ceas)

$$PM = \frac{HP}{V/1000}$$

Donde:

PM = Potencia de mezclado, (HP/1000m³).

HP = Potencia del equipo.

V = Volumen del tanque, (m³).

De aquí:

$$HP = PM * V / 1000$$

$$HP = 29.78$$

Potencia para la concentración de oxígeno para verano.

C_{sw} = 7.69 mg/l para una T = 25.00 °C

$$\alpha = 0.70$$

Eficiencia para verano.

N = N_o * 0.58 mg/l para una T = 25.00 °C

Requirmientos de potencia.

$$N_o = 2.94$$

Para verano.

$$N = 1.70 \text{ lbs O}_2 / (\text{HP-hr})$$

$$HP = 27.79$$

Verificación de potencia.

$$\text{Potencia de mezclado} = 53.79 \text{ HP}/1000 \text{ m}^3$$

$$\text{Potencia de mezclado del sistema} = \text{HP}/V * 1000$$

$$\text{Potencia de mezclado del sistema} = 50.19 \text{ HP}/1000 \text{ m}^3$$

Si es menor a 53.79 esta escaso y si es mayor es correcto.

Concentración de oxígeno para invierno.

$$C_{sw} = 9.34 \text{ mg/l para una } T = 15.00 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\alpha = 0.70$$

Eficiencia para invierno.

$$N = N_o * 0.57 \text{ mg/l para una } T = 15.00 \text{ }^\circ\text{C}$$

Requerimientos de potencia.

$$N_o = 2.94$$

Para invierno.

$$N = 1.68 \text{ lbs O}^2/(\text{HP-hr})$$

$$\text{HP} = 28.27$$

Verificación de potencia.

$$\text{Potencia de mezclado} = 53.79 \text{ HP}/1000 \text{ m}^3$$

$$\text{Potencia de mezclado del sistema} = \text{HP}/V * 1000$$

$$\text{Potencia de mezclado del sistema} = 51.05 \text{ HP}/1000 \text{ m}^3$$

Si es menor a 53.79 esta escaso y si es mayor es correcto.

9. Calculo de la tasa de utilización de sustrato, la relación de comida-microorganismos y tasa volumétrica de carga.

Calculo de la tasa de utilización de sustrato.

$$U = (S_o - S_e) / (\theta * X)$$

$$S_o = 270.00 \text{ mg/l de DBO}_5$$

$$S_e = 4.89 \text{ mg/l de DBO}_{sol}$$

$$\theta = 0.49 \text{ días}$$

$$X = 3,000.00 \text{ mg/l de SSVLM}$$

$$U = 0.18 \text{ mg de DBO}_5 \text{ utilizada/mg de SSVLM-día}$$

Calculo de la relación comida-microorganismos.

$$F/M = S_o / (\theta * X)$$

$$S_o = 270.00 \text{ mg/l de DBO}_5$$

$$\theta = 0.49 \text{ días}$$

$$X = 3,000.00 \text{ mg/l de SSVLM}$$

$$F/M = 0.18 \text{ mg de DBO}_5 \text{ aplicada/mg de SSVLM-día}$$

Calculo de la tasa volumétrica de carga.
(kg de DBO₅ aplicada/m³ de reactor-día)

$$TVC = S_o * Q / V$$

$$S_o = 270.00 \text{ mg/l de DBO}_5$$

$$Q = 1,123.20 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V = 553.71 \text{ m}^3$$

$$TVC = 547.70 \text{ mg/l-día}$$

$$TVC = 0.55 \text{ kg de DBO}_5 \text{ aplicada/m}^3 \text{ de reactor-día}$$

$$TVC = 34.19 \text{ lb de DBO}_5 \text{ aplicada/1000 pie}^3 \text{ de reactor-día}$$

Diseño del reactor biológico para invierno.

1. DBO soluble en el efluente.

$$DBO_t = DBO_{sol} + DBO_e$$

$$DBO_t = S + (SSTe)(\%)(1.42)(\text{constante}) = 30.00$$

$$(SSTe)(\%)(1.42)(\text{constante}) = 25.11$$

$$S = 4.89 \text{ mg/l DBO soluble}$$

Eficiencia con base en DBO soluble

$$E = (S_o - S_e)/S_o * 100 = 98.19 \%$$

Eficiencia con base en DBO total

$$E = (S_o - S_e)/S_o * 100 = 88.89 \%$$

2. Calculo del volumen del reactor.

$$XV = (Y * Q * \theta_c * (S_o - S)) / (1 + K_d * \theta_c)$$

$$X = 3,000.00 \text{ mg/l SSVLM}$$

$$(Y * Q * \theta_c * (S_o - S)) / (1 + K_d * \theta_c) = 1,915,088.60 \text{ m}^3 \cdot (\text{mg/l})$$

$$V = 638.36 \text{ m}^3$$

3. Calculo de la producción de lodos.

$$dX/dt = X * V / \theta_c$$

$$X * V = 1,915,088,599.70 \text{ mg}$$

$$X * V = 1,915.09 \text{ kg}$$

$$dX/dt = X * V / \theta_c = 76.60 \text{ kg SSV/DIA}$$

$$\text{Producción de lodo} = 95.75 \text{ kg SST/DIA}$$

4. Calculo de la purga de lodo.

$$Q_w = V / \theta_c = 25.53 \text{ m}^3/\text{DIA} \text{ (purgado del reactor)}$$

$$\text{SSV} = 3,000.00 \text{ mg/l}$$

$$Q'w = X * V / (\theta_c * X_r) = 12.77 \text{ m}^3/\text{DIA}$$

$$\text{SSV} = 6,000.00 \text{ mg/l (purgado de la recirculación)}$$

5. Calculo de la relación de recirculación.

$$\text{SSVLM} = 3,000.00 \text{ mg/l}$$

$$\text{SSV recir} = 6,000.00 \text{ mg/l}$$

$$Q = 1,123.20 \text{ m}^3/\text{DIA}$$

$$\text{SSVLM}(Q + Q_r) = \text{SSV recir}(Q_r)$$

$$Q_r = (SSVLM * Q) / (SSV_{recir} - SSVLM)$$

$$Q_r = 1,123.20 \text{ m}^3/\text{DIA}$$

$$R = Q_r / Q = 1.00$$

6. Calculo del tiempo de retención hidráulica.

$$t = V / Q = 0.57 \text{ DIA}$$

$$t = 13.64 \text{ hr}$$

7. Calculo de la necesidad de oxígeno.

Necesidad de oxígeno por nitrificación.

$$N_{amon} = 33.50 \text{ mg/l}$$

$$N_{amon} = 37.63 \text{ kg N}_{amon}/\text{DIA}$$

$$O_2 = N_{amon} * F$$

$$F = 4.57 \text{ kg O}_2/\text{kg N}_{amon}$$

$$O_2 = 171.956304 \text{ kg O}_2/\text{DIA}$$

Necesidad de oxígeno del sistema.

$$\text{kg O}_2/\text{DIA} = (dF/dt) - 1.42(dX/dt)$$

$$(dF/dt) = 437.8920734 \text{ kg/DIA}$$

$$1.42(dX/dt) = 108.7770325 \text{ kg/DIA}$$

$$\text{kg O}_2/\text{DIA} = 329.1150409 \text{ kg/DIA}$$

Necesidad de oxígeno total.

$$\text{kg O}_2/\text{DIA} = 501.0713449$$

$$\text{lbs O}_2/\text{día} = 1104.661887 \text{ lbs O}_2/\text{día}$$

$$\text{lbs O}_2/\text{hr} = 46.02757863 \text{ lbs O}_2/\text{hr}$$

Elevación sobre el nivel del mar.

$$1523 \text{ msnm}$$

C_{ss} = 8.40 mg/l PARA UNA T = 25.00 °C

C_{ss} = 10.20 mg/l PARA UNA T = 15.00 °C

8. Equipo de aeración.

Potencia para mezcla.

Datos:

Volumen del tanque = 638.36 m³.

Potencia de mezcla recomendada 53.79 HP/1000m³. Fabricante (ceas)

$$PM = \frac{HP}{V/1000}$$

Donde:

PM = Potencia de mezclado, (HP/1000m³).

HP = Potencia del equipo.

V = Volumen del tanque, (m³).

De aquí:

$$HP = PM * V / 1000$$

$$HP = 34.34$$

Concentración de oxígeno para verano.

C_{sw} = 7.69 mg/l PARA UNA T = 25 °C

$$\alpha = 0.7$$

Eficiencia para verano.

N = No * 0.579509011 mg/l PARA UNA T = 25 °C

Requerimientos de potencia.

$$No = 2.94$$

Para verano.

$$N = 1.703756493 \text{ lbs O}_2 / (\text{HP-hr})$$

$$HP = 27.01535038$$

Verificación de potencia.

Potencia de mezclado = 53.79 HP/1000 m³

Potencia de mezclado del sistema = $HP/V \cdot 1000$

Potencia de mezclado del sistema = 42.32 HP/1000 m³

Si es menor a 53.79 esta escaso y si es mayor es correcto.

Concentración de oxígeno para invierno.

$C_{sw} = 9.34$ mg/l PARA UNA $T = 15.00$ °C

$\alpha = 0.7$

Eficiencia para invierno.

$N = N_o \cdot 0.56975345$ mg/l PARA UNA $T = 15$ °C

Requerimientos de potencia.

$N_o = 2.94$

para invierno.

$N = 1.675075144$ lbs O₂/(HP-hr)

$HP = 27.4779187$

Verificación de potencia.

Potencia de mezclado = 53.79 HP/1000 m³

Potencia de mezclado del sistema = $HP/V \cdot 1000$

Potencia de mezclado del sistema = 43.04 HP/1000 m³

Si es menor a 53.79 esta escaso y si es mayor es correcto.

9. Calculo de la tasa de utilización de substrato, la relación comida-microorganismos y tasa volumétrica de carga.

Calculo de la tasa de utilización de substrato.

$$U = (S_o - S_e) / (\theta * X)$$

$S_o = 270$ mg/l de DBO_5
 $S_e = 4.8944$ mg/l de DBO_{sol}
 $\theta = 0.568343008$ días
 $X = 3000$ mg/l de SSVLM

$$U = 0.155484509 \text{ mg de } DBO_5 \text{ utilizada/mg de SSVLM-día}$$

Calculo de la relación comida-microorganismos.

$$F/M = S_o / (\theta * X)$$

$S_o = 270$ mg/l de DBO_5
 $\theta = 0.568343008$ días
 $X = 3000$ mg/l de SSVLM

$$F/M = 0.158355076 \text{ mg de } DBO_5 \text{ aplicada/mg de SSVLM-día}$$

Calculo de la tasa volumétrica de carga.
(kg de DBO_5 aplicada/ m^3 de reactor-día)

$$TVC = S_o * Q / V$$

$S_o = 270$ mg/l de DBO_5
 $Q = 1123.2$ m^3 /día
 $V = 638.3628666$ m^3

$$TVC = 475.0652268 \text{ mg/l-día}$$

$$TVC = 0.475065227 \text{ kg de } DBO_5 \text{ aplicada/m}^3 \text{ de reactor-día}$$

$$TVC = 29.65704893 \text{ lb de } DBO_5 \text{ aplicada/1000 pie}^3 \text{ de reactor-día}$$

TABLA No. 4.9		
ANALISIS GEOMETRICO		
VOLUMEN DEL TANQUE	638.36	m3
ALTURA DE LA PARED VERTICAL	4.00	m
AREA HORIZONTAL	159.59	m2
ANCHO DEL TANQUE	18.11	m
LARGO DEL TANQUE	8.81	m
ANCHO DEL TANQUE CORREGIDO	18.11	m
LARGO DEL TANQUE CORREGIDO	9.23	m
AREA DEL TANQUE	167.16	m2
VOLUMEN DE LA SECCION HUMEDA	668.62	m3
VOLUMEN TOTAL	752.20	m3
BORDO LIBRE	0.50	m
GASTO	1,123.20	m3/DIA
TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA	0.60	DIA
	14.29	hr
ALTURA TOTAL DEL TANQUE	4.50	m

4.7.2. Cálculo del tiempo de retención para proceso aerobio/anóxico en un reactor combinado de nitrificación/denitrificación.

Calculando los requerimientos de tiempo de retención anóxico aerobio y la relación de recirculación para un reactor combinado de nitrificación/denitrificación, asumiendo las siguientes condiciones:

- Q = 13 l/seg
- DBO inf = 270 mg/l
- DBO efl = 30 mg/l
- Ammonio influente = 33.5 mg/l como nitrógeno
- Amonio efluente = 0.40 mg/l como nitrógeno
- Nitrato efluente = 21.10 mg/l como nitrógeno
- Temperatura = 15 °C
- Yc= 0.6 mg SSVLM/mg DBO
- kd = 0.06 DIA⁻¹
- kd = 0.053 d⁻¹
- U_{ND} = 0.042 mg NO₃-N/mg SSVLM/día
- OD = 2.5 mg/l en el tanque de aeración
- X = 3000 mg/l SSVLM
- θc = 9.07 día por Nitrificación
- V aerobico = 0.60
- f'vss = 0.8

Para determinar θc es necesario determinar el factor de corrección por temperatura, la tasa máxima de utilización de substrato y el tiempo de retención celular.

Factor de corrección por temperatura:

$$\mu'_m = \mu_m e^{0.098(T-15)} \times DO/(K_{O_2} + DO) \times [1-0.833(7.2-pH)]$$

donde, μ'_m = tasa de crecimiento bajo condiciones de temperatura, oxígeno disuelto y pH.

μ_m = tasa máxima de crecimiento

T = temperatura

DO = oxígeno disuelto

K_{O_2} = constante de velocidad media para oxígeno disuelto = 1.3

pH = pH de operación

substituyendo;

$$\mu_m = 0.5 \text{ d}^{-1}$$

$$T = 15 \text{ }^\circ\text{C}$$

DO = 2.5 mg/l en el tanque de aeración

$$K_{O_2} = 1.3$$

$$pH = 7.2$$

$$e^{0.098(T-15)} = 1$$

$$DO/(K_{O_2} + DO) = 0.6579$$

$$[1-0.833(7.2-pH)] = 1$$

$$\mu'_m = 0.33 \text{ d}^{-1}$$

Con el valor anterior se puede determinar la tasa máxima de utilización de substrato usando la siguiente ecuación:

$$k' = \mu'_m/Y$$

donde, Y = 0.2

$$k' = 1.64 \text{ d}^{-1}$$

Para determinar el tiempo de retención celular mínimo y de diseño se utiliza la siguiente ecuación:

$$1/\theta^M_C = Yk' - k_d$$

donde, Y = 0.2

$$k' = 1.64 \text{ d}^{-1}$$

k_d = 0.0533 coeficiente típico

$$\theta^M_C = 3.6277 \text{ dia}$$

Determinando θ_c usando un factor de seguridad de 2.5, tenemos:

$$\theta_c = FS \cdot \theta_c^M = 9.0693 \text{ día}$$

Determinación del factor de utilización de sustrato para la oxidación del amoníaco.

$$1/\theta_c = YU - k_d$$

$$U = (1/\theta_c + k_d)/Y$$

$$U = 0.8178 \text{ d}^{-1}$$

Determinación de la concentración de amonio en el efluente.

$$U = k'_N/(K_N + N)$$

$$K_N = 10^{0.051T - 1.158}$$

$$K_N = 0.4046 \text{ mg/l}$$

$$N = 0.4001 \text{ mg/l}$$

Determinación de la oxidación del nitrógeno amoniacal (nitrificación):

$$\theta = (N_o - N)/(UX)$$

$$N_o = 33.50 \text{ mg/l}$$

$$N = 0.40 \text{ mg/l}$$

$$X = 240.00 \text{ mg/l (Fracción asumida por nitrificación } X \cdot 0.08)$$

$$U = 0.82 \text{ d}^{-1}$$

$$\theta = 0.17 \text{ día}$$

$$\theta = 4.05 \text{ hr}$$

De aquí se determina que los requerimientos de volumen son más grandes para aeración que para nitrificación, por lo que utilizará el volumen por aeración.

Calculo del tiempo de retención para denitrificación.

Las condiciones de la cámara de denitrificación son:

Nitrato influente = 21.10 mg/l como nitrógeno

Nitrato efluente = 3 mg/l como nitrógeno

SSVLM = 3000

Temperatura = 15 °C

OD = 0.1 mg/l en efluente del tanque de aeración

$$U_{DN(20^{\circ})} = 0.1 \text{ d}^{-1}$$

Calculando la tasa de denitrificación para la temperatura actual:

$$U'_{DN} = U_{DN(20^{\circ})} \times 1.09^{(T-20)} \times (1-OD)$$

$$U'_{DN} = 0.058$$

Cálculo del tiempo de residencia para la zona de denitrificación:

$$U = (S_0 - S) / \theta X$$

$$\theta = (S_0 - S) / (UX)$$

$$\theta = 0.1031 \text{ dia}$$

$$\theta = 2.4755 \text{ hr}$$

Determinación del volumen de denitrificación

$$Q = 13 \text{ l/seg}$$

$$= 46.8 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$Q = V/T$$

$$V = Q \cdot T$$

$$V = 115.85 \text{ m}^3$$

TABLA No. 4.10		
ANALISIS GEOMETRICO		
VOLUMEN DEL TANQUE	115.85	m3
ALTURA DE LA PARED HUMEDA	4.00	m
AREA HORIZONTAL	28.96	m2
ANCHO DEL TANQUE	1.60	m
LARGO DEL TANQUE	18.11	m
ANCHO DEL TANQUE CORREGIDO	1.60	m
LARGO DEL TANQUE CORREGIDO	18.11	m
AREA DEL TANQUE	28.98	m2
VOLUMEN DE LA SECCION HUMEDA	115.90	m3
VOLUMEN TOTAL	130.39	m3
BORDO LIBRE	0.50	m
GASTO	1,123.20	m3/DIA
TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA	0.10	DIA
	2.48	hr
ALTURA TOTAL DEL TANQUE	4.50	m

4.7.3. Arreglo del sistema en el tanque de aeración.

Como se podrá observar los tiempos determinados para la aeración y el proceso de nitrificación-denitrificación consideran un volumen total de:

$$V_{\text{aeración/nitrificación}} = 668.62 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{denitrificación}} = 115.90 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{total}} = 784.52 \text{ m}^3$$

Ahora bien, si tomamos en cuenta los reportes de campo, el sistema de aeración esta compuesto por dos cámaras con las siguientes dimensiones:

Camara 1

$$\text{Largo} = 10.83 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 9.53 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 4.55 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.43 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 103.21 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 425.22 \text{ m}^3$$

Camara 2

$$\text{Largo} = 10.83 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 8.78 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 4.55 \text{ m}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.43 \text{ m}$$

$$\text{Area} = 95.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = 391.76 \text{ m}^3$$

La suma de volúmenes de ambas cámaras será,

$$V_{\text{total}} = 816.98 \text{ m}^3$$

Comparado con el volumen necesario para el proceso de aeración/nitrificación y desnitrificación (784.52 m^3), tenemos que el volumen se cubre perfectamente.

4.7.4 Sistema de aeración.

Requerimientos del sistema.

$$\text{Requerimientos de oxígeno} = 515.50 \text{ KG/DÍA} = 21.48 \text{ KG/HR}$$

Para obtener los requerimientos de oxígeno reales es necesario aplicar el factor de corrección a condiciones de campo, para así determinar el equipo necesario de difusión.

El factor de corrección quedará definido como,

$$SOTR_f = \frac{(AOTR) C'_{S0}}{\alpha (\beta C_S - C_B)}$$

Donde,

AOTR = tasa de transferencia de oxígeno actual bajo condiciones de operación en campo, kg O₂/hr

SOTR = tasa de transferencia de oxígeno bajo condiciones estándar a 20°C y cero oxígeno disuelto, kg O₂/hr

C_S = concentración de saturación de oxígeno para agua limpia a condiciones de campo, mg/l

C_B = concentración de oxígeno en operación en el agua residual, 2 mg/l

α = coeficiente de transferencia de oxígeno = 0.79

T = temperatura del agua = 30 °C

β = 0.96

Concentración de saturación de oxígeno para condiciones de campo.

$$C'_S = C_{SS}(P_b/29.42 + 0.5)$$

donde,

C_{SS} = Saturación de oxígeno a condiciones estándar

P_b = Presión absoluta en el tanque, lb/pulg²

Para la determinación de la presión absoluta se necesita la elevación a la que se construirá la
Planta de Tratamiento

Elevación sobre el nivel del mar = 1523 MSNM

presión absoluta = 12.23 lbs/pulg²

Saturación de oxígeno a condiciones estándar.

C_{SS} = 8.4 mg/l para una T = 25 °C

C_S = 7.691196171 mg/l

Substituyendo los valores anteriores en la fórmula tenemos,

SOTR_f = 38.84 kg/hr

Tasa de aire = $11.56 \text{ m}^3/\text{min}$

NUMERO TOTAL DE MEMBRANAS DIFUSORAS DE 9" DE DIAMETRO

TASA MAXIMA = $0.113267386 \text{ m}^3/\text{min}$

No. De difusores = 102.06 unidades
= 103 unidades

Difusores/ m^2 = 0.616

Necesidades de aire = $11.67 \text{ m}^3/\text{min}$

Requerimientos de aire por mezcla completa.

Entrada de aire = $22.66 \text{ m}^3 \text{ aire}/1000 \text{ m}^3/\text{min}$

Volumen del tanque = 668.62 m^3

Demanda de aire = $15.15 \text{ m}^3 \text{ aire}/\text{min}$

Tasa máxima = $0.113 \text{ m}^3/\text{min}$

No. De difusores = 133.76 unidades
= 134 unidades

Difusores/ m^2 = 0.80

Necesidades de aire = $15.18 \text{ m}^3/\text{min}$
= 536 CFM

Como se podrá observar rigen las condiciones por mezcla completa, por lo que se utilizará este último para la selección del equipo.

El equipo seleccionado es un soplador Competidor Plus Modelo 5006, 2850 rpm, de 20 HP, de 4" de diámetro de succión y descarga (Gráfica Anexa).

En la figura 4.9 se muestra el arreglo del reactor biológico y su cámara anóxica, la cual tendrá un sistema de agitación por recirculación de lodos.

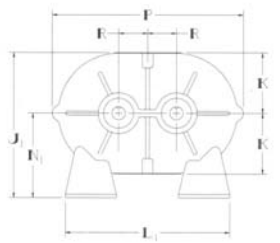
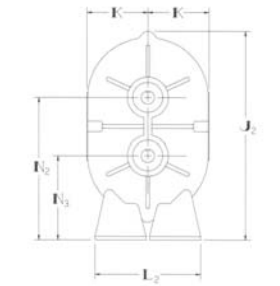
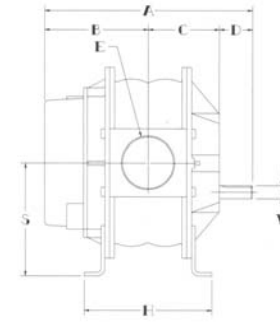
Performance

Pressure performance is based on inlet conditions of 14.70 PSIA and 70° F.

Vacuum performance is based on inlet temperature of 70° F and discharge pressure of 14.70 PSIA.

In conjunction with our program of continuous testing and upgrading, all specifications are subject to change without notice.

All data are approximate. Request a quotation for your specific application.



Blower Model	SPEED (RPM)	6 P SIG		7 P SIG		10 P SIG		12 P SIG		13 P SIG		14 P SIG		15 P SIG		Max. 1Hg	Vacuum	
		CFM	BHP	CFM	BHP	CFM	BHP	CFM	BHP	CFM	BHP	CFM	BHP	CFM	BHP		CFM	BHP
2002	1750	8	0.9	6	1.0											9	7	0.7
	3600	38	1.8	36	2.1	32	2.8	29	3.3							14	28	2.1
	5275	64	2.7	63	3.1	59	4.2	56	4.9							16	51	3.4
2004	1750	24	1.6	21	1.9											10	20	1.4
	3600	83	3.3	80	3.8											14	68	3.8
	5275	137	4.9	134	5.6											16	115	6.3
3002	1170	23	1.6	20	1.9											10	19	1.4
	2700	94	3.8	92	4.3	85	6.0	81	7.1	79	7.6	77	8.2	75	8.7	15	76	4.5
	3600	136	5.0	134	5.7	127	7.9	123	9.4	121	10.1	119	10.9	118	11.6	16	114	6.4
3003	1170	31	2.1	28	2.4											10	27	1.7
	2700	126	4.8	122	5.5	114	7.7	109	9.2							14	107	5.4
	3600	181	6.4	178	7.4	169	10	164	12							15	158	7.7
3006	1173	62	3.3	57	3.8											11	51	3.0
	2700	212	7.7	213	8.9											15	185	9.3
	3600	310	10	305	12											15	277	12
4002	880	20	1.6	17	1.8											10	16	1.3
	1760	74	3.2	71	3.6	64	5.0	60	6.0	58	6.4	56	6.9			14	58	3.6
	3600	186	6.5	183	7.4	176	10	172	12	170	13	168	14	166	15	16	163	8.3
4005	880	44	3.0	39	3.4											9	42	2.2
	1760	150	5.9	145	6.9	132	9.6	124	11							14	121	6.7
	3600	373	12	368	14	354	20	347	24							16	330	16
4007	880	58	3.9	52	4.5											9	56	2.9
	1760	199	7.7	193	9.0											13	169	8.2
	3600	494	16	487	18											15	447	19
5003	710	42	2.7	38	3.1											10	36	2.2
	1760	181	6.6	176	7.6	166	11	159	13	156	14	153	15			16	146	8.5
	2850	324	11	320	12	309	17	303	21	300	22	297	24	294	25	16	289	14
5006	710	70	4.3	63	5.0											10	61	3.6
	1760	302	11	295	12	277	17	266	21	261	23					14	262	12
	2850	543	17	536	20	518	28	507	34	502	37					16	485	22
5009	710	133	6.2	125	7.2											11	114	5.6
	1760	472	15	464	18											14	427	18
	2850	824	25	816	29											15	769	30
6005	710	93	4.9	87	5.6	70	7.9									12	70	4.8
	1760	352	12	345	14	328	20	318	23	313	25	309	27	304	29	16	296	16
	2350	497	16	490	19	473	26	463	31	458	34	454	36	449	39	16	442	21
6008	710	150	7.6	139	8.9	112	13									12	113	7.5
	1760	565	19	554	22	527	31	510	37	503	40	496	43			15	490	23
	2350	798	25	787	29	760	41	744	50	736	54	729	58			16	709	33
6015	710	281	14	261	16											10	254	12
	1760	1058	35	1038	40											14	943	40
	2350	1494	46	1475	54											14	1380	53
7006	710	195	7.8	188	9.1	168	13	157	15	152	17					13	161	8.3
	1760	617	19	610	22	591	32	579	38	574	41	569	44	564	47	16	556	25
	2050	734	23	726	26	707	37	696	44	691	48	686	51	681	55	16	672	29
7011	710	367	14	354	16	321	23									13	308	15
	1760	1142	35	1129	41	1096	58									16	1035	45
	2050	1356	41	1343	47	1310	67									16	1249	53
7018	710	632	23													10	608	19
	1760	1892	56													12	1830	55
	2050	2240	65													12	2178	64

Dimensions

Model Size	A	B	C	D	E	H	J1	J2	K	L1	L2	N1	N2	N3	P	R	S	V
2002	10.00	4.88	2.63		1" NPT	5.00												
2004	12.00	5.88	3.63	2.50	2" NPT	7.00	6.88	9.69	3.13	5.13	5.13	3.75	6.25	3.75	9.38	1.25	5.00	6.25
3002	11.56	5.69	3.38		1 1/2" NPT	6.75												
3003	12.44	6.19	3.75	2.50	2" NPT	7.63	8.94	12.81	3.94	7.25	7.25	5.00	8.50	5.00	12.19	1.75	6.75	7.50
3006	14.81	7.38	4.94		2 1/2" NPT	10.00												
4002	12.94	6.25	3.69		1 1/2" NPT	7.25												
4005	15.69	7.63	5.06	3.00	2 1/2" NPT	10.00	10.63	15.13	4.38	8.00	8.00	6.25	10.25	6.25	13.69	2.00	8.25	8.75
4007	17.44	8.50	5.94		3" NPT	11.75												
5003	15.25	7.38	4.50		2 1/2" NPT	8.38												
5006	17.88	8.69	5.81	3.38	4" NPT	11.00	12.13	17.38	5.38	10.50	10.50	6.75	11.25	6.25	17.19	2.50	8.75	1.125
5009	20.88	10.19	7.31		4" NPT	14.00												
6005	18.75	9.44	5.63		3" NPT	10.13	15.06											
6008	21.75	10.94	7.13	3.69	5" NPT	13.13	15.06	21.69	6.25	17.00	11.00	8.75	14.75	8.75	19.81	3.00	11.75	1.375
6015	28.75	14.44	10.63		6" FLG	20.13	16.44											
7006	20.31	10.31	5.94		4" NPT	11.75	20.63											
7011	25.31	12.69	8.44	4.06	6" FLG	16.75	19.50	26.13	8.0	21.00	14.00	11.00	18.00	11.00	23.25	3.50	14.50	1.562
7018	32.31	16.31	11.94		8" FLG	23.75	19.50											

Values shown are approximate and should not be used for construction. Certified drawings are available through your local Tuthill Pneumatics Sales Professional.

LEADING THE SEARCH FOR NEW SOLUTIONS



4840 West Kearney Street, P. O. Box 2877
Springfield, Missouri USA 65801-2877
Tel 417 865-8715 800 825-6937 Fax 417 865-2950

http://pneumatics.tuthill.com



0901

Your Local Tuthill Pneumatics Sales Professional is:



4.8. Sedimentador secundario.

El tamaño del clarificador secundario se basa en la reducción de los SST y a la calidad proyectada del efluente final del sistema de tratamiento de aguas residuales "San Juan Cosalá" en Chapala, Jal., de acuerdo con la siguiente tabla.

TABLA No. 4.11					
CALIDAD PROYECTADA DEL EFLUENTE FINAL					
PARAMETROS	INFLUENTE AL SEDIMENTADOR SECUNDARIO	EFLUENTE SEDIMENTADO		LODOS kg/día	CARGA TOTAL kg/día
	mg/l	mg/l	kg/día		
FLUJO (m ³ /seg)	0.013	0.013	0.013	---	---
DBO ₅	30.89	30	33.696	1	34.696
DBO ₅ soluble	4.89	4.89	12.749	---	---
SST	125.248	40	44.928	95.75	140.678
SSV	100.198	32	35.942	76.60	112.542

El sistema de tratamiento de aguas residuales "San Juan Cosalá", considera un gasto de 13 l/seg.

El criterio para el tamaño de un sedimentador secundario según "Metcalf & Eddy" en el libro "Wastewater Engineering, Treatment-Disposal-Reuse" es:

$$\text{Tasa de sedimentación} = 300 \text{ gpd/pie}^2 = 0.509 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-hr}$$

Si consideramos la colocación de placas paralelas para incrementar la tasa de sedimentación en un 50%, tenemos que la tasa de sedimentación será:

$$\text{Tasa de sedimentación} = (0.509 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-hr}) * 1.5 = 0.7638 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-hr}$$

Para el análisis del sedimentador secundario se tomará el gasto:

$$Q = 13 \text{ l/seg}$$

Los requerimientos de área superficial para condiciones medias en el tanque son de:

$$(0.013 \text{ m}^3/\text{seg})(3,600 \text{ seg/hr}) / (0.7638 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-hr}) = 61.27 \text{ m}^2$$

Ahora bien, analizando para el gasto máximo:

$$\text{Tasa de sedimentación gasto máximo} = 850 \text{ gpd/pie}^2 = 1.443 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-hr}$$

Si consideramos la colocación de placas paralelas para incrementar la tasa de sedimentación en un 50%, tenemos que la tasa de sedimentación será:

$$\text{Tasa de sedimentación} = (1.443 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-hr}) * 1.5 = 2.1645 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-hr}$$

Para el análisis del sedimentador secundario se tomará el gasto efluente máximo, por lo que el gasto según el análisis del tanque de aeración extendida será:

$$Q = 41 \text{ l/seg}$$

Los requerimientos de área superficial para condiciones medias en el tanque son de:

$$(0.041 \text{ m}^3/\text{seg})(3,600 \text{ seg/hr}) / (2.1645 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-hr}) = 68.19 \text{ m}^2 > 61.27 \text{ m}^2$$

Esto provoca que el área para diseño del sedimentador secundario será la determinada para gasto máximo.

4.8.1. Sedimentador rectangular.

La sedimentación secundaria esta dividida en dos módulos de a saber:

$$\text{Ancho módulo 1} = 9.38 \text{ m}$$

$$\text{Largo módulo 1} = 3.93 \text{ m}$$

$$\text{Ancho módulo 2} = 8.64 \text{ m}$$

$$\text{Largo módulo 2} = 3.93 \text{ m}$$

El análisis de las áreas en de los dos módulos se tendrá que hacer por separado, ya que la entrada a ambos es de la misma magnitud (6.5 l/seg) y a partir de ello se determinará las dimensiones requeridas y se confirmará con los datos de campo.

La sección conocida de ancho en el módulo 1 es de 9.38 m, por lo que el largo del sedimentador secundario será:

$$l = A/a = 68.19 \text{ m}^2 / (9.38 \text{ m} * 2 \text{ módulos}) = 3.63 \text{ m} < 3.93 \text{ m} \dots \text{bien}$$

La sección conocida de ancho en el módulo 2 es de 8.64 m, por lo que el largo del sedimentador secundario será:

$$l = A/a = 68.19 \text{ m}^2 / (8.64 \text{ m} * 2 \text{ módulos}) = 3.94 \text{ m} \cong 3.93 \text{ m} \dots \text{bien}$$

Como se podrá observar el sedimentador del módulo dos esta al límite, pero se considera que su diseño cumple.

El volumen del módulo 1 es.

$$V_1 = 9.38 \text{ m} * 3.93 \text{ m} * 3.49 \text{ m} = 128.65 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 1/3 * n * h * (B + b + (B * b)^{(1/2)})$$

Donde,

n = número de pirámides truncadas

h = altura de la pirámide truncada, 2.54 m

b = área de la base menor de la pirámide truncada, m²

B = área de la base mayor de la pirámide truncada, m²

$$b = 1 \text{ m} * 1 \text{ m} = 1 \text{ m}^2$$

$$B = 9.38 \text{ m} * 3.93 \text{ m} = 36.86 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 1/3 * (2) * (2.54 \text{ m}) * (36.86 \text{ m}^2 + 1 \text{ m}^2 + (36.86 \text{ m}^2 * 1 \text{ m}^2)^{(1/2)})$$

$$V_2 = 74.39 \text{ m}^3$$

El volumen total para el módulo 1 de la unidad de sedimentación será,

$$V_t = V_1 + V_2 = 128.65 + 74.39 = 203.04 \text{ m}^3$$

El volumen del módulo 2 es.

$$V_1 = 8.64 \text{ m} * 3.93 \text{ m} * 3.49 \text{ m} = 118.50 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 1/3 * n * h * (B + b + (B * b)^{(1/2)})$$

Donde,

n = número de pirámides truncadas

h = altura de la pirámide truncada, 2.54 m

b = área de la base menor de la pirámide truncada, m²

B = área de la base mayor de la pirámide truncada, m²

$$b = 1 \text{ m} * 1 \text{ m} = 1 \text{ m}^2$$

$$B = 8.64 \text{ m} * 3.93 \text{ m} = 33.96 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 1/3 * (2) * (2.54 \text{ m}) * (33.96 \text{ m}^2 + 1 \text{ m}^2 + (33.96 \text{ m}^2 * 1 \text{ m}^2)^{(1/2)})$$

$$V_2 = 69.07 \text{ m}^3$$

El volumen total para el módulo 1 de la unidad de sedimentación será,

$$V_t = V_1 + V_2 = 118.50 + 69.07 = 187.57 \text{ m}^3$$

El tiempo de retención para las condiciones de flujo es de;

$$t = V_{\text{total}} / Q$$

$$t = (390.61 \text{ m}^3)/(1,123.20 \text{ m}^3/\text{día})$$

$$t = 0.348 \text{ día} = 8.35 \text{ hr a gasto medio.}$$

4.8.2. Carga sobre vertedores.

La carga sobre vertedores (CV) tiene un pequeño efecto sobre las condiciones del sedimentador secundario, especialmente si el tanque excede de 3.70 m de profundidad, para el caso actual no existe limitantes por lo que se aplicará el criterio de "Metcalf and Eddy, Inc.", que recomienda una carga sobre vertedores en un rango de 125 a 500 m³/mxdía, recomendando una carga para sedimentadores secundarios de 186 m³/mxdía.

$$Q_{\text{prom}} = 13 \text{ l/seg} = 1,123.20 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{\text{max}} = 41 \text{ l/seg} = 3,542.40 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$CV = 186 \text{ m}^3/\text{mxdía}$$

$$\text{Longitud de vertedor (LV)} = Q/CV$$

$$LV_{\text{prom}} = Q_{\text{prom}}/CV = (1,123.20 \text{ m}^3/\text{día})/(186 \text{ m}^3/\text{mxdía}) = 6.04 \text{ m}$$

$$LV_{\text{max}} = Q_{\text{max}}/CV = (3,542.40 \text{ m}^3/\text{día})/(186 \text{ m}^3/\text{mxdía}) = 19.04 \text{ m}$$

Se utilizará este ultimo valor para analizar los canales colectores.

Si tomamos en cuenta que el canal esta adosado a la pared lateral del sedimentador en su parte ancha tenemos que la longitud de vertido actual es de:

$$LV_{\text{actual}} = 9.38 \text{ m} + 8.64 \text{ m} = 18.02 \text{ m} > 3.71 \text{ m} \dots \text{por lo tanto cumple}$$

Altura total del tanque (H).

$$H = AS + AFC + BL + ATL$$

donde, AS = Altura de sedimentación, m

AFC = Altura del fondo cónico, m

BL = Bordo libre, m

$$H = 3.49 + 2.54 + 0.43 = 6.46 \text{ m}$$

En la figura 4.9, se muestra la distribución del sedimentador secundario.

TABLA DE RESULTADOS	
TABLA No. 4.12	
ANALISIS GEOMETRICO	
NUMERO DE UNIDADES	1
DIMENSIONES POR UNIDAD:	
LARGO DEL TANQUE	3.93 m
ANCHO DEL TANQUE	18.02 m
LONGITUD DE VERTEDOR	18.02 m
ALTURA DE LA PARED VERTICAL	6.03 m
AREA HORIZONTAL DE SEDIMENTACION	67.82 m ²
AREA DEL FONDO	1.00 m ²
VOLUMEN TOTAL	390.61 m ³
TIEMPO DE RETENCION HIDRAULICA PARA GASTO MEDIO	8.35 hr
BORDO LIBRE	0.43 m
ALTURA TOTAL DEL TANQUE	6.46 m

4.9. Cárcamo para recirculación de lodos.

Para controlar la recirculación de masa biológica dentro del reactor biológico se colocará un cárcamo de lodos alimentado directamente de los sedimentadores secundarios y se colocará además un sistema de bombeo cuya descarga se ubique lo más cercano posible al influente de agua residual cruda al mismo reactor.

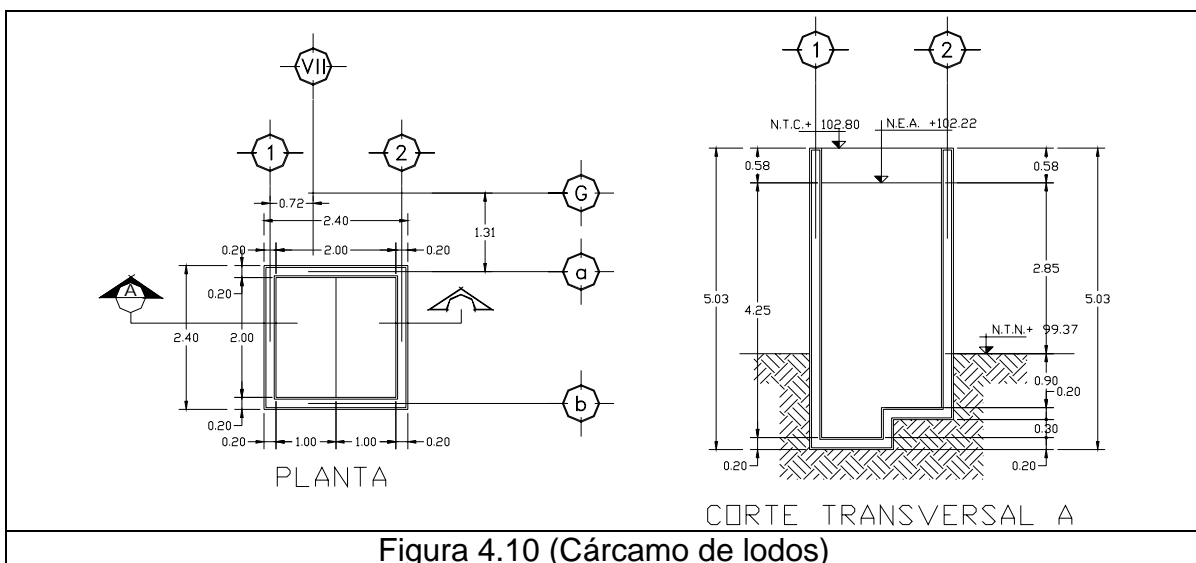
4.9.1. Diseño del cárcamo.

Volumen del cárcamo.

El cárcamo de recirculación tendrá un largo de 2.00 m X 2.00 m de ancho y 5.03 m de alto, con un tirante útil en promedio de 3.75 m.

Se colocarán dos bombas sumergibles (una funcionando y una de reserva) para un gasto de 10 lps y 9.00 m columna de agua.

TABLA No. 4.13	
CARACTERISTICAS	VALOR
No. DE UNIDADES	1
GASTO DE ENTRADA PROMEDIO	10 l/seg
ANCHO DEL TANQUE	2.00 m
LARGO DEL TANQUE	2.00 M
ALTURA DEL TANQUE	5.03 m
TIRANTE DE AGUA	3.75 m
BORDO LIBRE	VARIABLE



4.10. Sistema de cloración.

La etapa final en el proceso de tratamiento, es la desinfección, la cual tiene como objetivo destruir los microorganismos patógenos (bacterias y virus principalmente) en la corriente de agua residual tratada.

En el diseño del sistema de cloración de la planta se utilizará el sistema de cloro líquido-gas, ya que para grandes flujos de agua residual tratada, el uso de reactivos hace incosteable la construcción y mantenimiento de sistemas de mezcla de reactivo y dosificación, así como almacenes especiales para reactivos.

DISEÑO DE PROCESO

Normalmente la eficiencia de desinfección se evalúa de acuerdo al NMP/100 ml ó sea el número más probable de organismos coliformes totales por 100 ml de agua residual.

En condiciones de buen mezclado en el punto de aplicación y condiciones de flujo tapón en la cámara de contacto, el modelo de Collins es aplicable.

$$Y = Y_0 (1+0.23*ct)^{-3}$$

donde, Y = NMP en el agua residual clorada al final del tiempo t .

Y_0 = NMP en el efluente antes de la cloración.

c = Residual de cloro total al final del tiempo de contacto t , mg/l.

t = Tiempo de contacto en minutos.

Y_0 ; según los parámetros de diseño reporta un valor de diseño de 2,100,000 nmp/100 ml de coliformes totales y Y un valor de 1,000 nmp/100 ml a la salida, de tal manera que después del tiempo de contacto especificado de 30 minutos el residual teórico de cloro total al final del tiempo de contacto es:

$$ct = ((Y_0/Y)^{1/3}-1)/0.23$$

ct = factor tiempo de contacto-residual de cloro

$$ct = ((2,100,000/1,000)^{1/3}-1)/0.23 = 51.33$$

$$c = 1.71 \text{ mg/l}$$

Datos de proyecto:

Número de unidades.	1.00
Tipo.	Mampara.
Flujo.	Pistón.
Gasto de diseño, (Qd).	13 lps. 0.013 m ³ /s.

Tiempo de retención, (Tr).	30.00 min.
Dosis de cloro, (Dc).	8.00 mg/l.

Ecuaciones de diseño:

$$V = A_s \times h_u$$

$$A_s = A \times L$$

Donde:

V Volumen del tanque, (m³).

A_s Área superficial, (m²).

L Largo del tanque, (m).

A Ancho del tanque, (m).

h_u Tirante útil, (m).

Desarrollo:

Substituyendo valores y efectuando operaciones tenemos:

$$V = A \times L \times h_u = 3.02 \text{ m} \times 3.02 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} = 22.80 \text{ m}^3$$

$$A_s = 3.02 \text{ m} \times 3.02 \text{ m} = 9.12 \text{ m}^2$$

El tiempo de retención real de campo para el gasto medio será:

$$Tr = V/Q = (22.80 \text{ m}^3)/(0.013 \text{ m}^3/\text{seg}) = 1,753.85 \text{ seg} = 29.23 \text{ min} \cong 30 \text{ min...bien}$$

Ahora considerando que el ancho de canal promedio es de 0.75 m y la longitud total es de 11.03 m, tenemos que la relación largo de canal:ancho es de,

$$\text{Longitud} = 11.03 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 0.75 \text{ m}$$

$$L/A = 14.71 > 10... \text{ bien}$$

Resumen de resultados:

TABLA DE RESULTADOS	
TABLA No. 4.14	
Volumen del tanque.	22.80 m ³ .
Area superficial.	9.12 m ² .
Ancho del tanque.	3.02 m.
Largo del tanque.	3.02 m.
Ancho del canal.	0.75 m.
Relación largo:ancho.	14.71:1

Equipo de cloración.

Datos de proyecto:

Gasto de diseño, (Qd).	13 lps.
Dosis, (D).	8.00 mg/l.

DOSIS DE CLORACION Y CAPACIDAD DEL CLORADOR.

La dosis de cloro requerida para la desinfección varía de acuerdo a la cantidad del efluente a ser tratado; la cual, de acuerdo a las bases de diseño, es de 8 mg/l en promedio. Esta dosis esta dentro del rango reportado por WEF para efluentes secundarios que es de 50 a 100 lb/mil gal. (2 a 8 mg/l).

Por lo tanto, la capacidad del clorador puede ser calculada por:

$$\text{kg/h} = 0.0036 (\text{l/s Flujo})(\text{mg/l dosificación})$$

$$= 0.0036 * 13 * 8 = 0.3744 \text{ kg/h}$$

$$= 8.99 \text{ kg/día}$$

$$= 19.81 \text{ lbs/día}$$

Características del dosificador:

TABLA No. 4.15	
Marca.	Wallace & Tiernan, o similar.
Modelo No.	510 K
Capacidad.	Hasta 90 k/día.
Contrapresión máxima.	4 kg/cm ²
Material del difusor.	PVC.
Conexiones de la succión y descarga.	13.00 mm, (1/4").

Capacidad de los tanques de almacenamiento de gas cloro.

Número de unidades.	10 (diez)
Capacidad	68 kg.

Volumen de almacenamiento. 680 Kg.

Duración del almacenamiento. 37 días de suministro.

Se instalará una bascula para dos cilindros para facilitar el cambio de los mismos cuando se encuentran vacíos.

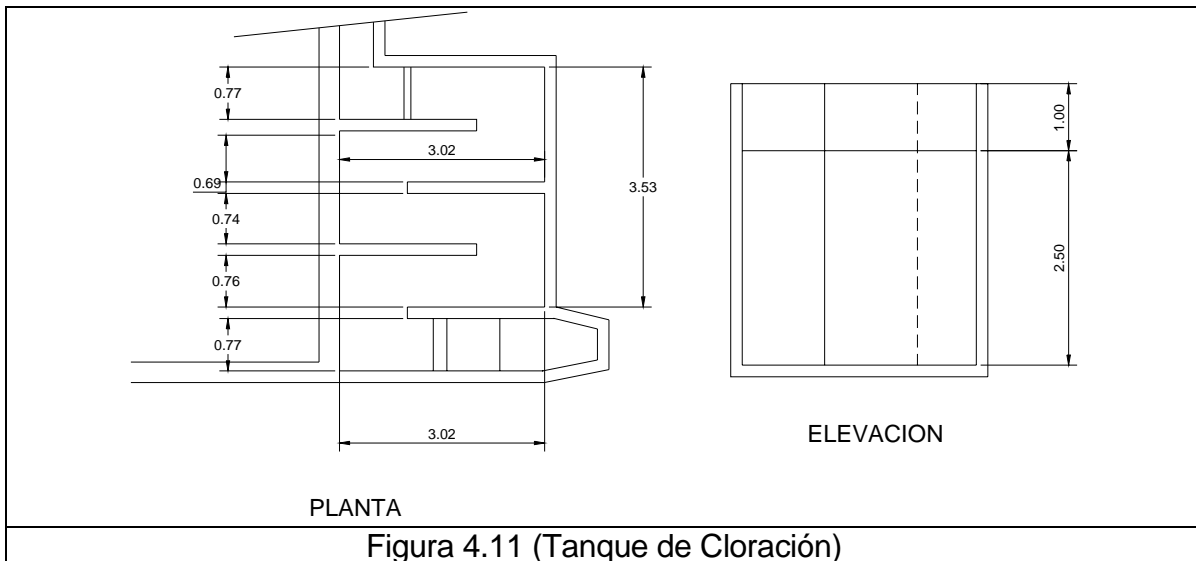


Figura 4.11 (Tanque de Cloración)

4.11 Medidor de flujo.

Para tener un mayor control sobre el flujo a tratar se hace necesaria la colocación de una estructura de medición, tal como el conducto aforador Parshall, esto debido a la facilidad de construcción y colocación además de que la estructura trabaja eficientemente Aún teniendo gran variación en el gasto pues tanto para gastos pequeños como para grandes, su determinación se hace con bastante exactitud utilizando las fórmulas empíricas propuestas por Ralph L. Parshall.

Funcionamiento del aforador Parshall.

Los muros convergentes de la entrada guían suavemente los filetes de la vena líquida hasta la cresta, que es propiamente la sección de control, en donde debido al cambio brusco de la pendiente del piso en la garganta, el agua escurre con un mínimo de energía, es decir con la profundidad crítica cuando el escurrimiento es libre.

Al entrar el agua en el medidor, debido a que la sección va reduciéndose, su velocidad va en continuo aumento, pues al llegar a la cresta del medidor se precipita siguiendo el piso descendente de la garganta, hasta que al salir de ella empieza a perder velocidad y como ésta es menor en el canal aguas abajo, resulta que debe producirse un salto hidráulico cerca del extremo inferior de la garganta. La localización de este salto es variable con el gasto que pasa por el medidor, pues para un gasto muy grande o muy pequeño, el salto se localizará más lejos o más cerca de la garganta, con lo cual la carga aguas abajo variará haciéndose más pequeña o aumentando tendiendo a ser igual a la carga aguas arriba. La localización del salto es afectada igualmente por la elevación de la cresta sobre la plantilla del canal así como también por la diferencia de elevación de la plantilla en los canales aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

El diseño de la unidad se basó en las tablas propuestas por Parshall para un gasto máximo de diseño de 41 l/seg. Los rangos de gasto para una garganta de 0.15 m es de 1.42 a 110.44 l/seg, con lo cual se determinaron las dimensiones de la estructura enmarcadas en la tabla No. 4.16, y se pueden observar en la figura 4.12.

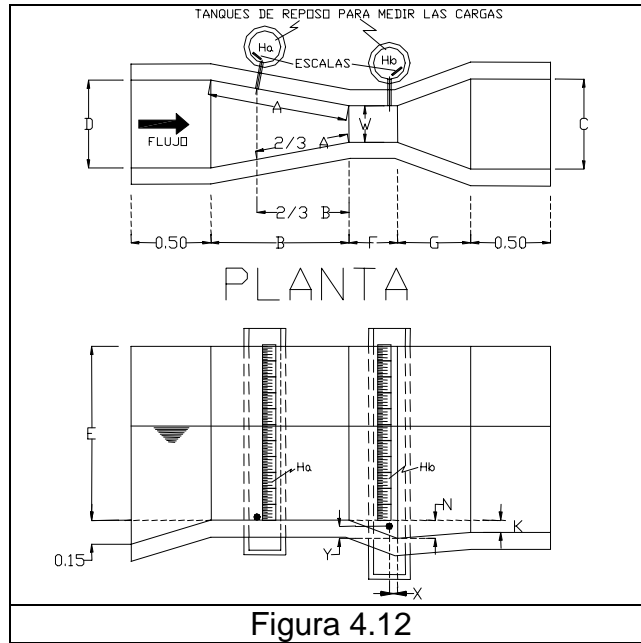


TABLA No. 4.16

PARAMETRO	DIMENSION EN METROS
W	0.152
A	0.622
B	0.61
C	0.394
D	0.394
E	0.457
F	0.305
G	0.61
K	0.076
N	0.114
X	0.051
Y	0.076

La fórmula de gasto para cualquier elevación aguas abajo es:

$$Q = 0.3812 * Ha^{(1.58)}$$

donde, Q = gasto de agua (descarga libre) en m³/seg

W = ancho de la garganta en m

Ha = Tirante de agua en la sección horizontal del canal Parshall en m

En la tabla No, 4.17, se muestran las escalas de medición.

TABLA No. 4.17			
H m	Q l/seg	H m	Q l/seg
0.01	0.211	0.28	40.787
0.02	0.630	0.29	43.113
0.03	1.196	0.3	45.485
0.04	1.885	0.31	47.903
0.05	2.682	0.32	50.368
0.06	3.577	0.33	52.877
0.07	4.563	0.34	55.431
0.08	5.635	0.35	58.029
0.09	6.788	0.36	60.670
0.1	8.017	0.37	63.354
0.11	9.320	0.38	66.080
0.12	10.694	0.39	68.849
0.13	12.135	0.4	71.659
0.14	13.643	0.41	74.510
0.15	15.214	0.42	77.401
0.16	16.847	0.43	80.333
0.17	18.541	0.44	83.305
0.18	20.293	0.45	86.316
0.19	22.103	0.46	89.366
0.2	23.969	0.47	92.455
0.21	25.889	0.48	95.582
0.22	27.864	0.49	98.747
0.23	29.891	0.5	101.950
0.24	31.970	0.51	105.190
0.25	34.100	0.52	108.468
0.26	36.280	0.53	111.782
0.27	38.510	0.54	115.132

Cuando el tirante de agua en la salida de la garganta del parshall, H_b , es considerablemente menor que la carga H_a , se dice que el medidor trabaja con *Descarga Libre* y en estas condiciones el gasto es función únicamente de la carga H_a de la entrada; pero cuando la carga H_b difiere poco de la carga H_a se dice que el medidor trabaja con *Sumersión* y entonces el gasto es función de las dos cargas H_a y H_b .

A la relación $S = H_b/H_a$ se le llama Grado de Sumersión y es la que determina si en un momento dado el medidor trabaja con descarga libre o con sumersión, estas características de escurrimiento, están determinadas con los siguientes valores límites:

Descarga libre: $S < 0.70$

Con sumersión: $0.70 \leq S \leq 0.95$

Las investigaciones de Parshall mostraron que cuando el grado de sumersión es mayor de 0.95, la determinación del gasto se vuelve muy incierta debiendo adoptarse por lo tanto 0.95 como valor máximo de S.

Cuando un medidor trabaja con sumersión, la fórmula correspondiente a descarga libre da un gasto mayor que el real, por lo tanto es necesario aplicar una corrección sustractiva a la fórmula quedando como expresión general del gasto:

$$Q = m \cdot Ha^n - C$$

donde, $Q =$ gasto de agua residual en m^3/seg

$$m = 0.68$$

$$n = 1.522$$

$C =$ constante que depende del grado de sumergencia, W y Ha.

$$C = 0.0746 \cdot \left\{ \left[\frac{3.28 \cdot Ha}{(1.8/S)^{1.8} - 2.45} \right]^{4.57 - 3.14 \cdot S} + 0.093 \cdot S \right\} \cdot W^{0.815}$$

Debido al inconveniente de manejar estas formulas se procurará colocar el canal Parshal con descarga libre.

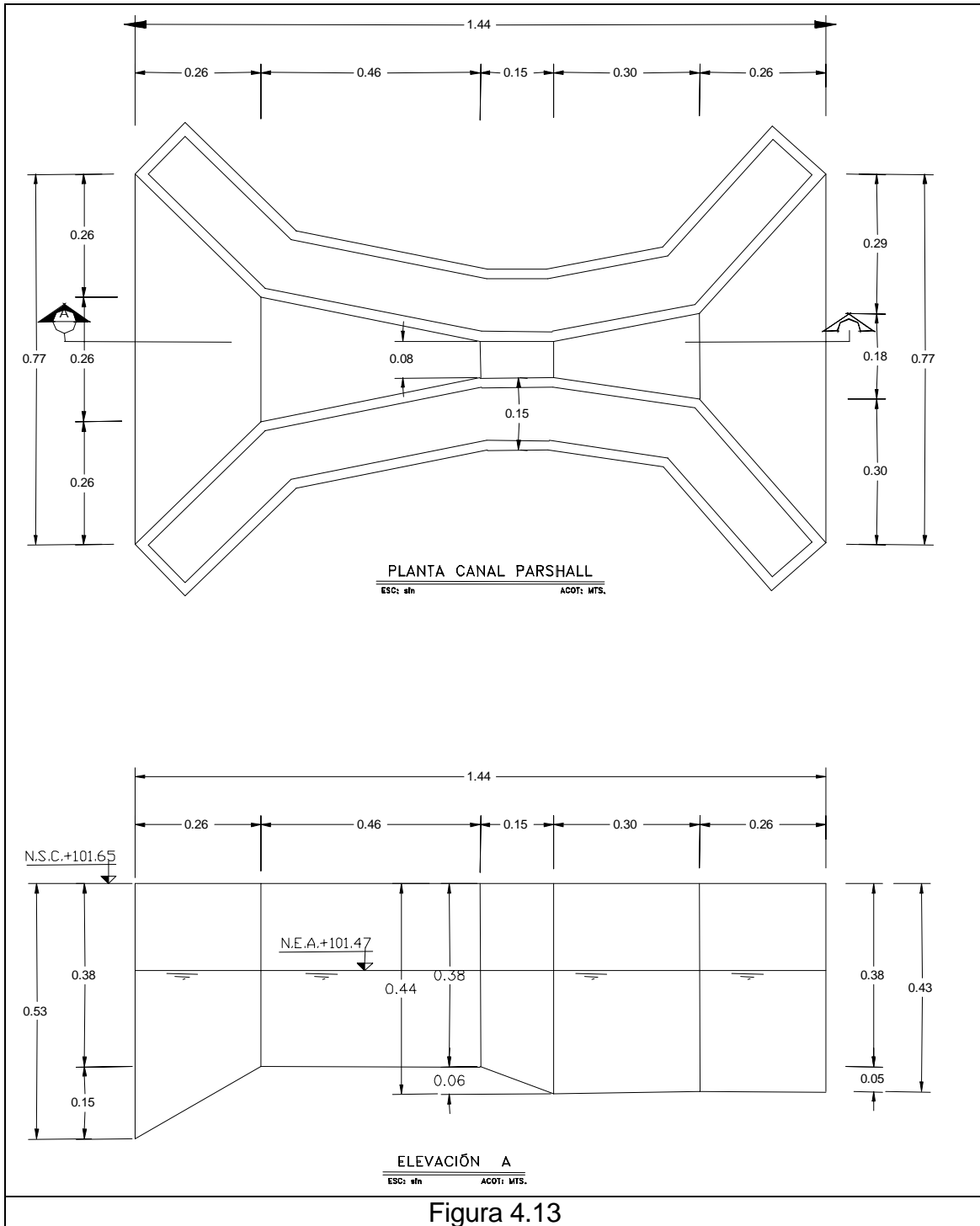


Figura 4.13

4.12. Deshidratado de lodos por Lechos de secado.

Con un gasto de 13 l/seg por módulo, la Planta producirá un volumen estimado de lodos de 12.77 m³/día con una concentración del 0.75 %. Para disponer de estos lodos en forma sanitaria y económica se recurre a un proceso de desaguado que permite manejar los lodos como un sólido a granel, y no como un líquido.

Diseño del proceso.

Los lechos de secado actuales están conformados por 4 secciones de 6 m x 10.85 m cada una. De aquí es necesario certificar si los lechos cumplen para el gasto de lodos actual.

En la tabla No. 4.18 se presentan los resultados del análisis del proceso.

TABLA No. 4.18	
DISEÑO DEL PROCESO Y DIMENSIONAMIENTO DE UNIDADES	
Concepto	Dimensión
Gasto medio de diseño de la planta	13
Características de los lodos de entrada:	
Gasto (m ³ /día)	12.77
(m ³ /hr)	0.532
(l/seg)	0.148
Concentración de sólidos en los lodos (%)	0.75
Sólidos suspendidos volátiles (mg/l)	6000
Sólidos suspendidos fijos (mg/l)	1500
Sólidos suspendidos totales (mg/l)	7500
Sólidos volátiles (kg/día)	76.60
Sólidos fijos (kg/día)	19.15
Sólidos totales (kg/día)	95.75
Diseño del proceso:	
Volumen útil de lodos en los lechos (m ³)	78.12
Área de los lechos (m ²)	260.40
Ancho efectivo de cada lecho (m)	6.00
Longitud efectiva de cada lecho (m)	10.85
Área efectiva de cada lecho (m ²)	65.10
Volumen efectivo de cada lecho (m ³)	19.53
Número de lechos	4
Resultados del análisis:	
Tiempo de retención de los lodos (día)	4.71
Factor de seguridad	1.30
Altura de los lodos en los lechos (cm)	30

Como se podrá observar el tiempo de retención en los lechos de secado es muy corto por lo que se checará contra la carga por año.

Si consideramos que le criterio para carga sobre lechos de secado para un proceso de aeración extendida es de 120 a 200 kg lodos/m²/año, tenemos que el área necesaria para la planta de tratamiento será:

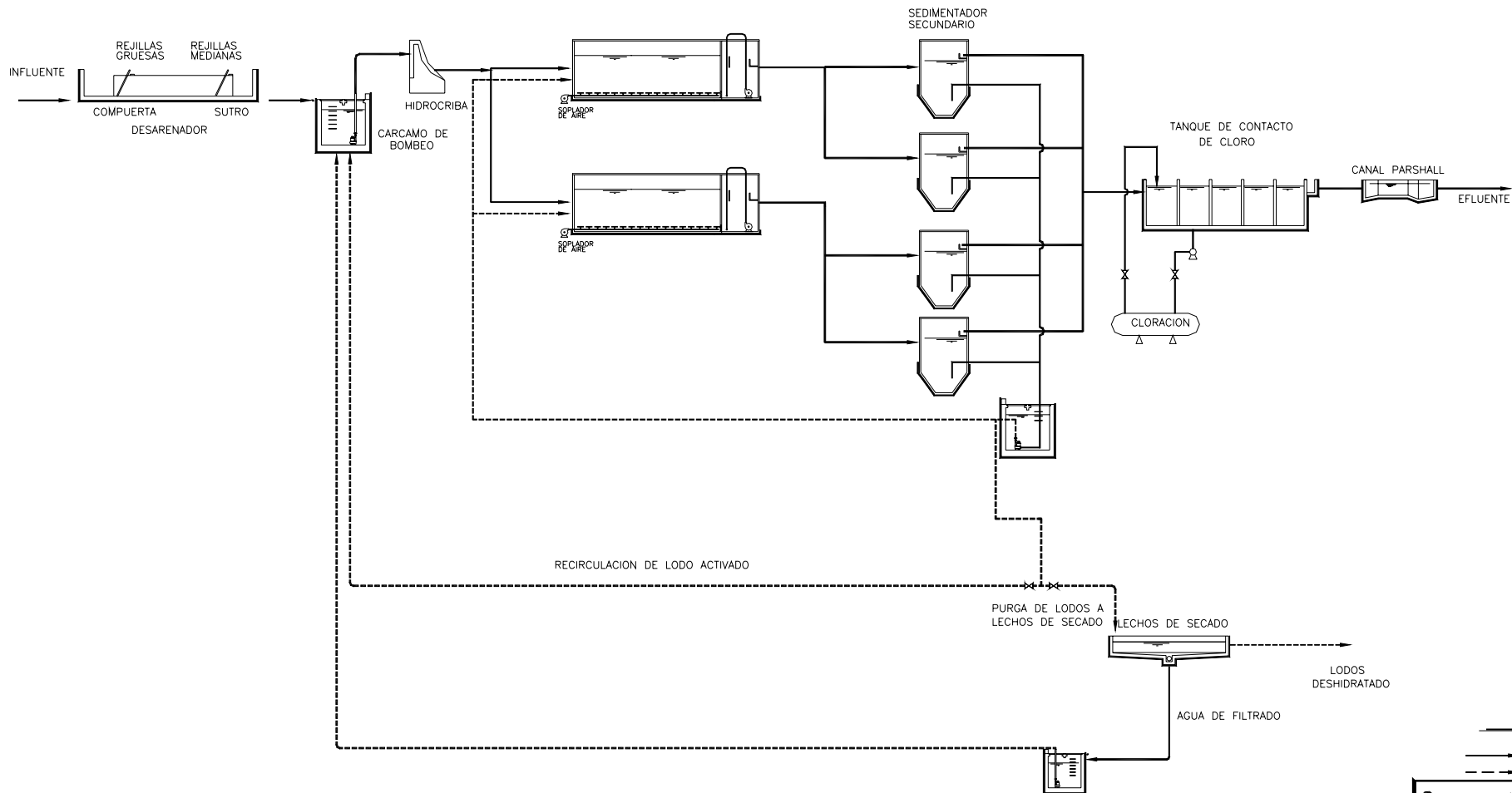
TABLA No. 4.19	
DISEÑO DEL PROCESO Y DIMENSIONAMIENTO DE UNIDADES	
Concepto	Dimensión
Revisión de Cargas de Sólidos	
Carga de sólidos volátiles (kg/m ² -año)	107.37
Carga de sólidos fijos (kg/m ² -año)	26.84
Carga de sólidos totales (kg/m ² -año)	134.21
Características de los Lodos Producidos (Estimados para una captura de sólidos de 100%)	
Concentración de sólidos en la torta (%)	50
Volumen diario (m ³ /día)	0.1915
Sólidos totales (kg/día)	95.75

Como se podrá observar el sistema de lechos de secado cumple con los criterios de diseño, por lo que sólo se cambiará el material filtrante cuyos volúmenes son:

Tabla 4.20		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
SUMINISTRO Y COLOCACION DE ARENA 0.5 A 0.7MM DIAM.EFECTIVO CU 3.0 A 3.5	M3	70.00
SUMINISTRO Y COLOCACION DE GRAVA DE 1/4 A 1/8" DE DIAM.EFECT.	M3	25.00
SUMINISTRO Y COLOCACION DE GRAVA DE 1/2 A 1/4" DE DIAM.EFECT.	M3	25.00
SUMINISTRO Y COLOCACION DE GRAVA DE 1 A 1/2" DE DIAM.EFECT	M3	45.00

En la Figura 4.14, se muestra a detalle el arreglo de los lechos de secado.

DIAGRAMA DE FLUJO



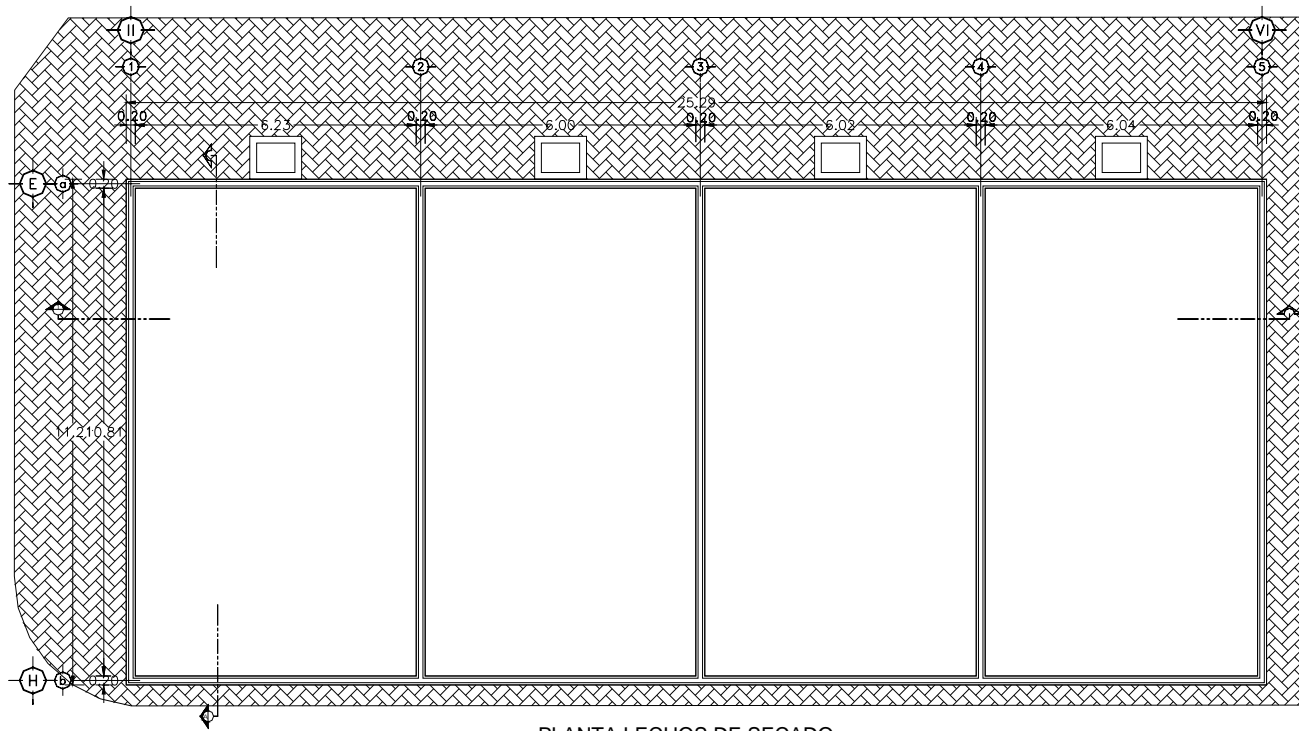
SIMBOLOGIA

- FLUJO DE AGUA
- - - FLUJO DE LODOS

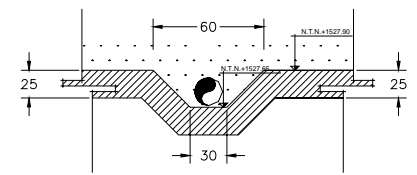
Ingeniería del Medio Ambiente S.A. de C.V. Agricultura 83 Col. Escandón CP. 11800 México, D.F. Tels. 5516 5610 - 5516 3208 Fax 272 9948 E-mail imasa97@prodigy.net.mx			
PLANTA	SAN JUAN COSALÁ		
UBICACION	Municipio de Ajijc Jalisco		
AREA	TRATAMIENTO DE EFLUENTES		
TITULO	DIAGRAMA DE FLUJO		
PLANTA	PROYECTO	No. PLANO	REV.
		Fig. 4_2	0

No.	FECHA	DESCRIPCION	DIBUJO	REVISO	APROBO	No. DE PLANO	TITULO
REVISIONES							DIBUJOS DE REFERENCIA

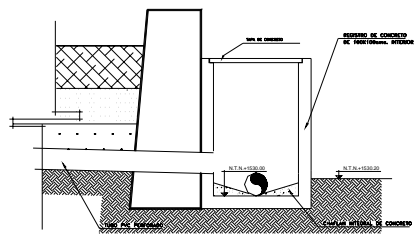
ESCALA	S/ES	ACOTACION	MM.	FECHA
DIBUJO	M.A.A.T.			MAR-04
REVISO	ING. R. A. P.			MAR-04
APROBO				
APROBO				



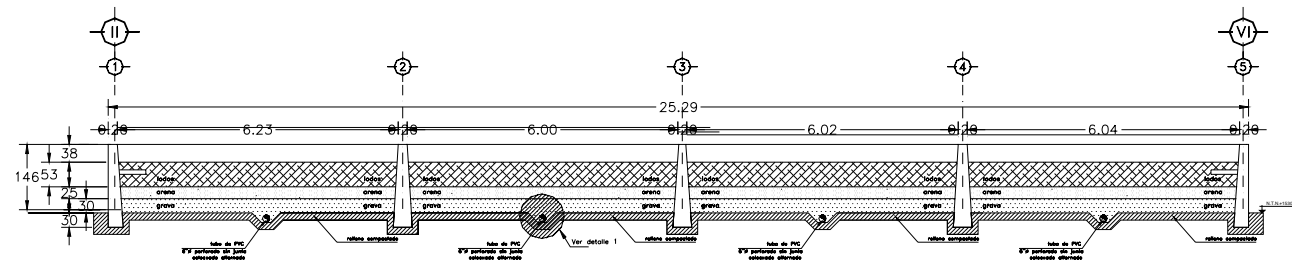
PLANTA LECHOS DE SECADO



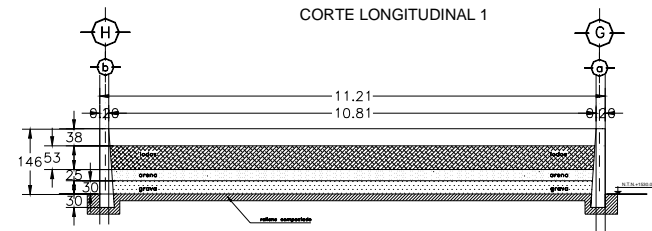
DETALLE No. 1



DESCARGA DE LODOS
CORTE ESQUEMATICO
DETALLE No. 2



CORTE LONGITUDINAL 1



CORTE TRANSVERSAL 1

NOMENCLATURA	
TAG	SERVICIO
LS-01	LECHOS DE SECADO

DISEÑO DEL PROCESO Y DIMENSIONAMIENTO DE UNIDADES

Gasto medio de diseño de la planta

Características de los lodos de entrada

Gasto (m ³ /día)	12.77
(m ³ /hr)	0.532
(l/seg)	0.148
Concentración de sólidos en los lodos (X)	0.75
Sólidos suspendidos volátiles (mg/l)	6000
Sólidos suspendidos fijos (mg/l)	1500
Sólidos volátiles (kg/día)	78.60
Sólidos fijos (kg/día)	19.15
Sólidos totales (kg/día)	95.75
Diseño del proceso	
Volumen útil de lodos en los lechos (m ³)	78.12
Área de los lechos (m ²)	280.40
Ancho efectivo de cada lecho (m)	6.00
Longitud efectiva de cada lecho (m)	10.85
Área efectiva de cada lecho (m ²)	65.10
Volumen efectivo de cada lecho (m ³)	19.53
Número de lechos	4
Resultados del análisis	
Tiempo de retención de los lodos (día)	4.71
Factor de seguridad	1.30
Altura de los lodos en los lechos (cm)	30

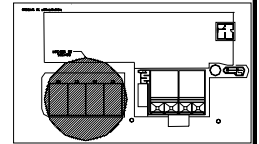
CARACTERÍSTICAS

Revisión de cargas de sólidos	
Carga de sólidos volátiles (kg/m ² -año)	107.37
Carga de sólidos fijos (kg/m ² -año)	26.84
Carga de sólidos totales (kg/m ² -año)	134.21
Características de los lodos producidos (Estimados para una captura de sólidos de 100%)	
Concentración de sólidos en la torta (X)	50
Volumen diluído (m ³ /día)	0.1915
Sólidos totales (kg/día)	95.75

- NOTAS:
- 1.- EL NORTE CONSIDERADO ES EL ASTRONÓMICO
 - 2.- TODAS LAS COTAS ESTÁN INDICADAS EN METROS EXCEPTO LAS MARCADAS EN OTRA UNIDAD
 - 3.- PARA DETALLES DE INSTALACIÓN DE EQUIPOS VER PLANOS CORRESPONDIENTES
 - 4.- LA OMBRA EN MUROS SERÁ APARENTE AMBAS CARAS
 - 5.- LAS COTAS ROJEN AL DIBUJO

SIMBOLOGIA

N.T.N.	NIVEL DE TERRENO NATURAL
N.C.	NIVEL TIPO DE CONCRETO
N.F.T.	NIVEL FONDO DE TANQUE
N.E.A.	NIVEL ESPESOR DE AGUA
N.F.C.	NIVEL FONDO CARCAMO



REVISIONES:

No.	FECHA	REVISOR	REVISADO

GOBIERNO DEL ESTADO DE JALISCO
COMISION ESTATAL DE AGUA Y SANEAMIENTO

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LECHOS DE SECADO (LS-01)

PLAN DE OBRAS

Fig. 4-14

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La actualización de la Ingeniería de proceso dentro de este estudio dio como resultado una optimización de los recursos disponibles siempre vigilando que las modificaciones del proceso no causaran grandes inversiones económicas.

Con la aplicación de estas tecnologías de proceso se pudo cumplir con la NOM-ECOL-001-1997, que establece los límites máximos permisibles para embalses naturales y artificiales con uso público urbano, lo cual coincide con la aplicación que se le da al agua tratada que es la recarga de la Laguna de Chapala, en Chapala, Jal.

El sistema de tratamiento aplicado es el llamado reactor biológico convencional por aeración extendida y es aplicable para gastos de hasta 30 l/seg en promedio, para gastos mayores se recomienda colocar un tratamiento primario además de un tratamiento de lodos.

Una de las ventajas del sistema de tratamiento de aguas de San Juan Cósala es que a futuro se le puede agregar un sedimentador primario, un espesador de lodos, un digestor de lodos y un filtro prensa o banda; con lo cual se lograría incrementar la capacidad del gasto a tratar debido al incremento poblacional.

El presente trabajo se realizó para apoyar tanto al ingeniero proyectista como al estudiante de ingeniería y es el resultado de múltiples investigaciones para el cálculo de procesos de tratamiento de aguas residuales.

Los datos utilizados para el diseño son los recomendados por la literatura y la experiencia, pudiendo utilizarse por el diseñador en plantas de tratamiento de aguas residuales.

Se recomienda que el diseñador de plantas de tratamiento realice los cálculos con base en estudios de campo, como son, caracterización de las aguas residuales, pruebas de tratabilidad para varias alternativas solución y selección de la más óptima, para así, obtener datos reales para los factores de diseño.

GLOSARIO DE TERMINOS TECNICOS

PROCESOS BIOLÓGICOS.

La expresión tratamiento secundario se refiere a todos los procesos de tratamiento biológico de las aguas residuales, tanto aerobios como anaerobios. El proceso de lodos activados ha sido el más utilizado para el tratamiento de aguas residuales, tanto industriales como municipales. Este proceso nació del siguiente planteamiento: si cualquier agua residual se somete a aireación durante un periodo de tiempo se reduce su contenido de materia orgánica formándose un lodo flocúleno. Un examen microscópico reveló que el lodo está formado por una población heterogénea de microorganismos que cambian continuamente en función de las variaciones de la composición del agua y las condiciones ambientales.

Los objetivos que persigue el tratamiento secundario son: la coagulación, la eliminación de los sólidos no sedimentables, la estabilización de la materia orgánica. La eliminación de la DBO carbonosa. Las bacterias se usan para convertir la materia orgánica carbonosa coloidal y disuelta en diversos gases y tejido celular. Dado que el tejido celular tiene un peso específico ligeramente mayor que el del agua, puede separarse de la solución por decantación. Es importante separar el tejido celular del líquido para tener un tratamiento completo. El entendimiento de la forma, estructura y actividades bioquímicas de los microorganismos es básico para el diseño de un proceso de tratamiento biológico o en la sección del tipo de proceso a utilizar.

MICROORGANISMOS IMPORTANTES:

Bacterias.

Existen miles de diferentes especies, las cuales se pueden agrupar según su forma en esféricas, cilíndricas y helicoidales, otra forma de clasificarlas es en base a su metabolismo:

heterótrofas y autótrofas. Las autótrofas más comunes son quimiosintéticas, las heterótrofas son el grupo más importante en el tratamiento biológico por su necesidad de compuestos orgánicos. Las bacterias autótrofas y heterótrofas pueden dividirse a su vez en aerobias, anaerobias o facultativas, según su necesidad de oxígeno. La velocidad de reacción de los microorganismos aumenta con la temperatura, según la temperatura en que se desarrollan mejor, las bacterias pueden catalogarse en criófilas o psicrófilas, mesófilas y termófilas.

Tabla 38. CLASIFICACIÓN DE BACTERIAS A DIFERENTES INTERVALOS DE TEMPERATURA (° C)

TIPO	INTERVALO	OPTIMO
Criófilas o psicrófilas	12-30	12-18
Mesófilas	20-45	25-40
Termófilas	45-75	55-65

El pH es un factor importante en el crecimiento de los organismos, la mayoría de las bacterias no pueden tolerar un pH por encima de 9.5 o por debajo de 4.0. El pH óptimo para su crecimiento se encuentra entre 6.5 y 7.5.

Hongos.

La mayoría de los hongos son aerobios estrictos. Pueden crecer con muy poca humedad y toleran un pH relativamente bajo, aunque el óptimo para la mayoría de las especies es de 5.6, el intervalo varía de 2 a 9. Los hongos tienen una demanda baja de nitrógeno, sólo necesitan aproximadamente la mitad de lo que requieren las bacterias, esta capacidad y el sobrevivir a pH bajos, les hace ser importantes en el tratamiento de aguas residuales industriales.

Algas.

En los tanques de estabilización son muy importantes por que producen oxígeno a través de la fotosíntesis.

Protozoos.

La mayoría son heterótrofos aerobios, aunque algunos son anaerobios. Son generalmente de mayor tamaño que las bacterias y suelen consumirlas como fuente de energía, por la tanto actúan como purificadores de los efluentes de procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales al consumir bacterias y partículas orgánicas. Los protozoos suelen dividirse en cinco grupos: sarcodina, mastigophora, sporozoa, infusoria o cilata y suctoria.

Rotíferos.

El rotífero es un animal aerobio, heterótrofo y multicelular. Son muy eficaces para consumir bacterias dispersas y floculadas, así como pequeñas partículas de materia orgánica. Su presencia en un efluente indica un proceso aerobio de purificación biológica muy eficiente.

Crustáceos.

Es un animal aerobio heterótrofo y multicelular, tiene un cuerpo duro o coraza. Son una importante fuente de alimentación de los peces y como tales suelen encontrarse en la mayoría de las aguas naturales. Los crustáceos no existen en cantidades apreciables en los sistemas de tratamiento biológico, aunque a veces se detectan en los tanques de estabilización de baja carga. Su presencia indica que el efluente es bajo de materia orgánica y que es rico en oxígeno disuelto.

Virus.

Un virus es la más pequeña estructura biológica que contiene toda la información necesaria para su reproducción. En el tratamiento de las aguas residuales domésticas se tiene la responsabilidad de asegurar que estos virus estén debidamente controlados, lo que se logra mediante desinfección y adecuada evacuación del efluente de la planta.

CICLOS AEROBIOS Y ANAEROBIOS.

En estos ciclos la materia orgánica muerta se descompone por primera vez en productos iniciales e intermedios, antes de que se originen los productos estabilizados finales. Tanto las bacterias heterótrofas como las autótrofas se hallan presentes en muchos procesos de biodegradación requeridos para obtener productos finales estabilizados. En los sistemas aerobios, los productos finales de degradación se oxidan más y por lo tanto quedan a un nivel menor de energía que los productos finales del sistema anaerobio. Como consecuencia de ello es que la degradación anaerobia es un proceso mucho más lento.

La digestión anaerobia es llevada a cabo para estabilizar la materia orgánica insoluble y tiene un tiempo de residencia de varios días. De la descomposición de la materia orgánica da como resultado el dióxido de carbono y gas metano. La comunidad biológica es muy simple y se compone principalmente de bacterias, aunque se encuentran protozoarios. Dentro de los procesos de digestión anaerobia, los compuestos orgánicos biodegradables son hidrolizados y degradados a producir múltiples compuestos simples como son: ácidos orgánicos, dióxido de carbono y gas hidrógeno, el cual es convertido en gas metano. Dos clases de bacterias están involucradas en estas transformaciones, las primeras comprenden a las bacterias no metanogénicas y el segundo grupo a la metanogénicas.

Las bacterias generalmente se reproducen por división celular. El modelo de crecimiento basado en el número de células tiene más o menos cuatro fases diferenciadas:

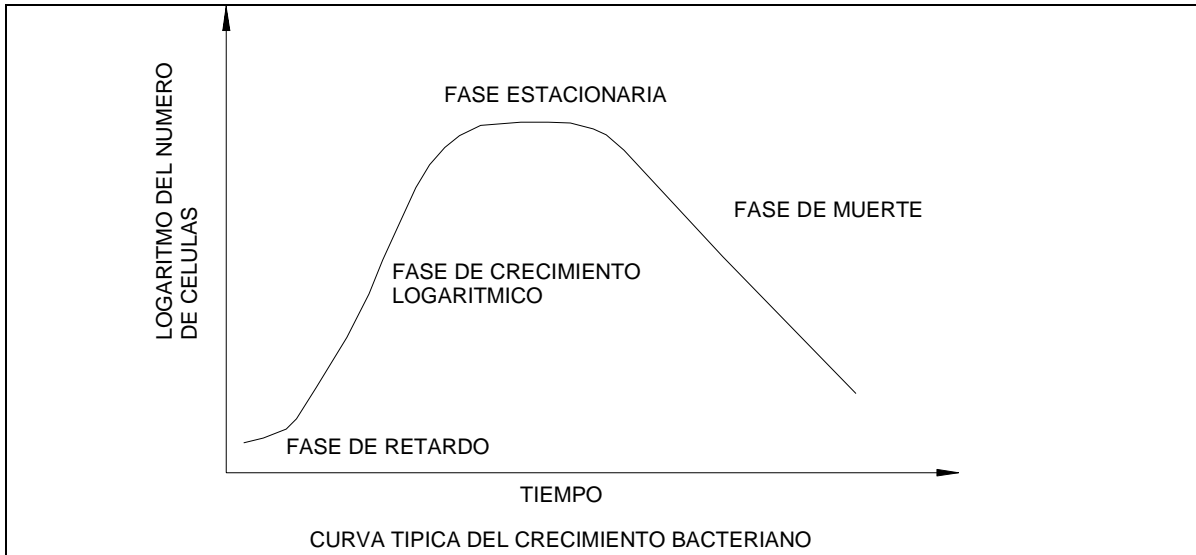
1. Fase de retardo. Esta fase representa el tiempo requerido para que los organismos se aclimaten a sus nuevas condiciones ambientales.
2. Fase de crecimiento logarítmico. Durante este período la célula se divide a una velocidad determinada por su tiempo de generación y su capacidad de procesar alimento (tasa constante de crecimiento porcentual).
3. Fase estacionaria. En este caso la población permanece constante, las razones para este fenómeno es que el crecimiento de nuevas células se nivela con la muerte de viejas células y también que las células han agotado los nutrientes necesarios para su crecimiento.
4. Fase de muerte. Durante esta fase, la tasa de muerte de las bacterias excede la producción de células nuevas.

Este modelo de crecimiento se subdivide en tres fases.

Fase de crecimiento logarítmico. Hay una microorganismos, por lo tanto el crecimiento bacteriano es logarítmico.

Fase de crecimiento decreciente. El crecimiento disminuye, ya que se ha consumido la mayor parte del alimento.

Fase endógena. Se presenta una reducción de microorganismos, los cuales al consumir casi la totalidad del alimento empiezan a devorarse unos a otros.



Las unidades de tratamiento biológico se componen de complejas poblaciones biológicas mezcladas y interrelacionadas, por lo que cada organismo tiene su propia curva de crecimiento. El estudio de la cinética del tratamiento biológico aerobio conduce a determinar la velocidad a la cual los microorganismos degradan un residuo específico y por lo tanto suministran la información básica necesaria para desarrollar el tamaño de los reactores. La velocidad de una reacción de oxidación aerobia no se puede alterar en gran medida, pero si se sitúa una población grande de microorganismos en forma de lodo, es posible que la remoción de la materia orgánica presente en la solución sea rápida. Cerca de un tercio de la DQO se usa para energía y los dos tercios restantes para la síntesis de nuevas células.

CRECIMIENTO LOGARÍTMICO.

Las bacterias aumentan en proporción a su masa en la fase de crecimiento logarítmico, la tasa de crecimiento en esta fase se representa como:

donde: r_g = tasa de crecimiento bacteriano (masa unidad de volumen tiempo¹)
 μ = tasa de crecimiento específico (tiempo¹)
 X = concentración de microorganismos (masa unidad de volumen¹)

Como el crecimiento se produce en un sistema de alimentación discontinua, r_g se puede expresar de la siguiente forma:

Al sustituir estas ecuaciones se obtiene:

CRECIMIENTO CON LIMITACIÓN DE SUSTRATO.

Si uno de los elementos esenciales (sustrato y nutrimentos) para el crecimiento estuvieran presentes sólo en cantidades limitadas, su efecto puede definirse adecuadamente por medio de la expresión propuesta por MONOD.

donde: μ = tasa de crecimiento específico máxima (tiempo⁻¹)
= constante de velocidad media, es la concentración del sustrato para la mitad de la tasa máxima de crecimiento (masa unidad de volumen⁻¹)

CRECIMIENTO CELULAR Y UTILIZACIÓN DEL SUSTRATO.

Una parte del sustrato se transforma en nuevas células y otra se oxida, dando origen a productos finales inorgánicos y orgánicos. Este proceso se representa utilizando las ecuaciones de oxidación y síntesis bacteriana, la expresión resultante es:

donde: x = grado de utilización del sustrato (masa unidad de volumen tiempo⁻¹)
 k = tasa máxima de utilización del sustrato por unidad de masa de microorganismos

Estos procesos tienen lugar siempre que el alimento sea suficiente para los organismos. Las aguas residuales domésticas pueden considerarse biodegradables y equilibradas en los componentes para alimentar los microorganismos, pero las industriales no, por lo que es necesario adicionar nutrimentos como el nitrógeno, fósforo y potasio.

Mediante el control de diferentes parámetros se puede dirigir el proceso que se desarrolla en las células:

Control Biológico

- Determinando la actividad de los microorganismos midiendo su compuesto fundamental ATP (adenosin trifosfato).
- Determinando el oxígeno incorporado y consumido por la respiración.
- Determinando el CO₂ producido.

Control Físico-Químico

- Controlar la materia de entrada y salida, la consumida, la volátil y la inerte.
- Controlar la DBO₅ de entrada, salida y la consumida, así como el balance de oxígeno. Este procedimiento es considerado como el más fácil.

La clasificación de las operaciones bioquímicas puede ser desde en tres puntos de vista:

- Ambiente bioquímico.
- Transformaciones bioquímicas naturales (autopurificación)
- Configuración de los reactores.

La primera clasificación es en base a los procesos aerobios y los anaerobios, en la segunda hace mención sobre la remoción, estabilización de la materia orgánica, así como la transformación de la inorgánica. La tercera hace una clasificación de

las operaciones bioquímicas en acorde con el tipo de reactor. Hay tres tipos básicos de unidad aerobia:

- Filtro percolador o lecho bacteriano
- Lodos activados
- Lagunas de oxidación

El filtro biológico y el proceso de lodos activados tienen principios similares. La laguna de oxidación, que es adecuada solamente en climas cálidos, opera en forma distinta y utiliza bacterias y algas.

BIBLIOGRAFÍA

FAIR M. O; GEYER OH; A.D. OKUN.

‘Purificación de aguas, tratamiento y remoción de aguas residuales
VOL: II, Ed LIMUSA, 1984, New York, U.S.A.

WEF MANUAL OF PRACTICE No. 8

Design of Municipal Wastewater Treatment Plantas Volume I & II, Water
Environment Federation, 1992

WINKLER MIOHAEL.

Biological treatment of waster-water”
Ed. ELLIS HORWOOD, 1981, England

NALOO CHEMICAL COMPANY.

‘Manual del agua. Su naturaleza, tratamiento y aplicaciones” Ed. Mc GRAW
HILL, 1989, México.

MIGUEL RIGOLA LAPEÑA.

‘Tratamiento de aguas industriales: Aguas de proceso y residuales” Ed
MAROOMBO; colección PRODUCTICA No 27; Espana.

MANUAL DE DEPURACION URALITA

“Sistemas para la depuración de aguas residuales en núcleos de hasta
20,000 habitantes” Ed PARANINFO, 1995, España.

METCALF-EDDY

“Ingeniería Sanitaria” Tratamiento, evacuación y reutilización de las aguas
residuales. Ed. Labor, 1988, España.

VERNOR L: SNOEYINK, DAVID JENKINS

“Química del agua”
Ed. LIMUSA, 1997, México.

THE AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION, INC.

“Control de calidad y tratamiento del agua, manual de abastecimientos
públicos de aguas Ed. Mc GRAW HILL, 1975, España.

MANUAL DE DISEÑO DE AGUA POTABLE ALCANTARILLADO Y
SANEAMIENTO.

“Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos
producidos” CNA, 1994, México.

SAMUEL TRUEBA CORONEL

“Hidráulica” Ed Continental, S. A., 1978, México.

W. W. ECKENFELDER & D. L. FORD

“Water Pollution Control” Ed The Pemberton Press Jenkins Publishing
Company Austin And New York, 1970