



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL



ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA MECANICA Y ELECTRICA

UNIDAD PROFESIONAL TICOMAN

“PROPUESTA DE DESARROLLO PARA EL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS AZULES ANEXO CON UN NUEVO SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL DE PUEBLA, HERMANOS SERDAN”

TESINA
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO EN AERONAUTICA

PRESENTAN:
BRAVO BOLAÑOS PABLO DANIEL
MORALES RODRIGUEZ RICARDO
OROZCO ARGUELLES RODRIGO ULISES

ASESORES:
M.EN C. MARIO ALFREDO BATTA FONSECA
ING. JOSE ANTONIO RUIZ ESPINOSA



MEXICO,D.F. AGOSTO 2010

INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA MECÁNICA Y ELÉCTRICA
UNIDAD TICOMÁN

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE: INGENIERO EN AERONÁUTICA
POR LA OPCIÓN DE TITULACIÓN: SEMINARIO
DEBERÁN PRESENTAR: LOS CC. PASANTES:
BRAVO BOLAÑOS PABLO DANIEL
MORALES RODRÍGUEZ RICARDO
OROZCO ARGUELLES RODRIGO ULISES

**“PROPUESTA DE DESARROLLO PARA EL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
AZULES ANEXO CON UN NUEVO SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES DEL AEROPUERTO INTERNACIONAL DE PUEBLA, HERMANOS
SERDÁN”**

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN
CAPÍTULO II TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y NORMATIVIDAD NACIONAL
CAPÍTULO III METODOLOGÍA EMPLEADA PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO
CAPÍTULO IV DESCRIPCIÓN DEL TREN DEL TRATAMIENTO
CAPÍTULO V MEMORIA DE CÁLCULO
CONCLUSIONES
RECOMENDACIONES
BIBLIOGRAFÍA
GLOSARIO DE TÉRMINOS
SIGLAS

México, DF., a 24 de agosto de 2010.

A S E S O R E S


M. EN C. MARIO ALFREDO BATA FONSECA


ING. JOSÉ ANTONIO RUIZ ESPINOSA

Vo. Bo.


ING. MIGUEL ALVAREZ MONTALVO
DIRECTOR



I. P. N.
ESCUELA SUPERIOR DE
INGENIERÍA MECÁNICA Y ELÉCTRICA
UNIDAD TICOMÁN
DIRECCIÓN

Índice de contenido

Pág.

Capítulo 1		1
Introducción		
1.1	Problemática del agua en el estado de Puebla	1
1.1.1	El agua en el estado de Puebla	1
1.1.2	La presa de Valsequillo	2
1.1.3	Condiciones actuales del tratamiento de agua residual en el Estado de Puebla	4
1.2	El Aeropuerto Internacional de Puebla y los planes de desarrollo	4
1.2.1	Instalaciones aeroportuarias existentes	7
1.2.2	Incremento de la demanda de pasajeros y carga a trece años	9
1.2.3	Datos históricos de los pasajeros	9
1.2.4	Bases económicas para la demanda de pasajeros	11
1.3	Plan de desarrollo recomendado	15
1.3.1	Plan de desarrollo para el área de la terminal	15
1.3.2	Plan de desarrollo de la terminal de pasajeros	17
1.3.3.	Plan de desarrollo para el lado aire, pista y calles de rodaje	20
1.4	El impacto ambiental y la deficiencia en el tratamiento de aguas residuales	22
1.4.1	Impacto ambiental	22
1.4.2	Situación actual de la planta de tratamiento de aguas residuales	22
1.5	Objetivo general	23
1.6	Justificación	23
1.7	Alcance	24
Capítulo 2		25
Tratamiento de aguas residuales y Normatividad Nacional		
2.1	Características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales	26
2.1.1	Características físicas	26
2.1.2	Características químicas	28
2.1.3	Características biológicas	30
2.2	Clasificación de tratamientos de agua residual	33
2.2.1	Tratamiento previo	34
2.2.2	Tratamiento primario	34

2.2.3	Tratamiento secundario	35
2.2.4	Tratamiento terciario	35
2.3	Normatividad Mexicana en materia de agua	36
2.3.1	NOM-001-ECOL-1996	37
2.3.2	NOM-002-ECOL-1996	40
2.3.3	NOM-003-ECOL-1997	42

Capítulo 3

44

Metodología empleada para el desarrollo del proyecto

3.1	Visitas de reconocimiento	44
3.1.1	Acopio de información y planos	45
3.1.2	Selección del terreno	46
3.1.3	Consideraciones del proyecto	47
3.1.4	Descripción general del tren de tratamiento	48
3.1.5	Seguridad	49
3.1.6	Plazo del Proyecto	49

Capitulo 4

50

Descripción del tren de tratamiento

4.1	Concentración de agua cruda	51
4.2	Pretratamiento	51
4.2.1	Objetivo del Pretratamiento	52
4.2.2	Operaciones del Pretratamiento	52
4.2.3	Volumen y evacuación de residuos retenidos	53
4.3	Desarenado	54
4.4	Reactor Anaerobio	55
4.4.1	Bases del proceso anaerobio	57
4.4.2	Modelos de reactores anaerobios para aguas residuales	58
4.4.3	Tiempo de retención en el reactor Anaerobio	59
4.4.4	Mezcla en el reactor Anaerobio	59
4.5	Humedales	60
4.5.1	Componentes del Humedal	60
4.6	Sedimentador Secundario	62
4.7	Lechos de secado	62

4.8	Tanque de contacto de cloro	63
4.9	Filtración	64

Capítulo 5

Memoria de cálculo

66

5.1	Concentración de agua cruda	66
5.2	Pretratamiento	69
5.3	Reactor anaerobio	76
5.4	Diseño de filtro biológico (Humedales)	87
5.5	Sedimentador secundario	92
5.6	Lechos de secado	100
5.7	Tanque de contacto de cloro	102
5.8	Filtración	103
5.8.1	Filtro de arena sílica	105
5.8.2	Filtro de carbón activado	108

Conclusiones 112

Recomendaciones 112

Bibliografía 113

Glosario de términos 114

Siglas 117

Agradecimientos 118

Relación de Tablas

Tabla 1.1	Datos históricos de pasajeros.
Tabla 1.2	Datos históricos del producto interno bruto.
Tabla 1.3	Datos históricos de población.
Tabla 1.4	Resumen del pronóstico aeronáutico.
Tabla 1.5	Mejoras en el área de la terminal.
Tabla 1.6	Mejoras en la terminal de pasajeros.
Tabla 1.7	Mejoras lado aire.
Tabla 2.1	Clasificación de los microorganismos.
Tabla 2.2	Límites máximos permisibles para contaminantes básicos (Conagua).
Tabla 2.3	Límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros. (CNA)
Tabla 2.4	Límites máximos permisibles para contaminantes de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.
Tabla 2.5	Límites máximos permisibles de contaminantes en aguas residuales tratadas.
Tabla 4.1	Variaciones de velocidad en función del diámetro de la partícula.
Tabla 5.1	Criterios básicos para el diseño de los desarenadores.
Tabla 5.2	Cálculo de la curva del vertedor.
Tabla 5.3	Tabla de profundidades.
Tabla 5.4	Factor de transporte de oxígeno para plantas seleccionadas mg/O ₂ /gr/Hr.
Tabla 5.5	Densidades de algunas hidrófitas acuáticas (tn /ha).

Relación de Figuras

Figura 1.1	Localización del Aeropuerto Internacional de Puebla.
Figura 1.2	Instalaciones aeroportuarias.
Figura 1.3	Localización de mejoras en el área terminal.
Figura 1.4	Mejoras en el area terminal.
Figura 1.5	Mejoras en el area terminal.
Figura 1.6	Mejoras lado aire.
Figura 3.1	“PTAR” actual.
Figura 3.2	Deposito de fosa séptica para aguas azules.
Figura 3.3	Plano actual de la “PTAR”.
Figura 3.4	Selección del terreno.
Figura 3.5	Aireación de aguas residuales.
Figura 4.1	Multipasos naturales en operaciones anaerobias.
Figura 5.1	Forma del traslape del sedimentador.
Figura 5.2	Vista en planta.
Figura 5.3	Vista en corte B-B.
Figura 5.4	Vista en corte L-L.
Figura 5.5	Distribucion de toberas de alimentacion.
Figura 5.6	Vista en planta de las canaletas de distribución para el efluente.
Figura 5.7	Reactor anaerobio.

qwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwerty
uiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopas
dfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjk
l zxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvb
nmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwe
rtyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuio
pasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfg
h jklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxc
vbnm

Capítulo 1

“Introducción”

tyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwerty
asdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfgh
jklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxc
vbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmq
wertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmrt yuiop
asdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfgh
jklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxc
vbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmq
wertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyu
iopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasd
fghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmrt yuiopasdfghjklzxc
vbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmq
wertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyu

En esta sección, se hace una breve explicación de la situación actual del agua en el Estado de Puebla, mencionando una de las principales presas que existe en el Estado, y las condiciones actuales del tratamiento de aguas residuales.

1.1 Problemática del agua en el estado de Puebla

1.1.1 El agua en el estado de Puebla

El Estado de Puebla se encuentra ubicado al Sureste del Altiplano de la República, entre la Sierra Nevada y al Oeste de la Sierra Madre Oriental tiene la forma semejante a un triángulo isósceles cuyo vértice apunta hacia el norte y la base hacia el sur; se encuentra entre los paralelos 17° 52' - 20° 52' latitud norte y los 96° 43' y 99° 04' de longitud Oeste; está limitado al Norte con Veracruz, al sur con Oaxaca y Guerrero; al oeste con Morelos, Estado de México, Tlaxcala e Hidalgo y al este con Veracruz.

El agua ha representado uno de los mayores desafíos en el estado. Es indudable que el recurso hídrico es un elemento indispensable para la existencia, desarrollo y medio ambiente de cualquier sociedad.

En Puebla hay un escurrimiento superficial virgen de 10 mil 989.04 metros cúbicos al día, sin considerar transferencias y extracciones de estados vecinos como Hidalgo, Tlaxcala, Morelos y Oaxaca, cuenta con cinco acuíferos principales de los 653 identificados en el país, los cuales se denominan: Valle de Puebla (compartido con el Estado de Tlaxcala), Valle Atlixco - Matamoros, Valle de Tecamachalco, Valle Libres - Oriental (compartido con los estados de Tlaxcala y Veracruz) y Valle de Tehuacán.

Otros aspectos que acentúan esta problemática son el consumo desmedido y el derroche del agua por parte de los habitantes, no obstante, la distribución del agua potable no es uniforme, pues este servicio se otorga por tandeo principalmente en los centros de población urbanos y tiene una inadecuada distribución en tiempo y espacio en las diferentes regiones, las cuales presentan marcados contrastes.

La sobre explotación de mantos acuíferos subterráneos, principalmente en los valles centrales del estado, donde se concentra la mayor parte de la población, ha provocado que se agudice el problema del suministro y ha creado una presión creciente sobre su demanda.

Actualmente la cuenca de los ríos Atoyac y Zahuapan está muy contaminada; sus afluentes más importantes reciben aguas residuales domiciliarias de las Ciudades de Tlaxcala y Puebla, así como de muchas otras ciudades, localidades y corredores industriales; sin embargo la mayor carga contaminante la recibe a su paso por la Región Angelópolis, donde sirven de descarga de drenajes, desembocando finalmente en la Presa de Valsequillo.

1.1.2 La presa de Valsequillo

Especialmente en los últimos 40 años, como consecuencia del crecimiento urbano e industrial registrado en los estados de Puebla y Tlaxcala, el líquido que recibe y almacena el vaso de esa presa, que se utiliza en más de 30 mil hectáreas de cultivo, de ninguna manera es apto para riego agrícola, y no para consumo humano.

A ello se suma otro agravante: el crecimiento anárquico de la urbe poblana ha llevado a miles de familias a levantar sus precarias viviendas en las orillas de la presa en la que descargan sus aguas negras, pues carecen de drenaje.

Hoy el agua de la presa y la de sus dos ríos tributarios supera los límites establecidos en materia de coliformes fecales, nitrógeno, demanda bioquímica de oxígeno, grasas y aceites. Esto afecta ya los pozos y norias de las que se abastecen a las 45 mil personas que viven en las riveras de la presa: el líquido llega a contener heces fecales en más de 4 mil veces de lo que permite la norma.

La contaminación de Valsequillo se extiende así, poco a poco, al manto freático cercano, complicando el problema. El deterioro de los dos ríos que descargan su caudal en la presa se debe a que son el basurero de las aguas negras de decenas de poblaciones de Puebla y Tlaxcala, y de los desechos provenientes de algunas actividades industriales.

De ahí la necesidad de sanear todas las aguas negras que se generan en los 4 mil kilómetros cuadrados de las cuencas de ambos ríos. De ella hacen parte la ciudad de Puebla y 22 municipios más, algunos tan importantes como San Martín Texmelucan, San Pedro Cholula, San Andrés Cholula, Huejotzingo, Cuautlancingo y Amozoc, ya metropolitanizados.

En apoyo a solucionar dicha problemática, SOAPAP es el encargado de normar la prestación de los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento en el municipio de Puebla y su

zona conurbada, ha realizado acciones con el fin de ser más eficiente con dicho rubro por encima de la media estatal.

No hay duda de que el creciente deterioro de la presa involucra a casi 3 millones de habitantes de Puebla y Tlaxcala, generadores de las aguas negras que son un grave problema de salud pública que crece día con día; pero a la vez que es muestra del incumplimiento de normas ambientales claramente establecidas sobre la calidad del agua que los municipios deben aportar a las cuencas hidrológicas, también evidencia la carencia de una estrategia que busque capturar y conservar el agua de lluvia de las ciudades, evitando que al ser captadas por el drenaje, se contaminen, como ahora ocurre allí y en las demás ciudades del país, y el ser utilizadas en diversas actividades provechosas, el vaso de la presa, entorno geofísico y el líquido que almacena.

El subsistema hidrológico de superficie se ve afectado en alto grado con contaminantes químicos y orgánicos, que generan focos de infección por su alto contenido de gérmenes patógenos y provocan enfermedades de tipo hídrico, como: amibiasis, tifoidea, hepatitis viral, gastroenteritis e incluso cólera algunos contaminantes pueden ser:

- Coliformes, 10.000 veces por encima de la norma. Indica que existe una gran cantidad de patógenos, pudiendo causar trastornos gastrointestinales serios en personas y animales, generan mal olor en el agua debido al metabolismo microbiano, no se conocen los problemas que pueden causar las plantas, pero pueden debilitarlas.
- Grasas y Aceites, 4 veces por encima de la norma. Forma una película en la superficie del agua que evita que haya intercambio de oxígeno; para las plantas resulta dañino, imposibilitando el intercambio gaseoso por las raíces y en las hojas que tienen contacto con el agua.
- Sólidos Suspendidos totales, 2.66 veces por encima de la norma. Afecta a la penetración de la luz en el agua disminuyendo el proceso fotosintético dentro del agua, disminuyendo la concentración de oxígeno ya que la mayoría de estos sólidos son materia orgánica en descomposición, que se sedimentan cuando llegan a una zona con poca velocidad.
- Sólidos sedimentables, 2 veces por encima de la norma. Causa el azolvamiento de las corrientes, ya que son los que originan la formación de los lodos.

- Demanda bioquímica de oxígeno 1.2 veces por encima de la norma. Es una medida del oxígeno necesaria para la estabilización química y biológica de la materia orgánica, existe una disminución de la cantidad de oxígeno, debido a la descomposición de la materia orgánica, creando condiciones anaerobias en la corriente, con el consiguiente mal olor, puede crear problemas con el intercambio gaseoso en las raíces de las plantas.
- Metales pesados, solo cromo hexavalente se revisa periódicamente en la red nacional de monitoreo, sin embargo se tiene algunos muestreos de metales pesados en el agua, no con la frecuencia requerida y ni para todos los elementos normados, sin embargo en todos estos análisis, no está ninguno fuera de la norma salvo en el año 1995 en la estación de La Carmelita donde el mercurio era de 0.0085 mm cuando la norma es de 0.005mm.

En el sector agrícola, de las descargas de agua el 69.4% de sus contaminantes son residuos agroquímicos y el 30.6% de suelos desprendidos por la erosión.

1.1.3 Condiciones actuales del tratamiento de agua residual en el Estado de Puebla

Respecto al saneamiento de aguas residuales, este se compone de una red de atarjeas organizada en 5 sistemas que captan las descargas de las diferentes zonas de la ciudad localizadas en: el Parque Ecológico, San Francisco, Barrancal del Conde, Atoyac Sur y Alseeca, permitiendo con esto cubrir un 83% de tratamiento de las aguas residuales; sin embargo, las descargas municipales contienen materia orgánica y bacterias, así como tóxicos que provienen de las descargas industriales.

La situación ambiental actual es muy grave, las tareas de control de desechos industriales y domiciliarios solamente disminuirán la contaminación, pero no mejorarán la dinámica hidrológica ni mucho menos se recuperarían los ecosistemas originales, por ello deberá iniciarse un rescate integral de las Cuencas Hidrológicas de la “Región Angelópolis” e incluso de la Región Conurbada Puebla - Tlaxcala.

1.2 El Aeropuerto Internacional de Puebla y los planes de desarrollo

El Aeropuerto Internacional de Puebla se creó hace más de veinte años, con una vocación enfocada principalmente al transporte de carga. Durante prácticamente veinte años de operación, estuvo subutilizado, transportando a una cantidad mínima de usuarios y algunas operaciones de carga.

Localizado en el oriente de la región de la Ciudad Metropolitana de México, el Aeropuerto actúa como un aeropuerto regional de origen–destino apoyando viajes de negocios y de recreación para el estado de Puebla, y como alivio al Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

En el año 2001 se creó la empresa Operadora Estatal de Aeropuertos (OEA), a la cual le fue otorgada la concesión del Aeropuerto Internacional de Puebla "Hermanos Serdán".

La Operadora Estatal de Aeropuertos S.A de C.V, tiene bajo su cargo la operación y el desarrollo de proyectos futuros del Aeropuerto Internacional. OEA es una empresa con participación estatal mayoritaria integrada por las siguientes partes:

- Gobierno del estado.
- Operadora de Aeropuertos Internacionales.
- Aeropuertos y Servicios Auxiliares

El Aeropuerto Internacional de Puebla se localiza en los municipios de Huejotzingo y Juan C. Bonilla, adyacente al municipio de Tlaltenango, 120 kilómetros al sureste de la Ciudad de México, y 20 kilómetros al noroeste de la ciudad de Puebla, como se ilustra más adelante en la Figura 1.1.

El perímetro del Aeropuerto está delimitado por una cerca continua de malla ciclónica de 2,44 metros de altura, con 3 hebras continuas de alambre de púas. La base de la cerca tiene un montículo de tierra para prevenir que los animales puedan entrar.

Adicionalmente, el Aeropuerto se encuentra rodeado por un camino perimetral que mide aproximadamente tres metros de ancho por trece kilómetros de largo. Este camino no está pavimentado y está resguardado por guardias de seguridad que circulan alrededor del perímetro del Aeropuerto tres veces al día las 24 horas.

El Gobierno del Estado de Puebla, al presentar su Plan Estatal de Desarrollo 2005-2011, definió al Aeropuerto Internacional de Puebla como uno de sus principales objetivos para impulsar el desarrollo económico de la región.

Figura 1.1 Localización del Aeropuerto Internacional de Puebla.



En agosto de 2007, inició operaciones de forma oficial el Centro Logístico Aeroportuario (CLA); en éste, se ofrecen servicios de recinto fiscal y fiscalizado, así como manejo y almacenaje de carga. La infraestructura actual tiene capacidad para manejar hasta 10 mil toneladas al año.

Con este escenario y el apoyo de los miembros del Consejo de Administración, se ha logrado que este año se inicien obras y proyectos inmediatos para aumentar la capacidad del aeropuerto, tanto de las plataformas como del edificio terminal de pasajeros, adaptándolos a las condiciones actuales de la aviación mundial, cumpliendo con los estándares internacionales de seguridad y operación.

Hoy, el AIP busca contar con una amplia oferta de vuelos a los destinos nacionales más demandados por los usuarios de la región, así como a las principales conexiones en Estados Unidos, gracias a los cuales se puede ofrecer una importante conectividad aérea internacional.

En el Aeropuerto Internacional de Puebla (AIP) se tiene una nueva meta, atender a más de un millón de pasajeros anuales antes de 3 años, logrando de este modo, ser una buena opción como Aeropuerto Complementario para el de la Ciudad de México.

Para ello se planea:

- Contar con un edificio terminal funcional y cómodo para los pasajeros, en el que se logren separar claramente los flujos de pasajeros nacionales de los internacionales.
- Cumplir con los estándares internacionales de seguridad y operaciones.
- Optimizar el uso de espacios para ofrecer una zona comercial que atenderá una añeja demanda de los usuarios y lograr un diseño que permita un crecimiento futuro gradual, conforme a sus necesidades.

1.2.1 Instalaciones aeroportuarias existentes

El Aeropuerto cuenta con una pista de 3600 metros de longitud por 45 metros de ancho. La pista cumple con el Código 4D del Código de Referencia Aeroportuaria de OACI y puede permitir la operación de aeronaves hasta un Airbus A319.

El Edificio Terminal de Pasajeros aloja a todos los usuarios de las aerolíneas, tanto en llegadas como salidas del Aeropuerto. La Terminal de Pasajeros cuenta con un nuevo edificio de 2,836 metros cuadrados denominado “Cuerpo A”, que aloja llegadas internacionales, sala de reclamo nacional, puertas de abordaje, salas de espera y conectores a la Terminal de Pasajeros previamente existente.

La ampliación del Edificio Terminal tiene un área total aproximada de 6,068 metros cuadrados. La plataforma de la terminal puede alojar seis aeronaves de cabina angosta.

Otras instalaciones incluyen:

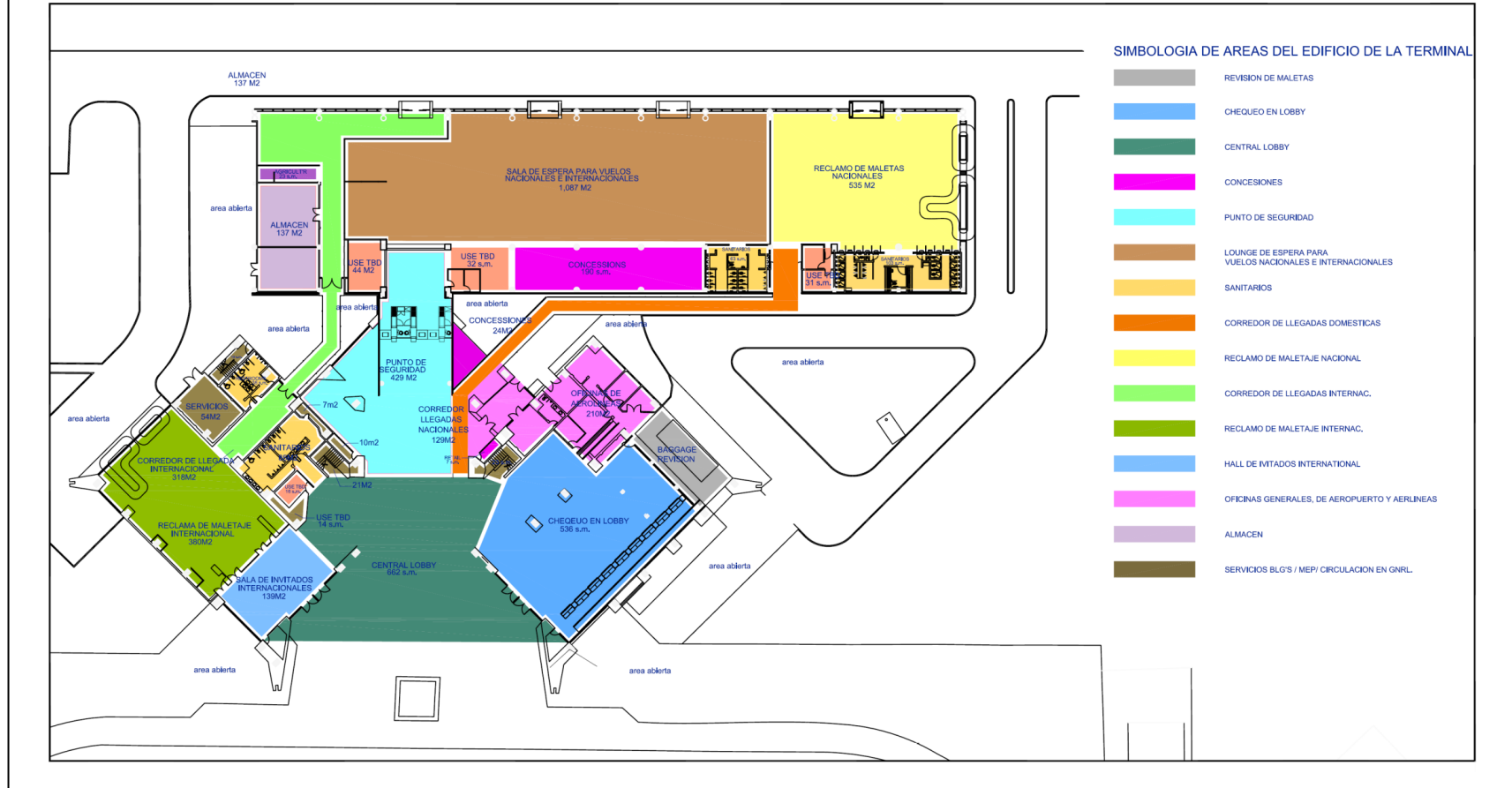
- Instalaciones lado tierra como estacionamiento de corto y largo plazo
- Instalaciones de carga
- Instalaciones militares, incluyendo la zona de combustibles y las instalaciones del Cuerpo de Rescate y Extinción de Incendios

Las instalaciones aeroportuarias existentes se ilustran en la **Figura 1.2**.

Figura 1.2

INSTALACIONES AEROPORTUARIAS

Aeropuerto Internacional de Puebla



1.2.2 Incremento de la demanda de pasajeros y carga a trece años

En el 2008, 547,782 pasajeros usaron el Aeropuerto, de los cuales aproximadamente el 94% eran pasajeros nacionales y aproximadamente 6% eran pasajeros internacionales.

El mercado de carga aérea es impulsado principalmente por la capacidad de la asociación que tiene la carga con el servicio regular de las líneas aéreas de pasajeros (principalmente aeronaves de cabina angosta) y en ocasiones con las actividades de carga tipo charter.

En el 2008, el Aeropuerto acomodó 6,658 toneladas de carga, la cual esta aproximadamente un 6% por arriba del total del 2007.

En marzo del 2009, cinco operaciones en promedio de salidas sin escalas de líneas aéreas de pasajeros se proporcionaron entre el Aeropuerto y cinco destinos, incluyendo cuatro en México – los principales centros regionales Cancún y Monterrey y las ciudades secundarias de Hermosillo y Tijuana – y uno más en América del Norte, Houston, el mayor centro de Continental Air lines. Adicionalmente, Mexicana programó e inició servicio a Guadalajara en abril del 2009.

1.2.3 Datos históricos de los pasajeros

La Tabla 1.1 resume datos históricos de pasajeros en el Aeropuerto, desde el 2002. Como se muestra, el total de pasajeros aumento de 87,160 en el 2002 a 547,782 en el 2008, con una tasa promedio de crecimiento anual de 35.8%.

Como se explicará después, el nivel anual de pasajeros se mantuvo alrededor de 100,000 entre el 2002 y el 2005, y apenas se duplicó en el 2006, principalmente como el resultado del desarrollo de los servicios de las aerolíneas ALMA y Azteca, después se duplicó nuevamente en el 2007, como el resultado del desarrollo de los servicios de las aerolíneas Aeroméxico, ALMA y Voláris.

En el 2008, Aeromar, Aladia, ALMA y Azteca cesaron operaciones, sin embargo este evento se vio compensado por el incremento de servicios de Voláris, con un incremento total de pasajeros de 22.9% entre el 2007 y el 2008. En la actualidad, el servicio de líneas aéreas de pasajeros es brindado por Aeroméxico, Mexicana, Continental Airlines y Voláris.

El crecimiento de la actividad de pasajeros internacionales ha ocurrido, como resultado del desarrollo de los servicios a Houston y Nueva York.

Los pasajeros internacionales disminuyeron en el 2008 frente al 2007, principalmente como resultado del cese de servicios internacionales a Nueva York por Aeroméxico.

Tabla 1.1

DATOS HISTÓRICOS DE PASAJEROS

Aeropuerto Internacional de Puebla

	Internacional	Nacional	Total	Porcentaje de Cambio
2002	n.a.	n.a.	87,160	--%
2003	2,304	69,358	71,662	(17.8)
2004	20,172	70,241	90,413	26.2
2005	32,631	82,496	115,127	27.3
2006	36,436	171,562	207,998	80.7
2007	57,370	388,467	445,837	114.3
2008	34,671	513,111	547,782	22.9
Crecimiento anual promedio				
2002-2008	n.a.	n.a.	35.8%	
2005-2008	2.0	83.9	68.2	

Fuente: Aeropuerto Internacional de Puebla, 2009.

El Aeropuerto sirve casi en su totalidad a pasajeros de origen-destino (OD) definidos como los pasajeros que empiezan o terminan sus viajes en el Aeropuerto, y como tal su crecimiento es esencialmente impulsado por las tendencias de la economía regional, de la población y de los servicios de las líneas aéreas.

No existe una cantidad sustancial de pasajeros de tránsito ni de transferencia (TT), que se definen como pasajeros que conecta en el Aeropuerto en el mismo vuelo (tránsito) o en diferente número de vuelo (transferencia) y como tal, su crecimiento es impulsado principalmente por el desarrollo de los servicios de las líneas aéreas, la economía nacional y mundial.

1.2.4 Bases económicas para la demanda de pasajeros

La Región del Aeropuerto de Puebla es un importante centro de negocios y de manufactura de la Región de la Ciudad de México, que comprende; casi el 20% de la población de la Región de la Ciudad de México, en el 2005 y casi el 11% del producto interno bruto en 2006.

- **Producto Interno Bruto Real.** Como se muestra en la Tabla 1.2, el producto interno bruto real a nivel estatal, para la Región del Aeropuerto, creció un 3.6% anualmente entre 1993 y 2006, con una recesión económica ocurrida en 1995 y un periodo de crecimiento económico por debajo de la media entre 2001 y 2003.

El crecimiento real del PIB para el estado de Puebla, ha sido más rápido que para el resto de la Región del Ciudad de México y para el país como se refleja en la Tabla 1.2, la participación de la Región del Aeropuerto del total del PIB de la Región de la Ciudad de México aumentó de 9.2% en 1993 a 10.8% en 2006.

Si bien ha habido volatilidad en el año en las tasas de crecimiento anuales del PIB, a largo plazo la tasa media de crecimiento es considerada un indicador razonable del crecimiento económico.

- **Población.** En el 2005, el año más reciente del que hay datos disponibles por parte del Estado, la población de la Región del Aeropuerto es de 6.5 millones de habitantes, comprende casi el 20% de la población del país, como se resume en la Tabla 1.3.

La población en la Región del Aeropuerto aumento con una tasa promedio de 1.6% por año de 1990 hasta el 2000, más rápido que la Región de la Ciudad de México. Lo relativamente lento del crecimiento de la tasa de población del Distrito Federal es atribuido a la madurez de esta área en relación del rápido desarrollo de las áreas periféricas.

- **Población de Puebla en el Exterior del Estado.** Adicionalmente a los 6.5 millones de ciudadanos residentes de la Región del Aeropuerto, se calcula que existen alrededor de 2.0 millones emigrantes del estado de Puebla, representando más del 20% de la población total de 8.5 millones, obtenida de la combinación de nacionales en la Región del Aeropuerto y la población emigrante.

Se estima que aproximadamente 1.2 millones son residentes en la región de Nueva York/New Jersey, con la mayoría del resto localizados en la zona de Los Ángeles. Estos residentes en el exterior se consideran parte de la población viajera de la Región del Aeropuerto, derivado de un probable retorno periódico a la Región del Aeropuerto.

Tabla 1.2

DATOS HISTÓRICOS DEL PRODUCTO INTERNO BRUTO

México y Regiones Seleccionadas

En millones de pesos mexicanos

	México	Región de la Ciudad de México (a)	Región del Aeropuerto (b)
1990	1,140,848	n.a.	n.a.
1993	1,256,196	429,577	43,526
1994	1,311,661	444,897	45,341
1995	1,230,771	406,262	41,918
1996	1,294,197	426,080	45,637
1997	1,381,839	456,777	49,593
1998	1,451,351	474,276	53,074
1999	1,505,876	490,130	57,218
2000	1,605,128	524,339	59,861
2001	1,604,601	522,364	60,645
2002	1,616,988	524,201	59,809
2003	1,639,468	519,366	61,576
2004	1,708,798	528,253	62,367
2005	1,757,395	543,966	65,669
2006	1,841,976	570,440	69,280
2007	1,901,064	n.a.	n.a.
2008	1,927,679	n.a.	n.a.
Tasa de crecimiento anual promedio			
1993-2000	3.6%	2.9%	4.7%
2000-2006	2.3	1.4	2.5
1993-2006	3.0	2.2	3.6
1990-2008	3.0	n.a.	n.a.

Fuentes: México: Histórico: International Monetary Fund, World Economic Outlook Database, Abril 2008, excepto para 2008, que es de Latin American Consensus Forecast, Marzo 2009.

Regiones: Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática, 2008.

Notas: a. Incluye el Distrito Federal y los estado de Hidalgo, México y Morelos.

b. Incluye los estados de Puebla y Tlaxcala.

Tabla 1.3

DATOS HISTÓRICOS DE POBLACIÓN

1990-2005

	México	Región de la Ciudad de México (a)	Región del Aeropuerto (b)
1990	83,226,000	21,134,964	4,887,378
1993	87,954,000	22,357,662	5,207,746
2000	97,966,000	25,492,812	6,039,332
2005	103,089,000	26,686,824	6,451,340
Tasa de Crecimiento Promedio Anual			
1990-2000	1.6%	1.9%	2.1%
2000-2005	1.0	0.9	1.3
1990-2005	1.3	1.4	1.6

Fuentes: México: Histórica: International Monetary Fund, World Economic Outlook Database, Abril 2008.

Regiones: Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática, 2008.

Notas: a. Incluye el Distrito Federal y los estados de Hidalgo, México y Morelos.
b. Incluye los estados de Puebla y Tlaxcala.

Hasta Marzo del 2009, el Aeropuerto ofrecía 5 salidas diarias programadas sin escala en promedio, a 5 destinos, incluyendo 4 dentro de México los principales centros regionales Cancún y Monterrey y las ciudades secundarias de Hermosillo y Tijuana y una en Norteamérica, Houston, el mayor centro de Continental Airlines. Mexicana inicio servicio a Guadalajara en Abril del 2009. En el 2008, 547,782 pasajeros usaron el Aeropuerto, de los cuales aproximadamente el 94% eran pasajeros nacionales y aproximadamente 6% eran pasajeros internacionales.

El mercado de carga aérea es impulsado por la capacidad de la asociación que tiene la carga con el servicio regular de las líneas aéreas de pasajeros (principalmente aeronaves de cabina angosta) y en ocasiones con las actividades de carga tipo charter.

En el 2008, el Aeropuerto acomodó 6,658 toneladas de carga, la cual está aproximadamente un 6% por arriba del total del 2007. Los puntos destacados del pronóstico de escenario bajo incluyen:

- El volumen total anual de pasajeros deberá incrementarse en 5.6% anualmente entre 2007 y 2023, llegando más que a duplicarse de 547,800 a aproximadamente 1.2 millones.
- Las operaciones aeronáuticas están proyectadas para incrementarse 2.4% anualmente, de 24,800 despegues y aterrizajes anuales en 2008, a 35,200 en 2023.

Tabla 1.4

RESUMEN DEL PRONOSTICO AERONÁUTICO

Aeropuerto Internacional de Puebla

	Histórico 2008	Estimado 2009	Pronóstico		Porcentaje de incremento anual 2008-2023
			2015	2023	
PASAJEROS					
Internacionales	34,671	30,000	60,000	76,000	5.4%
Nacionales	<u>513,111</u>	<u>290,000</u>	<u>850,000</u>	<u>1,157,000</u>	<u>5.6%</u>
Total	547,782	320,000	910,000	1,233,000	5.6%
OPERACIONES DE AERONAVES					
Operaciones de Pasajeros					
Internacionales	979	850	1,680	2,130	5.3%
Nacionales	<u>13,255</u>	<u>4,900</u>	<u>13,100</u>	<u>16,400</u>	<u>1.4%</u>
Subtotal	14,234	5,750	14,780	18,530	1.8%
Operaciones de Carga					
Operaciones de Carga	458	440	570	800	3.8%
Aviación General	8,350	8,400	9,600	14,200	3.6%
Gubernamental/otros	<u>1,711</u>	<u>1,700</u>	<u>1,700</u>	<u>1,700</u>	<u>0.0%</u>
Total	24,753	16,290	26,650	35,230	2.4%

Fuentes: Histórico: Aeropuerto Internacional de Puebla
Pronóstico: Jacobs Consultancy, Abril 2009.

1.3 Plan de desarrollo recomendado

1.3.1 Plan de desarrollo para el área de la terminal

Las mejoras en el área de la terminal se enlistan en la Tabla 1.5 y se localizan como se describe en la Figura 1.3.

Horizonte de Planeación	Zona	Descripción
2009	Zona 1	Plataforma Existente
	Zona 2	Plataforma de Aviación General Existente
	Zona 5	Plataforma de Aviación General Existente
	Zona 9	Zona Militar Existente
	Zona 10	Hangares Grandes de Aviación General Existentes
	Zona 12	Hangares "T" de Aviación General Existentes
	Zona 14	Edificio de Aviación General Existente
	Zona 15	Plataforma Comercial Existente
	Zona 19	Zona de Combustibles Existente
	Zona 20	Terminal de Carga Aérea Existente
	Zona 21	Terminal de Pasajeros Existente
	Zona 22	Estacionamiento Público Existente
	Zona 24	Camino Existente
2013	Zona 6	Expansión de la Calle de Rodaje de la Plataforma de AG
	Zona 7	Expansión de la Calle de Servicio de la Plataforma
	Zona 11	Expansión de la Zona Poniente de Hangares Grandes de AG
	Zona 16	Expansión Sur de la Plataforma Comercial
	Zona 18	Expansión de la Terminal de Pasajeros
	Zona 23	Expansión del Estacionamiento Público
	Zona 25	Expansión de las Vialidades de la Terminal
2023	Zona 3	Expansión de la Calle de Rodaje al Norte de la Plataforma AG
	Zona 4	Expansión Noroeste de la Plataforma de AG
	Zona 8	Expansión Norte de los Hangares Grandes de AG
	Zona 13	Rehabilitación de una Porción de la Zona 12 para MRO
	Zona 17	Expansión Suroeste de la Plataforma Comercial

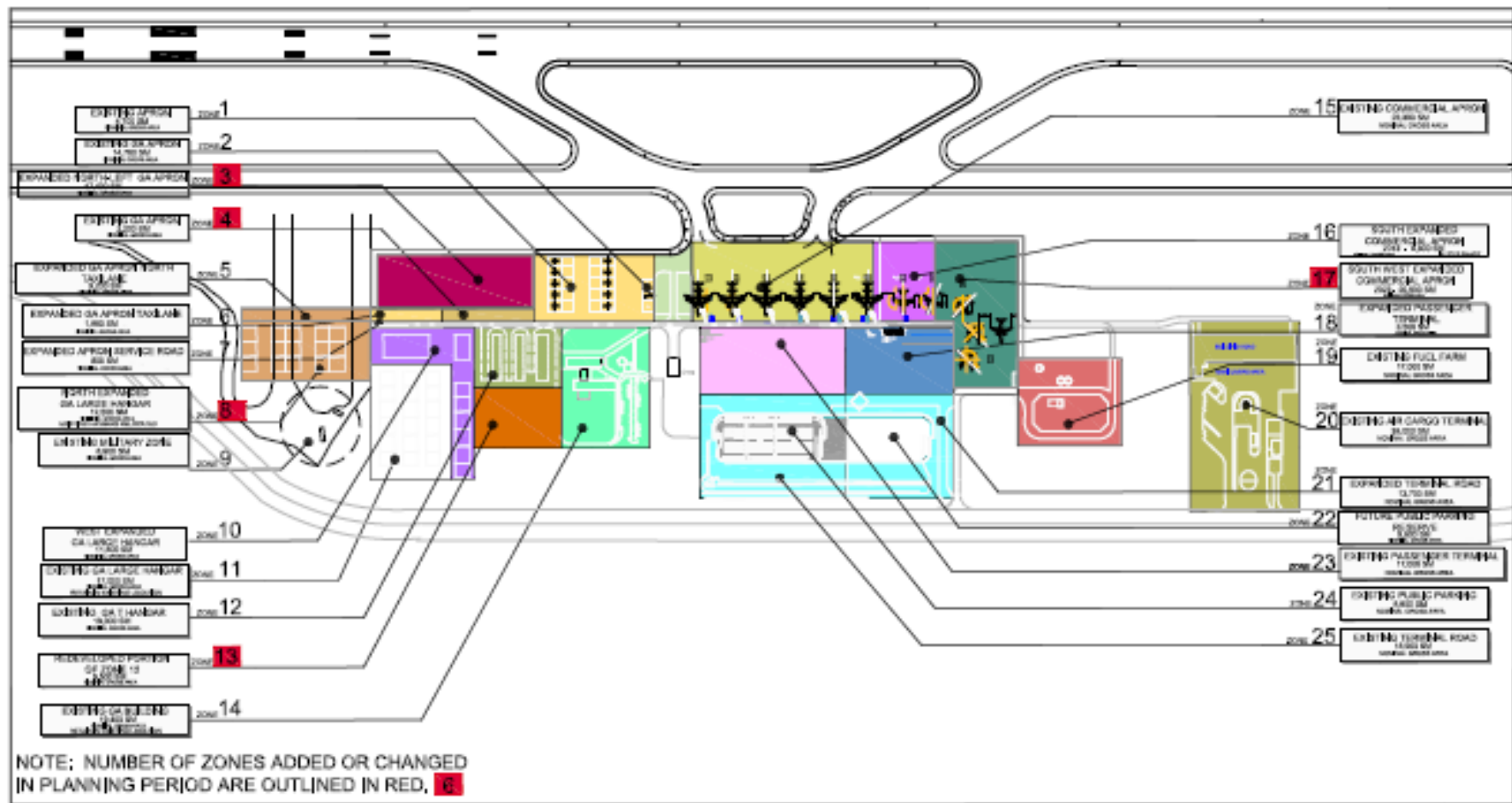


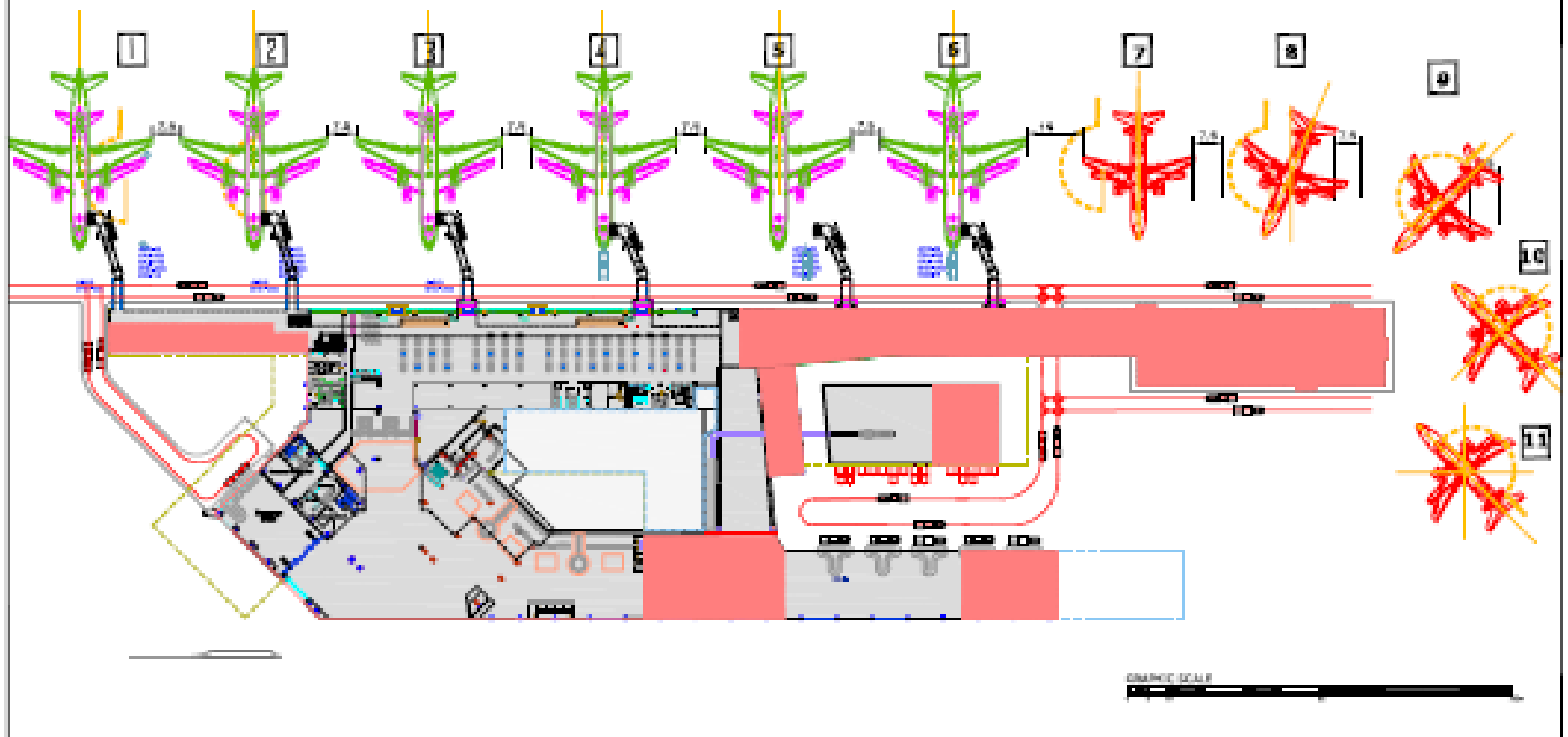
Figura 1.3 Mejoras en el área de la terminal

1.3.2 Plan de desarrollo de la terminal de pasajeros

Las mejoras para la terminal de pasajeros se enlistan en la Tabla 1.6 y se ilustran en las Figuras 1.4 y 1.5.

Tabla 1.6	
MEJORAS EN LA TERMINAL DE PASAJEROS	
Aeropuerto Internacional de Puebla	
Horizonte de Planeación	Descripción
2013	Expansión del Edificio Terminal
	Expansión de la Plataforma de Aeronaves
	Expansión Potencial Futura Flexible
	Expansión y Vestíbulo Nuevo de Reclamo de Equipaje
	Expansión de las Instalaciones y los Sistemas de Equipaje
	Pabellón de Despedidas a Pasajeros
	Expansión en Módulos Independientes Flexibles
	Expansión Potencial de las Instalaciones Internacionales
2023	Expansión del Edificio Terminal
	Expansión de los Puentes de Abordaje
	Expansión de la Plataforma de Aeronaves
	Amenidades y Zonas Adicionales para el Procesamiento de Pasajeros
	Túnel para Carros Equipajeros
	Flexibilidad para la Expansión a Largo Plazo

Figura 1.4 Mejoras para la terminal de pasajeros



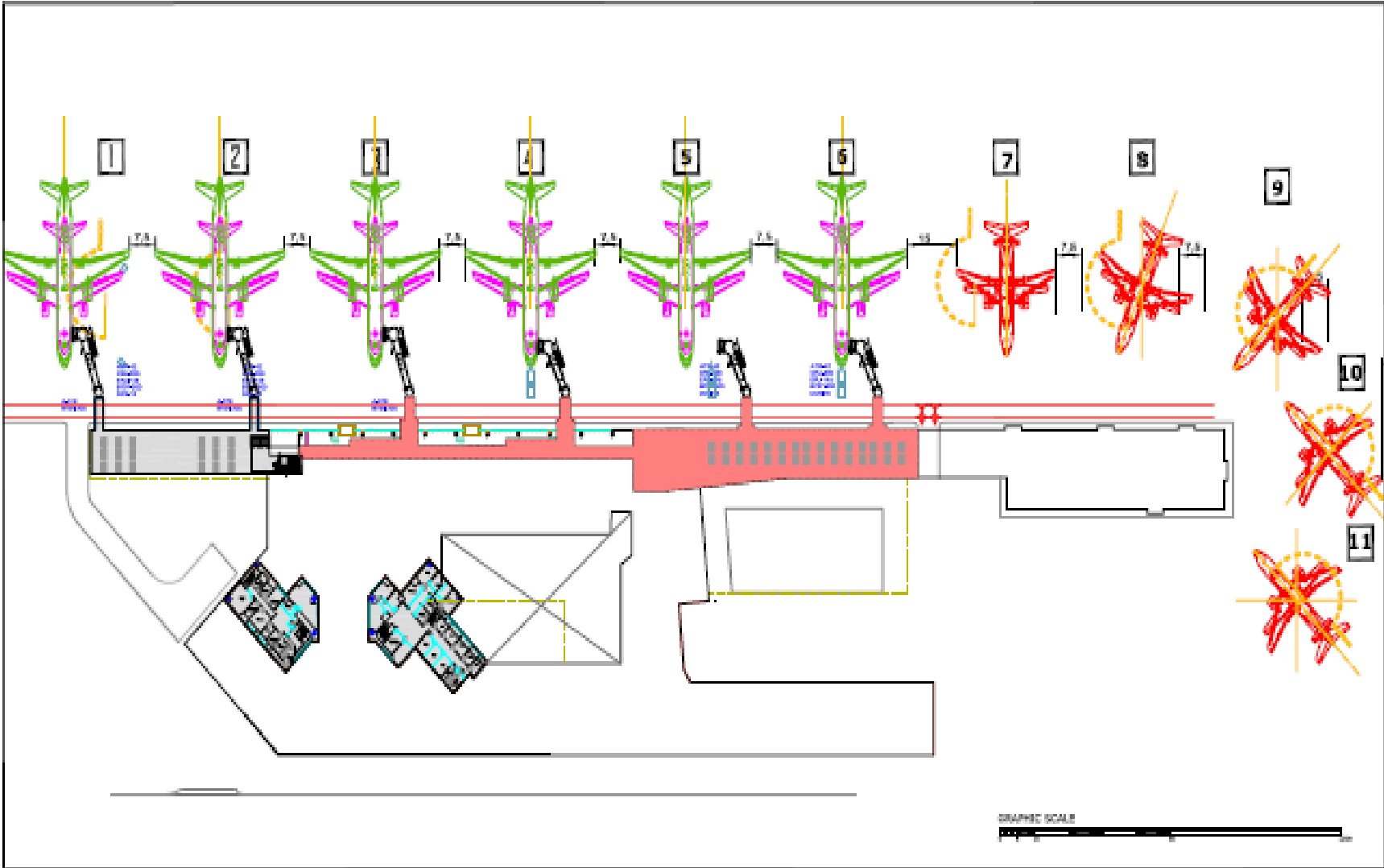


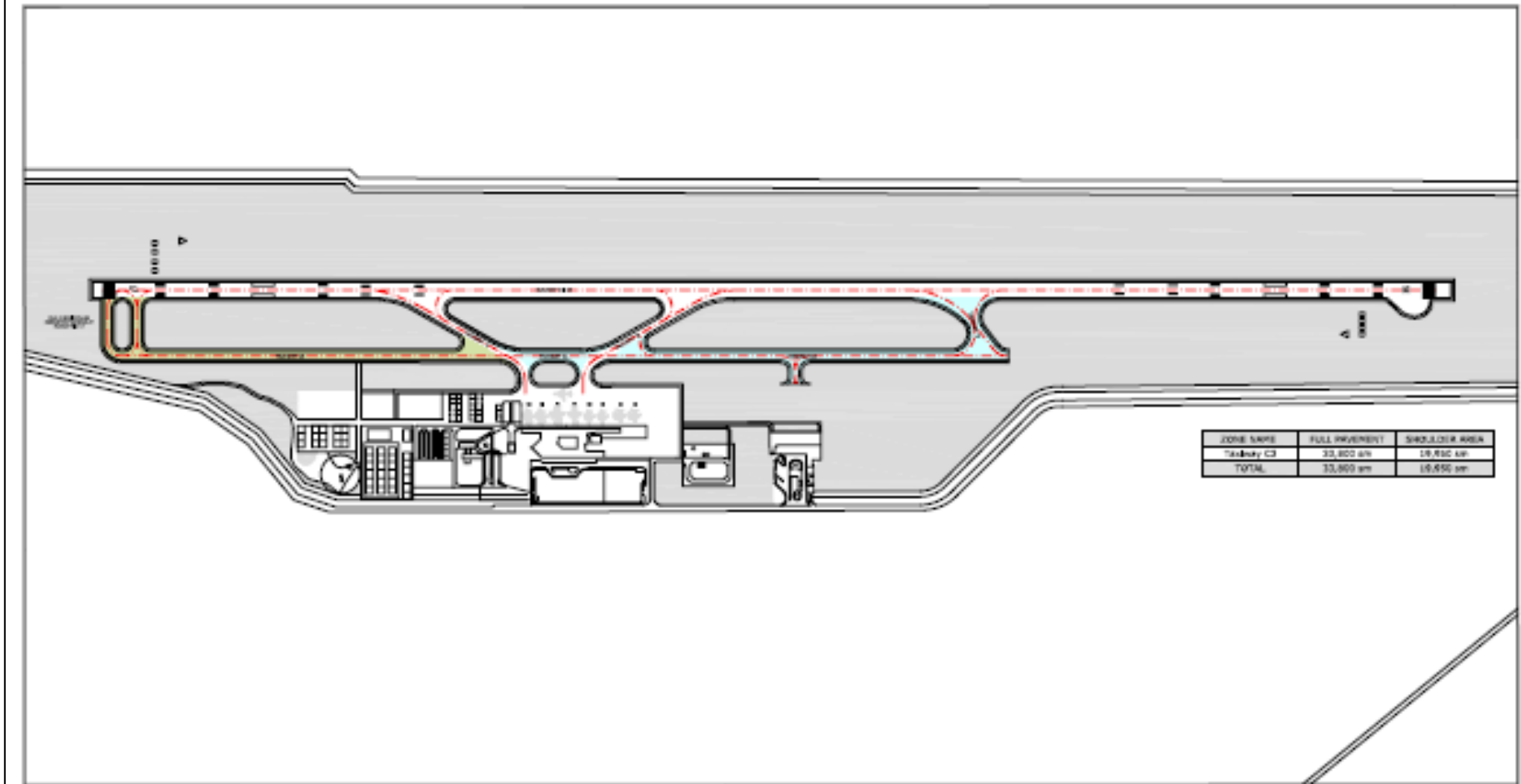
Figura 1.5 Mejoras para la terminal de pasajeros

1.3.3 Plan de desarrollo para el lado aire, pista y calles de rodaje

Las mejoras en el lado aire se describen en la Tabla 1.7 y se ilustran en la Figura 1.6.

Tabla 1.7	
MEJORAS EN EL LADO AIRE	
Aeropuerto Internacional de Puebla	
Horizonte de Planeación	Descripción
2013	Nueva calle de rodaje conectando el Rodaje "A" existente con una salida rápida recomendada para aterrizajes en la Pista 17.
2023	Nueva calle de rodaje conectando el Rodaje "A" con el extremo norte de la pista, para facilitar los despegues en la Pista 17.
Más allá del 2023	Nueva Calle de Rodaje Paralela con extensión completa, conectando el Rodaje "C" con el extremo sur de la Pista.

Figura 1.6 Mejoras en el lado aire



1.4 El impacto ambiental y la deficiencia en el tratamiento de aguas residuales

1.4.1 Impacto ambiental

La Evaluación del Impacto Ambiental, concebida como un instrumento de política ambiental, analítico y de alcance preventivo, permite integrar al ambiente un proyecto o una actividad determinada; en esta concepción el procedimiento ofrece un conjunto de ventajas al ambiente y al proyecto, invariablemente, esas ventajas sólo son apreciables después de largos períodos de tiempo y se concretan en economías en las inversiones y en los costos de las obras, en diseños más perfeccionados e integrados al ambiente y en una mayor aceptación social de las iniciativas de inversión.

Un estudio de Impacto Ambiental se ciñe a la recopilación de información y a la consulta de fuentes autorizadas, para obtener evidencias de la capacidad de generación de alteraciones por parte del proyecto, de igual manera, conocer cuál es la capacidad de carga del ambiente del área donde se realizara el proyecto. Con lo anterior, el estudio debe permitir establecer propuestas de acciones de protección al ambiente y de corrección o mitigación de las alteraciones que pudieran producirse.

Con el proceso de Evaluación de Impacto Ambiental integrado a la etapa de planeación de un proyecto de construcción se busca garantizar, de la mejor manera posible, el equilibrio del medio ambiente y la preservación de la salud y bienestar del hombre antes, durante y después de la construcción y puesta en marcha del proyecto en cuestión.

1.4.2 Situación actual de la planta de tratamiento de aguas residuales

Actualmente el Aeropuerto Internacional de Puebla cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales con una capacidad de 0.5 l/s, ubicada a un costado del edificio terminal, la capacidad de dicha planta es suficiente para los requerimientos que posee el Aeropuerto.

Sin embargo, con los estudios de desarrollo que presenta la empresa “Jacobs Consultancy” la capacidad de la planta actual será insuficiente en corto plazo, sumado a esta deficiencia a futuro, se presenta actualmente una mala operación de la planta, ya que no se efectúa un mantenimiento preventivo a la misma, esto nos lleva a tener componentes inoperables como:

módulos de potencia (motores), deterioro del conjunto de obra civil, sistemas de protección eléctrica y sistemas de arranque.

El tratamiento que actualmente se da a las aguas residuales es mediante un sistema aerobio, el cual, tiene la facultad de airear el efluente proveniente del edificio terminal y demás instalaciones dentro del aeropuerto; una vez que el agua residual obtuvo la aireación, es guiada y depositada en un canal cercano al aeropuerto. En cuanto a las aguas azules, provenientes de las aeronaves son, contenidas en una fosa séptica, hasta llegar a un punto de degradación.

1.5 Objetivo general

Considerando la problemática y retos descritos en los puntos anteriores, así como la necesidad de que los aeropuertos deben cumplir las normas internacionales en diferentes campos, siendo uno el impacto que el aeropuerto genera al medio ambiente, el objetivo general de este trabajo es:

Propuesta de desarrollo para el sistema de tratamiento de aguas azules anexo, con un nuevo sistema de tratamiento de aguas residuales, del Aeropuerto Internacional de Puebla “Hermanos Serdán”.

1.6 Justificación

El Aeropuerto Internacional de Puebla “Hermanos Serdán”, actualmente cuenta con una pequeña planta de tratamiento de aguas residuales, la cual se encuentra en condiciones de operación y mantenimiento deficientes, y sin resultados para uso del agua tratada; justificándose la administración del aeropuerto con el traslado de la planta de tratamiento de aguas residuales actual y la construcción de una nueva.

Por lo anterior se hace la propuesta de desarrollo para el sistema de tratamiento de aguas azules anexo con un nuevo sistema de tratamiento de aguas residuales, conforme al Estudio de Factibilidad para la Expansión del Aeropuerto Internacional de Puebla, realizado por la empresa “JACOBS CONSULTANCY”, y entregado en Enero del 2010.

En el citado estudio se menciona la construcción de una nueva Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, sin tomar en cuenta la capacidad y desarrollo de la misma como tal y mucho menos contemplan la posibilidad de realizar un Tratamiento de Aguas Azules.

De llevarse a cabo la construcción del sistema aquí propuesto, permitirá a la administración del Aeropuerto Internacional de Puebla, cumplir las diversas Normas Nacionales e Internacionales que se emplean para la protección del medio ambiente, además de disponer de un sistema que cubrirá ampliamente las necesidades presentes y a largo plazo.

1.7 Alcance

La propuesta de desarrollo para el sistema de tratamiento de aguas azules anexo con un nuevo sistema de tratamiento de aguas residuales, contempla las siguientes etapas: Pretratamiento (Tratamiento Primario), Reactor Anaerobio y Humedal (Tratamiento Secundario) y Filtración (Tratamiento Terciario); en conjunto estas tres etapas darán como resultado la descarga análoga del efluente. Es decir, en esta planta de tratamiento de aguas residuales no importará si es agua residual proveniente del edificio terminal y demás infraestructura que conforman el aeropuerto ó si son aguas azules provenientes de las aeronaves, el tratamiento que se dará al agua será general.

Capítulo 2

“Tratamiento de aguas

residuales y

Normatividad Nacional”

En los siguientes puntos se describen las características físicas, químicas y biológicas del agua residual, las clasificaciones de los tratamientos de aguas residuales y las diferentes Normas Oficiales Mexicanas, que se emplean para el control de las mismas.

Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos. La parte líquida de los mismos, a lo que llamamos aguas residuales, es esencialmente el agua que se desprende de la comunidad, una vez que ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada.

Entonces, podemos definir al agua residual como la combinación de los residuos líquidos, que provienen de residencias, instituciones públicas y de establecimientos industriales y comerciales, a los que se les puede agregar aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

Si nosotros permitimos la acumulación y estancamiento de las aguas residuales, la descomposición de la materia orgánica que contiene puede conducir a la generación de grandes cantidades de gases malolientes.

Además de esto debemos añadir que, en el agua residual bruta, existen numerosos microorganismos patógenos, que habitan en el aparato intestinal humano pudiendo estar presentes en ciertos residuos industriales.

Otro problema es que estas aguas suelen contener nutrientes, que pueden estimular el crecimiento de plantas acuáticas, y pueden incluir también compuestos tóxicos.

Por todo esto es que en una sociedad industrializada como la nuestra, se necesita la evacuación inmediata y sin molestias del agua residual de sus fuentes de generación, seguida de su tratamiento, rehúso ó eliminación.

Las aguas residuales de la comunidad son conducidas, en última instancia, a cuerpos de agua receptores o al mismo terreno. Pero se debe tener en cuenta qué contaminantes están presentes en el agua residual, y a qué nivel deben ser eliminados, de cara a la protección del entorno.

2.1 Características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales

2.1.1 Características físicas

La característica física más importante del agua residual es el contenido total de sólidos, término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características físicas importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad.

2.1.1.1 Sólidos totales

Analíticamente, los sólidos totales se definen como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación de entre 103° y 105°C. No se define como sólida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor. Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que se sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica en el transcurso de un periodo de 60 minutos. Los sólidos sedimentables se expresan en mg/lit y constituyen una medida aproximada de la cantidad de fango que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual. Los sólidos totales pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión) haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro.

2.1.1.2 Olores

Normalmente, los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor algo desagradable, que resulta más tolerable que el del agua residual séptica. El olor más característico del agua residual séptica se debe a la presencia del sulfuro de hidrógeno (huevo podrido) que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios. La problemática de los olores está considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales.

2.1.1.3 Temperatura

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua de suministro, hecho, principalmente debido, a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales.

La temperatura del agua es un parámetro muy importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles.

2.1.1.4 Color

El agua residual suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro. Cuando llega a este punto, suele clasificarse el agua residual como séptica. Algunas aguas residuales industriales pueden añadir color a las aguas residuales domésticas. Su color gris, gris oscuro o negro del agua residual es debido a la formación de sulfuros metálicos por reacción del sulfuro liberado en condiciones anaerobias con los metales presentes en el agua residual.

2.1.1.5 Turbiedad

La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, es otro parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión.

Su medición se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones.

2.1.2 Características químicas

Las características químicas de las aguas residuales son principalmente el contenido de materia orgánica e inorgánica, y los gases presentes en el agua residual.

La medición del contenido de la materia orgánica se realiza por separado por su importancia en la gestión de la calidad del agua y en el diseño de las instalaciones de tratamiento de aguas.

2.1.2.1 Materia orgánica

Cerca del 75% de los sólidos en suspensión y del 40 % de los sólidos filtrables de una agua residual de concentración media son de naturaleza orgánica. Son sólidos de origen animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos.

Los compuestos orgánicos están formados por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia, en algunos casos, de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como azufre, fósforo o hierro.

Los principales grupos de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40-60%), hidratos de carbono (25-50%) y grasas y aceites (10%). Otro compuesto orgánico, con muy importante presencia en el agua residual, es la urea, principal constituyente de la orina.

No obstante, debido a la velocidad del proceso de descomposición de la urea, raramente está presente en aguas residuales que no sean muy recientes.

Junto con todas estos grupos de sustancias orgánicas, el agua residual también contiene cantidades de gran número de moléculas orgánicas sintéticas, cuya estructura puede ser desde muy simple a extremadamente compleja, por ejemplo, los agentes tenso activos, los contaminantes orgánicos prioritarios, los compuestos orgánicos volátiles y los pesticidas de uso agrícola.

2.1.2.2 Medida del contenido orgánico

Los diferentes métodos para medir el contenido orgánico pueden clasificarse en dos grupos:

- Los empleados para determinar altas concentraciones de contenido orgánico, mayores a 1 mg/l,
- Los empleados para determinar las concentraciones de .001 mg/l a 1 mg/l.

El primer grupo incluye los siguientes ensayos de laboratorio:

1. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO),
2. Demanda química de oxígeno (DQO) y
3. Carbono orgánico total (COT).

En el segundo grupo se emplean métodos instrumentales que incluyen:

1. La cromatografía de gases y
2. La espectroscopia de masa.

2.1.2.3 Materia inorgánica

Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan tanto por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas, como por las aguas residuales, tratadas o sin tratar, que a ella se descargan. Las aguas naturales disuelven parte de las rocas y minerales con los que entran en contacto.

Las concentraciones de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua, como por ejemplo los cloruros, la alcalinidad, el nitrógeno, el azufre, algunos otros compuestos tóxicos inorgánicos y algunos metales pesados como el níquel, manganeso, plomo, cromo, cadmio, zinc, cobre, hierro y mercurio.

Dentro de la materia inorgánica es de suma importancia también hablar de la concentración de ion hidrógeno (pH), ya que es un parámetro de calidad de gran importancia, tanto para el caso de aguas naturales como residuales.

El agua residual, con concentraciones de ion hidrógeno inadecuadas, presenta dificultades de tratamiento con procesos biológicos, y el efluente puede modificar la

concentración de ion hidrógeno en las aguas naturales si ésta no se modifica antes de la evacuación de las aguas.

El pH de los sistemas acuosos puede medirse convenientemente con un pH-metro. En este procedimiento de medición, se emplean soluciones indicadoras y papeles de pH que cambian de color a determinados valores del pH. El color de la solución o del papel se compara entonces con el color de series normalizadas.

2.1.2.4 Gases

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno (N₂), el oxígeno (O₂), el dióxido de carbono (CO₂), el sulfuro de hidrógeno (H₂S), el amoníaco (NH₃), y el metano (CH₄); los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales.

El oxígeno disuelto es necesario para la respiración de los microorganismos aerobios, así como para otras formas de vida.

Debido a que la velocidad de las reacciones bioquímicas que consumen oxígeno aumenta con la temperatura, los niveles de oxígeno disuelto tienden a ser más críticos en la época de estiaje.

2.1.3 Características biológicas

Para el tratamiento biológico se deben de tomar en cuenta las siguientes características del agua residual: principales grupos de microorganismos presentes, tanto en aguas superficiales como en residuales, así como aquellos que intervienen en los tratamientos biológicos; organismos patógenos presentes en las aguas residuales; Así como los organismos utilizados como indicadores de contaminación y su importancia; los métodos empleados para determinar los organismos indicadores, y los métodos empleados para determinar la toxicidad de las aguas tratadas.

2.1.3.1 Microorganismos

Los principales grupos de organismos presentes tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, bacterias y arqueobacterias, como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 2.1 Clasificación de los Microorganismos (Metcalf & Eddy, 1996)

Grupo	Estructura C	Caracterización	Miembros Representativos
Eucariotas	Eucariota (a)	Multicelular con gran diferenciación de las células y el tejido Unicelular, con escasa o nula diferenciación de tejidos	Plantas (plantas de semilla, musgos y helechos). Animales (vertebrados e invertebrados) Protistas (algas, hongos y protozoos).
Bacterias	Procariota (b)	Química celular parecida a las eucariotas	La mayoría de las bacterias
Arqueobacterias	Procariota (b)	Química celular Distintiva	Metanógenos, halófilos termacidófilos.

(a) Contienen un núcleo definido

(b) No contienen membrana nuclear

Las bacterias desempeñan un papel amplio y de gran importancia en los procesos de descomposición y estabilización de la materia orgánica, tanto en el marco natural como en las plantas de tratamiento. Por ello resulta imprescindible conocer sus características, funciones, metabolismos y proceso de síntesis.

Los hongos, desde el punto de vista ecológico, presentan ciertas ventajas sobre las bacterias: pueden crecer y desarrollarse en zonas de baja humedad y en ámbitos con pH bajos. Sin la colaboración de los hongos en los procesos de degradación de la materia orgánica, el ciclo del carbono se interrumpiría en poco tiempo, y la materia orgánica empezaría a acumularse.

La presencia de algas afecta la cantidad del agua de abastecimiento, ya que puede originar problemas de olor y sabor. Uno de los problemas más importantes es encontrar el proceso de tratamiento que hay que aplicar a las aguas residuales de diferentes

orígenes de modo que los efluentes no favorezcan el crecimiento de algas y demás plantas acuáticas.

Los protozoarios, de importancia para el saneamiento, son: las amebas, los flagelados y los ciliados libres y fijos. Los protozoarios se alimentan de bacterias y de otros microorganismos microscópicos. Tienen una importancia capital, tanto en el funcionamiento de los tratamientos biológicos, como en la purificación de cursos de agua, ya que son capaces de mantener el equilibrio natural entre los diferentes tipos de microorganismos.

Se debe controlar el agua de suministro, ya que ciertos protozoarios son también patógenos, tales como el *Cryptosporidium parvum* y la *Giardia lamblia*.

Las diferentes plantas y animales que tienen importancia son de tamaños muy variados, desde los gusanos y rotíferos microscópicos hasta crustáceos macroscópicos. El conocimiento de estos organismos resulta útil a la hora de valorar el estado de lagos y corrientes, al determinar la toxicidad de las aguas residuales evacuadas al medio ambiente, y a la hora de determinar la efectividad de la vida biológica en los tratamientos secundarios empleados para destruir los residuos orgánicos.

Los virus excretados por los seres humanos pueden representar un importante peligro para la salud pública. Se sabe con certeza que algunos virus pueden sobrevivir hasta 41 días, tanto en aguas limpias como en residuales, a temperatura de 20° C, y hasta 6 días en un río normal.

2.1.3.2 Organismos patógenos

Los organismos patógenos que se encuentran en las aguas residuales pueden proceder de desechos humanos que estén infectados o que sean portadores de una determinada enfermedad. Las principales clases de organismos patógenos presentes en las aguas residuales son: bacterias, virus y protozoarios. Los organismos bacterianos patógenos que pueden ser excretados por el hombre causan enfermedades del aparato intestinal como la fiebre tifoidea y paratifoidea, la disentería, diarrea y cólera. Debido al alto grado de infección de estos organismos, cada año son responsables de gran número de muertes en países con escasos recursos sanitarios, especialmente en zonas tropicales.

2.1.3.3 Organismos indicadores

Los organismos patógenos se presentan en las aguas residuales contaminadas en cantidades muy pequeñas y, además, resultan difíciles de aislar y de identificar. Por ello se emplea el organismo coliforme como organismo indicador, puesto que su presencia es más numerosa y fácil de comprobar.

El tracto intestinal humano contiene innumerables bacterias conocidas como organismos coliformes, cada humano evacua de 100,000 a 400,000 millones de organismos coliformes cada día.

Por ello, se puede considerar que la presencia de coliformes puede ser un indicador de la posible presencia de organismos patógenos, y que la ausencia de aquellos es un indicador de que las aguas están libres de organismos que puedan causar enfermedades.

2.2 Clasificación de tratamientos de agua residual

Típicamente, el tratamiento de aguas residuales comienza por la separación física inicial de sólidos grandes (basura) de la corriente de aguas domésticas o industriales, empleando un sistema de rejillas (mallas), aunque también pueden ser triturados esos materiales por equipo especial; posteriormente se aplica un desarenado (separación de sólidos pequeños muy densos como la arena) seguido de una sedimentación primaria (o tratamiento similar) que separe los sólidos suspendidos existentes en el agua residual.

A continuación sigue la conversión progresiva de la materia biológica disuelta en una masa biológica sólida, usando bacterias adecuadas, generalmente presentes en estas aguas.

Una vez que la masa biológica es separada o removida (proceso llamado sedimentación secundaria), el agua tratada puede experimentar procesos adicionales (tratamiento terciario) como desinfección, filtración, etc.

Este efluente final, puede ser descargado o reintroducido de vuelta a un cuerpo de agua natural (corriente, río o bahía) u otro ambiente (terreno superficial, subsuelo, etc).

Los sólidos biológicos segregados experimentan un tratamiento y neutralización adicional antes de la descarga o reutilización apropiada.

2.2.1 Tratamiento previo

En el tratamiento previo son retenida todas aquellas partículas grandes que pudieran alterar el tratamiento (trozos de madera, envases) este proceso se provoca por disposición, dispositivos como rejas, cribas, desarenadores, trituradores ó dilaceradores.

2.2.2 Tratamiento primario

El tratamiento primario elimina algunas sustancias ó remueve algunos sólidos por métodos físicos, generalmente elimina los sólidos suspendidos sedimentables, grasas y aceites; estas concentraciones de grasas y aceites se pueden eliminar por procesos unitarios, separadores de grasas y aceites, que son sedimentación, floculación, flotación, y filtración.

- Sedimentación: actúan por gravedad.
- Floculación: partículas de grasas y aceites que forman flóculos por la forma que adopta, entre más pequeña sea la partícula, la separación es más lenta, si es mayor es más rápido la separación.
- Flotación: es un proceso contrario, el cual ira a la superficie.
- Filtración: proceso de agua potable.

2.2.3 Tratamiento secundario

Una de las sustancias principales por eliminar es la (MOD) Materia Orgánica degradable, que no se elimina en el tratamiento primario, la materia orgánica es coloidal; la cantidad de MOB (Materia Orgánica Biodegradable) es mínima, se realiza por la remoción de microorganismos en el agua mediante la digestión, creando más microorganismos, esta formación generalmente permite removerse por un proceso físico ya que como materia coloidal es muy difícil; la filtración y la sedimentación no son apropiadas, los microorganismos crean bacterias, durante el metabolismo se presentan reacciones bioquímicas presentándose 3 formas.

1. **AEROBICA:** utiliza oxígeno disuelto en el CO_2 y H_2O y transforman la DBO en nuevos microorganismos MO.
2. **ANAEROBICA:** en ausencia de O molecular usan el de otra sustancia, conteniendo H_2O como ácido, alcoholes y aldehídos o el de inorgánicos como SO_4 , NO_3 y se caracterizan por producir metabolismo CH_4 , CO_2 .
3. **FACULTATIVAS:** ambos comportamientos.

2.2.4 Tratamiento terciario

Permite eliminar sólidos, es más eficiente, se aplican sustancias químicas, se emplean 4 métodos:

1. **ABSORCION:** contacto con algunas sustancias, (es muy común el carbón) e identifica el tipo de sustancias.
2. **INTERCAMBIO IÓNICO:** cuando hay problemas de dureza, sirve para ablandar dichos residuos sólidos.
3. **PRECIPITACIÓN QUÍMICA:** es una reacción química, mediante la adición de coagulantes.
4. **OSMOSIS INVERSA:** sistema de filtración, el poro es muy fino por lo tanto las partículas son muy pequeñas, es un proceso muy costoso.

2.3 Normatividad Mexicana en materia de agua

Las aguas residuales se someten a diferentes tratamientos dependiendo de sus contaminantes y de la calidad que se quiera alcanzar, ya sea que ésta se disponga en los cuerpos receptores, se use como agua de riego o en actividades industriales que no requieran líquido semejante al potable. Como ya se hizo mención, los procesos más comunes de tratamiento de agua se componen de tres etapas:

- a. Los tratamientos primarios, que se basan en procedimientos de separación física para disminuir sólidos totales y parcialmente la demanda bioquímica de oxígeno
- b. Los tratamientos secundarios, que se basan en la degradación realizada por microorganismos para reducir adicionalmente la concentración de compuestos orgánicos en el agua. (Cuando los microorganismos se tienen en cultivo suspendido como en la producción de levadura, entonces se les denomina lodos activados)
- c. Los tratamientos terciarios, que usan métodos físicos o químicos para remover componentes inorgánicos y microorganismos patógenos.

A continuación se resumen brevemente las normas más importantes así como sus especificaciones principales, para fines de esta tesina, sobre el tratamiento de aguas residuales en México:

NORMA OFICIAL MEXICANA	RELATIVA A:
NOM-001-ECOL-1996	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES. (ACLARACIÓN D.O.F. 30-ABRIL-1997).
NOM-002-ECOL-1996	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES A LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO URBANO O MUNICIPAL.
NOM-003-ECOL-1997	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES PARA LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS QUE SE REUSEN EN SERVICIOS AL PÚBLICO.

2.3.1 NOM-001-ECOL-1996

Establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. Fue publicada en el Diario Oficial de la Federación el día 6 de enero de 1997 y entró en vigor el día 7 de enero de 1997. Esta norma se complementa con la aclaración publicada en el mismo medio de difusión del día 30 de abril de 1997. (CNA, 2005).

2.3.1.1 Especificaciones

1. La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible en las Tablas 2.2 y 2.3 de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades.
2. Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, así como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola) es de 1,000 y 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.
3. Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego no restringido, y de cinco huevos por litro para riego restringido, lo cual se llevará a cabo de acuerdo a la técnica establecida en el anexo 1 de esta Norma.

Tabla 2.2 Límites máximos permisibles para contaminantes básicos (CONAGUA).

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS																				
PARÁMETROS	RÍOS																EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES			
	Uso en riego agrícola (A)		P.D.		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		AGUAS COSTERAS		ESTUARIOS (B)		SUELO		HUMEDALES NATURALES (B)			
(miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	P. M.	N.A	P. M.	P.D.	P. M.	P.D.	P. M.	P.D.	P. M.	P.D.	P. M.	P.D.	P. M.	P.D.	P. M.	P.D.	P. M.	P.D.	P. M.	P.D.
Temperatura °C (1)	N. A	25	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	N.A.	N.A.	40	40
Grasas y Aceites (2)	15	ausente	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
Materia Flotante (3)	ausente	2	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente
Sólidos Sedimentables (ml/l)	1	200	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	N.A	N.A	1	2
Sólidos Suspendidos Totales	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	150	200	75	125	75	125	N.A	N.A	75	125
Demanda Bioquímica de Oxígeno	150	60	75	150	30	60	75	150	30	60	150	200	75	150	75	150	N.A	N.A	75	150
Nitrógeno Total	40	30	40	60	15	25	40	60	15	25	N. A.	N. A.	N. A.	N. A.	15	25	N.A	N.A	N.A	N.A
Fósforo Total	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	N. A.	N. A.	N. A.	N. A.	5	10				

(1) Instantáneo, (2) Muestra Simple Promedio Pondera, (3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006.

P.D.= Promedio Diario; P.M. = Promedio Mensual; N.A. = No es aplicable.

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos

Tabla 2.3 Límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros. (CNA)

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS																				
PARÁMETROS (*)	RÍOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO			
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		ESTUARIOS (B)		Uso en riego agrícola (A)		HUMEDALES NATURALES (B)	
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Arsénico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1	0.1	0.2
Cadmio	1.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0
Cianuros	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4	6.0	4	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4	6.0	4.0	6.0
Cobre	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0
Cromo	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01
Mercurio	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4
Níquel	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	5	10	0.2	0.4
Plomo	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20
Zinc																				

(*) Medidos de manera total. P.D. = Promedio Diario

P.M. = Promedio Mensual N.A. = No es aplicable

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

2.3.2 NOM-002-ECOL-1996

Establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal. Se publicó en el Diario Oficial de la Federación el día 3 de junio de 1998 y entró en vigor el día 4 de junio de 1998. (CNA, 2005).

2.3.2.1 Especificaciones

1. Los límites máximos permisibles para contaminantes de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, no deben ser superiores a los indicados en la Tabla 2.4. Para las grasas y aceites es el promedio ponderado en función del caudal, resultante de los análisis practicados a cada una de las muestras simples.
2. Los límites máximos permisibles establecidos en la columna instantáneo, son únicamente valores de referencia, en el caso de que el valor de cualquier análisis exceda el instantáneo, el responsable de la descarga queda obligado a presentar a la autoridad competente en el tiempo y forma que establezcan los ordenamientos legales locales, los promedios diario y mensual, así como los resultados de laboratorio de los análisis que los respaldan.
3. El rango permisible de pH (potencial hidrógeno) en las descargas de aguas residuales es de 10 (diez) y 5.5 (cinco punto cinco) unidades, determinado para cada una de las muestras simples. Las unidades de pH no deberán estar fuera del intervalo permisible, en ninguna de las muestras simples.
4. El límite máximo permisible de la temperatura es de 40°C. (cuarenta grados Celsius), medida en forma instantánea a cada una de las muestras simples. Se permitirá descargar con temperaturas mayores, siempre y cuando se demuestre a la autoridad competente por medio de un estudio sustentado, que no daña al sistema del mismo.
5. La materia flotante debe estar ausente en las descargas de aguas residuales, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

Tabla 2.4 Límites máximos permisibles para contaminantes de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal (CNA,2005)

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES			
PARAMETROS	PROMEDIO MENSUAL	PROMEDIO DIARIO	INSTANTANEO
(miligramos por litro, excepto cuando se especifique otra)			
Grasas y aceites	50	75	100
Sólidos sedimentables (ml/l)	5	7.5	10
Arsénico total	0.5	0.75	1
Cadmio total	0.5	0.75	1
Cianuro total	1	1.5	2
Cobre total	10	15	20
Cromo hexavalente	0.5	0.75	1
Mercurio total	0.01	0.015	0.02
Níquel total	4	6	8
Plomo total	1	1.5	2
Zinc total	6	9	12

- a. Los límites máximos permisibles para los parámetros demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, que debe cumplir el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, son los establecidos en la Tabla 1.4 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 referida en el punto 2 de esta Norma, o a las condiciones particulares de descarga que corresponde cumplir a la descarga municipal.
- b. No se deben descargar o depositar en los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, materiales o residuos considerados peligrosos, conforme a la regulación vigente en la materia.

2.3.3 NOM-003-ECOL-1997

Establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reúsen servicios al público. Se publicó en el Diario Oficial de la Federación el día 21 de septiembre de 1998 y entró en vigor el día 22 de septiembre de 1998. (CNA, 2005).

2.3.3.1 Especificaciones

1.- Los límites máximos permisibles de contaminantes en aguas residuales tratadas son los establecidos en la Tabla 2.5 de esta Norma Oficial Mexicana.

Tabla 2.5 Límites máximos permisibles de contaminantes en aguas residuales tratadas. (CNA, 2005).

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES					
PROMEDIO MENSUAL					
TIPO DE REUSO	Coliformes fecales NMP/100	Huevos de helminto (h/l)	Grasas y aceites mg/l	DBO ₅ mg/l	SST mg/l
SERVICIOS AL PUBLICO CON CONTACTO DIRECTO	240	[1	15	20	20
SERVICIOS AL PUBLICO CON CONTACTO INDIRECTO U OCASIONAL	1,000	[5	15	30	30

La materia flotante debe estar ausente en el agua residual tratada, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana.

El agua residual tratada reusada en servicios al público, no deberá contener concentraciones de metales pesados y cianuros mayores a los límites máximos permisibles establecidos en la columna que corresponde a embalses naturales y artificiales con uso en riego agrícola de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, referida en el punto 2 de esta Norma.

Las entidades públicas responsables del tratamiento de las aguas residuales que reúsen en servicios al público, tienen la obligación de realizar el monitoreo de las aguas tratadas en los términos de la presente Norma Oficial Mexicana y de conservar al menos durante los últimos tres años los registros de la información resultante del muestreo y análisis, al momento en que la información sea requerida por la autoridad competente.

NOTA: Los objetivos, campos de aplicación y especificaciones completas de cada una de estas normas se pueden encontrar en la página electrónica de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA- WWW.CNA.GOB.MX).

qwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwerty
uiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopas
dfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjk
l zxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvb
nmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwe
rtyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuio
pasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfg
hjk l zxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxc

Capítulo 3

**“Metodología empleada para
el desarrollo del proyecto”**

cvbnm rtyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwer
tyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiop
asdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfgh
jklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxc
vbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmq
wertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnm rtyuiop
asdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfgh
jklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxc
vbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmq
wertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyu
iopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasd
fghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnm rtyuiopasdfghjklzxc
vbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmq

Para el desarrollo de este proyecto se utilizará la investigación mixta, la cual consiste en realizar una investigación documental y una investigación de campo, con la finalidad de recabar información de las condiciones en que se encuentra la planta de tratamiento de aguas residuales (“PTAR”) del Aeropuerto Internacional de Puebla (“AIP”).

El objetivo es brindar una propuesta de un sistema de tratamiento de aguas azules anexo con un nuevo sistema de aguas residuales que satisfaga las necesidades a largo plazo del aeropuerto.

Se llevó a cabo una reunión con el Ing. Carlos Suárez León, Director de Operaciones y Seguridad, en sus oficinas ubicadas en las instalaciones del Aeropuerto Internacional de Puebla, en la que nos explicó las condiciones generales del aeropuerto, y nosotros expusimos en qué consiste nuestra propuesta de mejora. Posteriormente se hizo una presentación de nuestra propuesta al Ing. Sergio Rovira, Gerente de Comercialización y Desarrollo del aeropuerto.

3.1 Visitas de reconocimiento

En conjunto con el Ing. Rovira se realizó un recorrido dentro y fuera de las instalaciones del aeropuerto, mostrándonos las diferentes áreas con las que cuenta el aeropuerto pudiendo localizar los siguientes puntos:

- Zonas de descarga
- Principales fuentes de contaminación
- Áreas receptoras de aguas residuales
- Terreno y áreas industriales

Una vez concluido el recorrido por las instalaciones y áreas de movimiento llegamos al punto de tratar “la planta de aguas residuales”. Ahí mismo pudimos observar físicamente las malas condiciones en que se encuentra (ineficiencia operacional). (Fig. 3.1)



Figura 3.1 “PTAR” actual

Se identificó de igual forma, la inexistencia del tratamiento de aguas azules, las que son depositadas de forma rudimentaria a una fosa séptica (Fig. 3.2) en donde llegan a un punto de degradación de forma natural, contaminando el manto acuífero de la zona.



Figura 3.2 Deposito de fosa séptica para aguas azules

Actualmente, existe la advertencia a la administración del aeropuerto por parte de la SOAPAP, de la deficiencia en la operación de la planta de tratamiento de aguas residuales existente, sin embargo se identificó y se les mencionó que también existe una problemática con el impacto al medio ambiente y la normatividad que debería cumplir; obteniendo como respuesta que, la planta actual desaparecerá a corto plazo, tal y como se menciona en el plan de desarrollo que presentó la empresa “Jacobs Consultancy”.

Al día siguiente se convocó a una reunión a los Ingenieros León y Rovira, en la que se les explico la agravante que se identificó referente al impacto ambiental y los impedimentos que se podrían presentar para una posible certificación.

3.1.1 Acopio de información y planos

Con el fin de hacer una comparativa de la información del aeropuerto se revisaron los planos actuales de la planta de tratamiento (Fig. 3.3) y del plan de desarrollo presentado por la empresa antes mencionada.

En esta revisión se detecto que en el plan de desarrollo que se elaboró para la expansión del aeropuerto, no se está proyectando el tratamiento de guas residuales, con lo que se justifica plenamente nuestra propuesta.

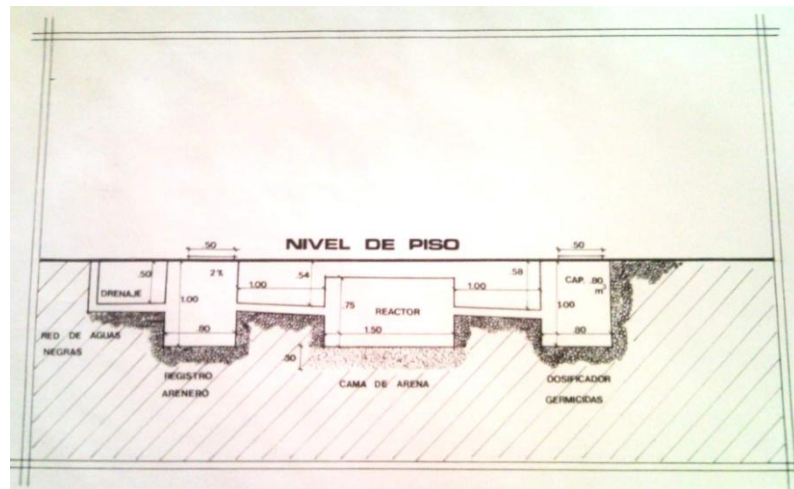


Figura 3.3 Plano actual de la "PTAR"

3.1.2 Reconocimiento del terreno

Una vez concluida la revisión de los planos de la "PTAR" actual se hizo el reconocimiento del terreno en donde, a mediano plazo quedarían las instalaciones de la nueva planta de tratamiento de aguas residuales. (Fig. 3.4)



Figura 3.4 Selección del terreno

3.1.3 Consideraciones del proyecto

La propuesta que se contemplaba inicialmente, era en base al desarrollo de mejora para la planta actual, sin embargo una vez analizada la información recabada, se pensó en una nueva propuesta que beneficiara al aeropuerto, referente al plan de desarrollo para la expansión del mismo.

Sin embargo, tomando en cuenta que las condiciones económicas que presenta el aeropuerto son muy limitadas, dadas las circunstancias en que se encuentra el mismo y su entorno referente a las aguas residuales, nos llevo a pensar en un tratamiento que fuera único para las aguas residuales y azules.

Actualmente el aeropuerto tiene instalada una planta de tratamiento de aguas residuales, la cual cuenta con un tratamiento aerobio (Fig. 3.5), que por su naturaleza es más costoso el mantenimiento y su limpieza interna, por el traslado de lodos de desecho ya que suelen ser de mayor volumen. Es por ello que en la nueva propuesta se considera un reactor anaerobio.



Figura 3.5 aireación de aguas residuales

El tratamiento anaerobio es acompañado de un sistema de humedales, para economizar energía eléctrica y en mantenimiento.

El tren de tratamiento a considerar es:

- Tratamiento Primario: Pretratamiento
- Tratamiento Secundario: Tratamiento Anaerobio
- Tratamiento Terciario: Filtración

Con este tren de tratamiento se está implementando un sistema único para el tratamiento de aguas residuales y aguas azules, es decir serán descargadas en un solo cuerpo receptor ambas aguas contaminadas, teniendo la característica de procesar aguas contaminadas con aceites, desechos sólidos, químicos abrasivos, residuos de combustible, etc.

Cabe señalar que el óptimo funcionamiento de la nueva planta de tratamiento de aguas, deberá ir acompañado de un mantenimiento preventivo, correctivo, y, si es posible un mantenimiento predictivo.

3.1.4 Descripción general del tren de tratamiento

Como ya se mencionó anteriormente, se realizó la selección de un tratamiento anaerobio por cuestiones físicas (área de construcción), económico, operativo y de mantenimiento.

El tren de tratamiento fue seleccionado para una capacidad de 2 lts/seg, y se conformará de la siguiente manera:

1. Cuerpo receptor para la concentración de agua cruda
2. Pretratamiento
3. Zona de desarenado
4. Tanque del reactor anaerobio
5. Tanque de humedales
6. Zona de Sedimentador Secundario
7. Zona de lechos de secado
8. Tanque de contacto de cloro
9. Zona de filtración

Después que se ha realizado de todo el proceso con el agua contaminada, se considera que sea guiada y depositada en un caudal a cielo abierto (canal) más cercano al aeropuerto, pero con un nivel de contaminantes por debajo de lo permitido en las Normas Oficiales Mexicanas.

En el siguiente Capitulo se describen más a fondo cada uno de los procesos antes mencionados.

3.1.5 Seguridad

Dado que el aeropuerto mantendrá sus operaciones durante la ejecución de los trabajos, se deberá analizar la forma de realización de los mismos, proponiendo distintas alternativas que serán evaluadas por el comité de seguridad y operación del Aeropuerto.

Todas las tareas deberán ser realizadas sin interrupción de los servicios aéreos, por lo tanto esta etapa será objeto de un cuidadoso análisis para adoptar la mejor secuencia de trabajos.

Será necesario considerar las interferencias con las operaciones aeronáuticas y cumplir las normas de seguridad establecidas durante la ejecución de los trabajos.

3.1.6 Plazo del Proyecto

A definir según prioridades y necesidades del aeropuerto.

qwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwerty
uiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopas
dfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjk
l zxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvb
nmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwe
rtyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuio
pasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfg
h jklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxc

Capítulo 4

**“Descripción del tren de
tratamiento”**

cvbnmrt yuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwer
tyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiop
asdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfgh
jklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxc
vbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmq
wertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmrt yuiop
asdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfgh
jklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxc
vbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmq
wertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyu
iopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasd
fghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmrt yuiopasdfghjklzxc
vbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmq
wertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyuiopasdfghjklzxcvbnmqwertyu

Las diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias de una planta de tratamiento funcionan como un sistema, por lo que la elección del tren de tratamiento a utilizar se debe realizar con una perspectiva global. La mayor parte de la selección de procesos se centra en la evaluación y valoración de diferentes combinaciones de procesos y operaciones unitarias y sus interacciones. Para esto se deben tomar en cuenta los factores que pueden influir en la toma de decisión.

El sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto para el aeropuerto Internacional de Puebla "Hermanos Serdán" consta de tres etapas:

1. Pretratamiento
2. Un reactor anaerobio
3. Filtración

En el pretratamiento se retiene basura y sólidos decantables en rejillas y canales desarenadores, un reactor anaerobio mediante el cual la materia orgánica se solubiliza, la geometría y la alimentación al fondo hace que el efluente tenga contacto con un manto de lodos formado en la zona de digestión, que se encuentra en la parte inferior del tanque.

Y considera los siguientes procesos: zona de clarificación en donde se separan los lodos del agua, también cuenta con canales para venteo de gases, producto de la descomposición de la materia orgánica, (bióxido de carbono, metano, mercaptanos y gas de ácido sulfhídrico); referente a esta parte del proceso se piensa que se producen olores agresivos al olfato, pero no es así, ya que las tuberías de alimentación tienen una altura mayor a los 2.5 metros, en donde por diferencia de temperatura, los mercaptanos y el ácido sulfhídrico, se condensan y escurren nuevamente al digestor anaerobio.

El tratamiento anaerobio es acompañado de un sistema de humedales, para economizar energía y en mantenimiento, así mismo se está evitando realizar al proceso aerobio el cual es demasiado costoso.

El tratamiento anaerobio es acompañado de un sistema de humedales, para economizar energía y en mantenimiento, así mismo se está evitando realizar al proceso aerobio el cual es demasiado costoso.

Ventanas aireadoras en la parte inferior de este, con la finalidad de que pase el aire a través del empaque manteniendo un ambiente aerobio, sumado a esto, cuenta con un humedal el cual consta de un lecho de piedras sobre el cual se encuentran hidrófitas, que se encargan de absorber los nutrientes que se forman a partir de la hidrólisis del tanque anterior.

Se complementa con filtro biológico, el que contiene un empaque de piedras en el cual se forma una biopelícula gelatinosa donde se desarrollan microorganismos filtradores como son ciliados y microalgas principalmente, este es alimentado por la parte superior con la superficie abierta para facilitar la evaporación.

4.1 Concentración de agua cruda.

En este proceso, se concentra el agua residual (agua cruda) en un cuerpo receptor, el cual almacenara cualquier tipo de agua contaminada.

Variaciones en el efluente que afectan el proceso. Cualquier cambio significativo en las características del agua cruda afectará el desarrollo de los microorganismos del sistema de tratamiento; si la carga de DBO₅ (alimento), se incrementa significativamente, habrá demasiado alimento para los microorganismos del sistema. Este exceso podrá incrementar la tasa de reproducción y producir un lodo caracterizado por un crecimiento disperso de la población, lo que se traduce en una sedimentación secundaria pobre.

Además no toda la carga de DBO₅, (alimento) es utilizada por los microorganismos por lo que una parte pasará directamente al sedimentador secundario y al efluente de la planta.

Si por el contrario, la carga orgánica (DBO₅) decrece, no habrá suficiente alimento para los microorganismos y disminuirán su tasa de crecimiento, por lo que la población microbiológica del sistema se reducirá; el efecto será un efluente con incremento en la concentración de sólidos suspendidos al formarse un floculo de rápida sedimentación que no ayuda al arrastre de partículas finas y coloidales.

Se debe llegar a un balance adecuado entre la cantidad de alimento y la de microorganismos en el sistema.

4.2 Pretratamiento

De una manera u otra, casi todas las cosas terminan por llegar a la alcantarilla, y de ésta a nuestra planta de tratamiento de aguas residuales. Latas, botellas, plásticos, trapos, ladrillos, piedras, todos estos materiales, si no son eliminados eficazmente, pueden producir serias averías en los equipos. Las piedras, arena, latas, etc. producen un gran desgaste de las tuberías y de las conducciones, así como de las bombas.

A nuestra planta también llegan aceites y grasas de todo tipo, si estas grasas y aceites no son eliminados en el Pretratamiento, hace que nuestro tratamiento biológico sea lento y el rendimiento de dicho tratamiento decaiga, obteniendo un efluente de baja calidad.

Con todo lo descrito anteriormente expuesto, podemos ver la importancia del Pretratamiento, escatimar medios o esfuerzos en esta parte de la planta, es bajar el rendimiento de toda la planta, aunque tuviera el mejor proceso biológico.

4.2.1 Objetivo del Pretratamiento

Con un Pretratamiento pretendemos separar del agua residual tanto, por operaciones físicas como por operaciones mecánicas, la mayor cantidad de materias que por su naturaleza (grasas, aceites, etc.) o por su tamaño (ramas, latas, etc.) crearían problemas en los tratamientos posteriores (obstrucción de tuberías y bombas, depósitos de arenas, rotura de equipos, etc.)

4.2.2 Operaciones del Pretratamiento

Las operaciones de Pretratamiento incluidas en la planta de tratamiento de aguas residuales propuesta toma en cuenta:

- La procedencia del agua residual (doméstica, industrial, etc.).
- La calidad del agua bruta a tratar (mayor o menor cantidad de grasas, arenas sólidos, etc.)
- La velocidad de paso a través de la reja; la cual debe ser adecuado; para que los Sólidos en Suspensión se apliquen sobre la misma sin que se produzca una pérdida de carga demasiado fuerte, ni un atascamiento en la parte profunda de los barrotes.

Como valores medios se estima que la velocidad de paso debe estar entre 0,6-1,0 m/s. a caudal máximo. Y a caudal mínimo, La velocidad de aproximación a la reja en el canal debe ser mayor de 0,4 m/s, con objeto de evitar depósitos de arena en la base de la unidad.

A caudales máximos (lluvias y tormentas) la velocidad de aproximación debe aumentarse a 0,9 m/s.

Para evitar que se depositen las arenas dejando bloqueada la reja cuando más necesaria es a la hora de calcular la velocidad del agua a través de la reja, se supone que un 25-30 % del espacio libre entre los barrotes está ocupado por los residuos retenidos. Por lo que se crean

pérdidas de carga que varían entre 0.1-0.2 m para las rejillas gruesas y entre 0,2-0,4 m para las rejillas finas.

4.2.3 Volumen y evacuación de residuos retenidos

Los volúmenes obtenidos varían según la estación y según el tipo de agua residual, siendo bastante difícil de calcular si no se tienen datos reales. De todas formas, se toman como valores normales, según el tipo de rejilla:

1. Rejilla fina: 6-12 l/d/1000 Usuarios.
2. Rejilla gruesa: 15-27 l/d/1000 Usuarios.

En el caso de redes unitarias (engloba la misma depuradora las aguas domésticas y las de lluvia y riego), el volumen de residuos es muy variable debido a las tormentas y las lluvias. El volumen también varía según la longitud de los colectores y redes de alcantarillado, o si existen vertidos industriales intermitentes o estacionales.

Los residuos retenidos se evacúan, haciéndolos pasar de la rejilla a unas cintas transportadoras, cuyo sistema de arranque y parada estará sincronizada con el de la rejilla. De la cinta caen a contenedores, donde se depositan hasta su traslado a vertederos o a incineración.

Pero en vez de recoger en una cinta transportadora, también podemos hacer caer los residuos a una arqueta de toma de un Tornillo de Arquímedes, dispositivo que permite una evacuación lateral y almacenamiento de residuos en un receptor de mayor capacidad.

En plantas importantes se utilizan prensas hidráulicas especiales para detritus, previo a su depósito en contenedores. Con ello conseguimos reducir el volumen de residuos y además, disminuir los olores producidos por la materia orgánica en descomposición. En caso de incineración, la temperatura debe ser mayor de 800 °C para evitar que se produzcan malos olores. Las precauciones en la operación, que se deben tener con este sistema son:

- Debemos observar, de vez en cuando, que el mecanismo funciona correctamente.
- Regular el temporizador dependiendo del volumen de sólidos que esté llegando a la planta.
- Mantener limpia la zona de los sólidos que hayan podido caer de la cinta transportadora o de la prensa hidráulica.
- Realizar las tareas de mantenimiento del mecanismo del peine de limpieza, cinta transportadora y prensa hidráulica según las indicaciones de los fabricantes.

Siempre que nos acerquemos a los sistema de desbaste debemos desconectarlos, las maquinas de movimiento lento son especialmente peligrosas, pueden cortar un miembro con toda facilidad.

4.3 Desarenado

El objetivo de esta operación es eliminar todas aquellas partículas de granulometría superior a 200 micras, con el fin de evitar que se produzcan sedimentos en los canales y conducciones, para proteger las bombas y otros aparatos contra la abrasión, y evitar sobrecargas en las fases de tratamiento siguiente.

En caso de que sea necesario un bombeo y desbaste, deben ir antes del desarenado. Pero hay veces que es conveniente situar el bombeo posterior al desarenado, aún a costa de un mayor mantenimiento de las bombas. Esto ocurre cuando los colectores de llegada están situados a mucha profundidad, cuando el nivel freático está alto, etc.

Los cálculos para el diseño de un desarenador están relacionados con los fenómenos de sedimentación de partículas granuladas no floculantes.

Las velocidades de sedimentación se pueden calcular utilizando diversas fórmulas:

- Stokes, en régimen laminar
- Newton, en régimen turbulento
- Allen, en régimen transitorio

A cualquiera de estas fórmulas hay que aplicarle una serie de correcciones que tengan en cuenta:

- La forma de las partículas o factor de esfericidad
- La concentración de sólidos en suspensión, si sobrepasan el 0,5%
- La velocidad de flujo horizontal

En la siguiente tabla podemos comprobar cómo varía la velocidad de sedimentación en función del diámetro de la partícula:

Diámetro partíc.(mm)	Veloc. sedimentación (m/h)
0,150	40-50
0,200	65-75
0,250	85-95
0,300	105-120

En cuanto al cálculo de las dimensiones de un desarenador:

Su superficie horizontal se calcula en función de la velocidad de sedimentación de las partículas de menor tamaño que deben retenerse y del caudal máximo que circulará por el mismo.

Su sección transversal es calculada en función de la velocidad horizontal de flujo deseada. Los desarenadores se diseñan para eliminar partículas de arenas de tamaño superior a 0.200 mm y peso específico medio 2.65 mg, obteniéndose un porcentaje de eliminación del 90%. Si el peso específico de la arena es bastante menor de 2.65 mg, deben usarse velocidades de sedimentación inferiores a las anteriores. Pero en esta operación eliminamos también otros elementos de origen orgánico no putrescibles como granos de café, semillas, huesos, cáscaras de frutas y huevos, que sedimentan a la misma velocidad que las partículas de arena y cuya extracción no interesa.

Este problema se evita con el llamado Barrido o Limpieza de Fondo. Se explica por el hecho de que existe una velocidad crítica del flujo a través de la sección, por encima de la cual las partículas de un tamaño y densidad determinadas, una vez sedimentadas, pueden volver a ser puestas en movimiento y reintroducidas en la corriente. Teóricamente, para partículas de 0.200 mm de diámetro y peso específico 2.65 mg, la velocidad crítica de barrido es de 0.25 m/s aunque en la práctica se adopta, a efectos de diseño, una velocidad de 0.30 m/s. Con esta velocidad se considera que las arenas extraídas salen con un contenido en materia orgánica inferior al 5%.

4.4 Reactor Anaerobio

Las características de tratamiento especificadas para el diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto al aeropuerto, nos lleva a un sistema anaerobio con humedales.

El reactor anaerobio se encargará de degradar y solubilizar la materia orgánica, para que el humedal absorba los nutrientes requeridos por las plantas de los humedales y con ello se elimine la materia orgánica contaminante del agua residual.

En el Reactor Anaerobio la conversión de la materia orgánica se produce en tres etapas (Figura 4.1), la primera es la transformación por vía enzimática (hidrólisis) de los compuestos de alto peso molecular en compuestos que puedan servir como fuentes de energía y de carbono celular. El segundo paso (acidogénesis), implica la conversión bacteriana de los compuestos producidos en la primera etapa en compuestos intermedios identificables de menor peso molecular. El tercer paso (metanogénesis), supone la conversión bacteriana de los compuestos intermedios en productos finales más simples, principalmente metano y dióxido de carbono. La conversión de la materia orgánica y de los residuos se lleva a cabo mediante la acción conjunta de diferentes organismos anaerobios.

Un grupo de microorganismos se ocupa de la hidrolización de los polímeros orgánicos y de los lípidos para formar elementos estructurales básicos como los monosacáridos, los aminoácidos y los compuestos relacionados con estos.

Un segundo grupo fermenta los productos de la descomposición para producir ácidos orgánicos simples.

Un tercer grupo convierte el hidrógeno y el ácido acético, originado por las bacterias formadoras de ácidos, en gas metano y dióxido de carbono.

Con el objeto de mantener un sistema de tratamiento anaerobio que establezca correctamente el residuo orgánico, los microorganismos formadores de ácidos y de metano se deben encontrar en un estado de equilibrio dinámico. Para mantener dicho estado, el contenido del reactor deberá carecer de oxígeno disuelto y estar libre de concentraciones inhibitorias de constituyentes tales como los metales pesados y los sulfuros. Además, el medio acuoso deberá presentar valores de pH situados entre 6.6 y 7.6.

También deberá existir una alcalinidad suficiente para que el pH del sistema no descienda por debajo de 6.2, puesto que este punto marca el límite de actividad de las bacterias formadoras de metano. Es necesario disponer de suficiente cantidad de nutrientes tales como nitrógeno o fósforo, para asegurar el crecimiento adecuado de la comunidad biológica. La temperatura también es un parámetro ambiental importante. Los intervalos de temperatura óptimos son el mesofílico (30 a 38° C) y el termofílico (49 a 57° C).

Las ventajas e inconvenientes del tratamiento anaerobio de un residuo orgánico, en comparación con el tratamiento aerobio, vienen condicionadas por el lento crecimiento de las bacterias formadoras de metano. El lento crecimiento de estas bacterias obliga a tiempos

de retención más dilatados, para conseguir una adecuada estabilización de los residuos. No obstante, este bajo crecimiento implica que solo una pequeña parte del residuo orgánico biodegradable está siendo sintetizado en forma de nuevas células. La mayor parte del residuo orgánico se transforma en metano, que es un gas combustible y por ello, un producto final útil.

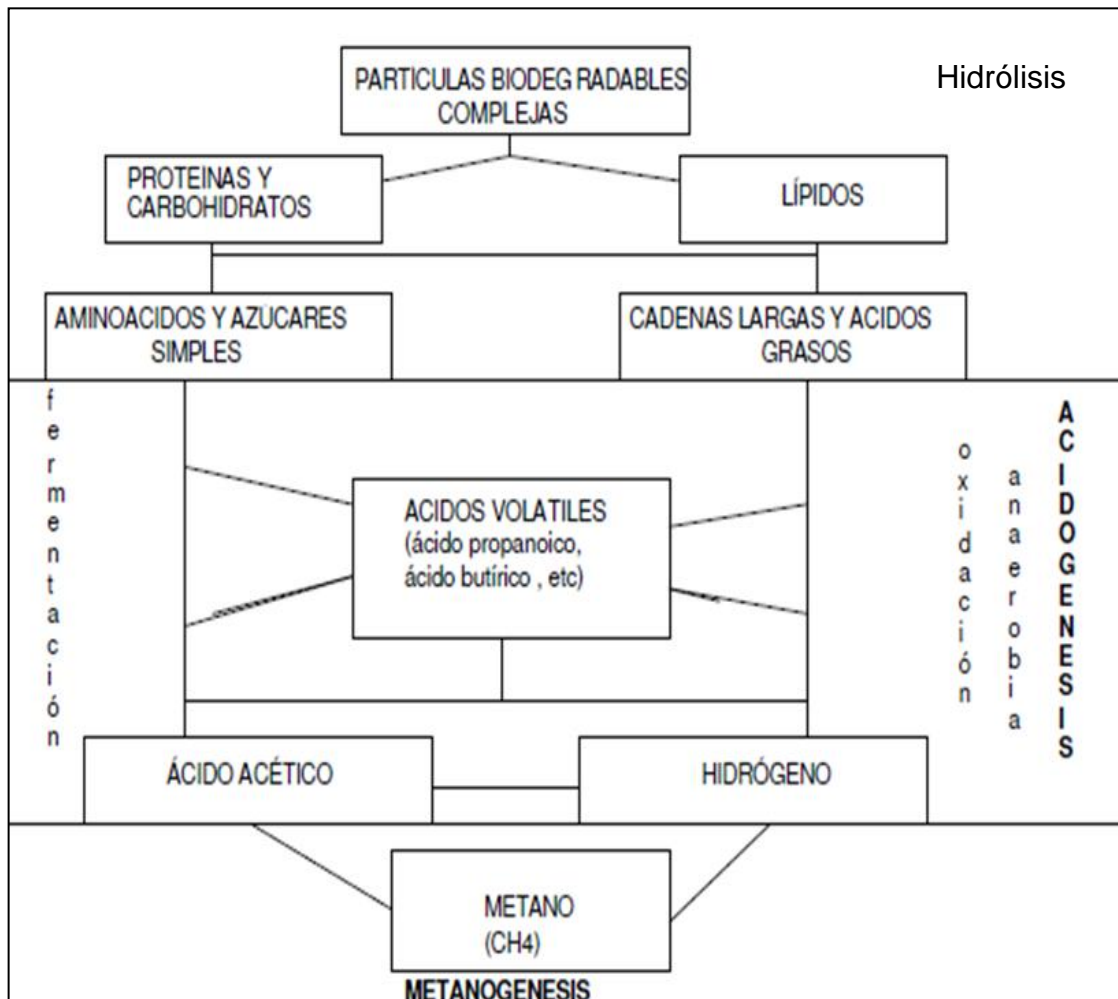


Figura 4.1 Multipasos naturales en operaciones anaerobias.

Cabe destacar que las ventajas que ofrece el proceso anaerobio pueden ser de gran utilidad, como la generación de gas metano y la poca generación de lodos ya aptos para su utilización, además de su bajo costo de mantenimiento.

4.4.1 Bases del proceso anaerobio.

El proceso de degradación anaerobia se lleva a cabo en ausencia de oxígeno. Un gran número de microorganismos que trabajan en serie o en serie-paralelo, degradan la materia orgánica en sucesivas etapas.

En una aproximación general, podemos diferenciar tres etapas fundamentales, la de hidrólisis-acidogénesis, la de homoacetogénesis-acetogénesis y por último la de metanogénesis.

En el proceso anaerobio, sólo una pequeña cantidad de la energía contenida en el sustrato es utilizada en el mantenimiento y crecimiento celular, quedando una gran parte en los productos, en forma de biogás.

Esto hace que el tiempo de crecimiento sea lento, lo que condiciona el diseño y la operación de los digestores anaerobios.

4.4.2 Modelos de reactores anaerobios para aguas residuales

La aplicación del proceso anaerobio en el tratamiento de las aguas usadas en diversas actividades, ha dado por resultado el desarrollo de diferentes modelos de reactores, con la finalidad de que se obtengan los mejores resultados de remoción del material orgánico contenido en dichas aguas; muchos de ellos tienen nombres diferentes, lo cual da la impresión de que hay un gran número de reactores anaerobios, sin embargo, cuando se ve en detalle, el número de los diferentes tipos de reactores se reduce a unos cuantos básicos

Para el desarrollo de los diferentes tipos de reactores utilizados en el proceso, se ha buscado, fundamentalmente, que el tiempo para que las transformaciones ocurran sea el menor posible, para que los volúmenes de agua residual tratados por unidad de tiempo sean máximos; desde luego sin menoscabo de la eficiencia de remoción de materia orgánica.

Hay tres importantes factores que afectan negativamente el contacto entre biomasa y agua residual, éstos son:

- a) canalización-formación de caminos preferenciales a través del reactor,
- b) formación de zonas muertas, causadas por la compactación del lodo o por colmatación de la zona intersticial de la matriz de soporte por sólidos,
- c) colmatación de sistemas de distribución pobremente diseñados (o mantenidos).

La aplicación de la digestión anaerobia en los sistemas de producción pecuaria, es factible prácticamente en cualquier nivel o clase de actividad, así se han realizado ensayos para el tratamiento de desechos de aves, cerdos, ganado vacuno y de todo tipo de animal criado de forma controlada.

Muchos de dichos ensayos han llegado a ser al nivel de gran escala y son aplicables en sitios en los que la crianza de animales es una actividad sistematizada y tecnificada.

Entre los desechos de origen animal, los procedentes de las granjas porcícolas son altamente putrescibles, contienen una baja cantidad de material celulósico y son de fácil fermentación; adicionalmente, la necesidad de emplear volúmenes grandes de agua para el lavado de los corrales, provoca que los desechos sólidos sean parcialmente solubilizados y la cantidad de material suspendido disminuya; este hecho favorece la aplicación del proceso, no obstante, siempre es recomendable reducir previamente la cantidad de material sólido suspendido, para la aplicación de algún reactor diferente a las lagunas o los de mezcla completa.

El empleo del proceso anaerobio en las zonas rurales, dedicadas a las actividades agrícolas y pecuarias, representa no sólo el beneficio de la protección ecológica, al reducir la carga de contaminantes depositados en el medio ambiente, sino también conlleva el beneficio del aprovechamiento de los subproductos obtenidos del mismo proceso.

4.4.3 Tiempo de retención en el reactor Anaerobio

El tiempo de retención hidráulica del tanque anaerobio o la cantidad de tiempo que las bacterias están en contacto con el alimento de las aguas crudas, es un importante factor de operación. Se debe dar el tiempo suficiente para permitir que las bacterias asimilen la materia orgánica presente en el agua residual. Si el tiempo de retención en el tanque de aeración es muy pequeño, no toda la materia orgánica será removida, y el efluente tendrá valores altos de DBO_5 (alimento).

También es importante este concepto de tiempo de retención para los tanques sedimentadores; en ellos se debe permitir que los flóculos de lodos se sedimenten en tiempo razonable. El tiempo de retención es un parámetro donde el operador tiene poco control.

4.4.4 Mezcla en el reactor Anaerobio

El tanque anaerobio debe estar completamente mezclado, debido a ello se tienen diferentes puntos de alimentación. Es deseable un tanque completamente mezclado para evitar que las bacterias sedimenten; también es importante mantenerlas en movimiento para que entren en contacto con la materia orgánica de las aguas residuales (para ser utilizada como

alimento); además al estar en contacto entre sí, las bacterias formarán un floculo que se acumulará en la zona de digestión del sistema.

El tanque con mezclado completo evita los cortocircuitos que podrían formarse. Existen varios indicadores de mezclado, uno es la formación de depósitos de sólidos en las esquinas del tanque. Cualquier acumulación significativa en las esquinas puede detectarse con un palo, largo o mediante equipo para sacar muestras del fondo. Un segundo indicador es la detección de zonas con concentraciones de cero oxígeno disuelto en el tanque, mediante un oxímetro portátil. Un tercer indicador es la detección de zonas con diferencia significativa en concentración, ya sea de OD o de SS.

4.5 Humedales

Los humedales son áreas que se encuentran saturadas por aguas superficiales o subterráneas, con una frecuencia y duración tales, que sean suficientes para mantener condiciones saturadas. Suelen tener aguas con profundidades inferiores a 60 cm con plantas emergentes como espadañas, carrizos y juncos.

La vegetación proporciona superficies para la formación de películas bacterianas, facilita la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, permite la transferencia de oxígeno a la columna de agua y controla el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar.

Los humedales tienen tres funciones básicas que los hacen tener un atractivo potencial para el tratamiento de aguas residuales, que son las siguientes:

- Fijar físicamente los contaminantes en la superficie del suelo y la materia orgánica.
- Utilizar y transformar los elementos por medio de los microorganismos.
- Lograr niveles de tratamiento consistentes con un bajo consumo de energía y bajo mantenimiento.

4.5.1 Componentes del Humedal

Los humedales construidos consisten en el diseño correcto de una cubeta que contiene agua, substrato, y la mayoría normalmente, plantas emergentes. Estos componentes pueden manipularse construyendo un humedal.

Otros componentes importantes de los humedales, como las comunidades de microbios y los invertebrados acuáticos, se desarrollan naturalmente.

4.5.1.1 El agua

Es probable que se formen humedales en donde se acumule una pequeña capa de agua sobre la superficie del terreno, y donde exista una capa del subsuelo relativamente impermeable que prevenga la filtración del agua en el subsuelo.

Estas condiciones pueden crearse para construir un humedal casi en cualquier parte modificando la superficie del terreno y sellándola para que pueda recolectar y retener el agua.

La hidrología es el factor de diseño más importante en un humedal construido porque reúne todas las funciones del humedal y porque es a menudo el factor primario en el éxito o fracaso del mismo. Mientras la hidrología de un humedal construido no es muy diferente que la de otras aguas superficiales y cercanas a superficie, si difiere en otros aspectos importantes:

- Pequeños cambios en la hidrología pueden tener efectos importantes en un humedal y en la efectividad del tratamiento.
- Debido al área superficial del agua y su poca profundidad, un sistema actúa recíproca y fuertemente con la atmósfera a través de la lluvia y la evapotranspiración (la pérdida combinada de agua por evaporación de la superficie de agua y pérdida a través de la transpiración de las plantas).
- La densidad de la vegetación en un humedal afecta fuertemente su hidrología, primero, obstruyendo caminos de flujo siendo sinuoso el movimiento del agua a través de la red de tallos, hojas, raíces, y rizomas y, segundo, bloqueando la exposición al viento y al sol.

4.5.1.2 Substratos, Sedimentos y Restos de vegetación

Los substratos en los humedales construidos incluyen suelo, arena, grava, roca, y materiales orgánicos como la composta. Sedimentos y restos de vegetación se acumulan en el humedal debido a la baja velocidad del agua y a la alta productividad típica de estos sistemas. El substrato, sedimentos, y los restos de vegetación son importantes por varias razones:

- Soportan a muchos de los organismos vivientes en el humedal.
- La permeabilidad del sustrato afecta el movimiento del agua a través del humedal.
- Muchas transformaciones químicas y biológicas (sobre todo microbianas) tienen lugar dentro del sustrato.
- El sustrato proporciona almacenamiento para muchos contaminantes.
- La acumulación de restos de vegetación aumenta la cantidad de materia orgánica en el humedal. La materia orgánica da lugar al intercambio de materia, fijación de microorganismos, y es una fuente de carbono, que es la fuente de energía para algunas de las más importantes reacciones biológicas en el humedal.

Las características físicas y químicas del suelo y otros sustratos se alteran cuando se inundan. En un sustrato saturado, el agua reemplaza los gases atmosféricos en los poros, y el metabolismo microbiano consume el oxígeno disponible y aunque se presenta dilución de oxígeno de la atmósfera, puede darse lugar a la formación de un sustrato anóxico, lo cual será importante para la remoción de contaminantes como el nitrógeno y metales.

4.6 Sedimentador Secundario

Los sedimentadores realizan la función de remover sólidos suspendidos; si la unidad de proceso está antes del tratamiento secundario, se denominan sedimentadores primarios; si son parte del proceso de tratamiento biológico se conocen como sedimentadores secundarios.

Los sedimentadores se clasifican por su forma en: circulares, cuadrados, rectangulares, hexagonales y octagonales. Los más comunes son los circulares y los rectangulares. Para este caso se utilizarán los sedimentadores rectangulares.

4.7 Lechos de secado

Los lechos de secado se usan para la deshidratación de lodos digeridos. El lodo es colocado sobre los lechos en capas de 20 a 30 centímetros, para su secado. El lodo ya seco es removido de los lechos y se pone a disposición para usarse como fertilizante, los lechos

pueden estar abiertos a la intemperie o cubiertos. Los lechos abiertos se usan cuando existe un área adecuada para evitar problemas ocasionales causados por malos olores.

Los lechos cubiertos con techumbre tipo invernadero son más convenientes donde es necesario deshidratar lodo continuamente durante el año sin importar el clima, y donde no existe el aislamiento suficiente para la instalación de lechos abiertos.

El área total de secado es repartida en lechos individuales de aproximadamente 6.1 metros de ancho por 6.1 a 30.5 metros de largo. Los lechos generalmente consisten de 10 a 23 centímetros de arena sobre una capa de grava o piedra de 20 a 45.7 centímetros de espesor.

La arena tiene un tamaño efectivo típico de 0.3 a 1.2 milímetros y un coeficiente de uniformidad menor de 5.0. La grava normalmente se gradúa de 1/8 a 1.0 pulgadas. Los lechos son desaguados por drenes localizados en la grava con espaciamiento de aproximadamente de 1.8 a 6.1 metros.

La tubería de los drenes tiene un diámetro mínimo de 10 centímetros y una pendiente mínima de aproximadamente 1 por ciento. Las paredes de los lechos pueden ser de concreto, madera o tierra, y tienen normalmente una altura de 30.5 centímetros. El lodo puede fluir aproximadamente a 30.5 metros si la pendiente del lecho es de aproximadamente 0.5 por ciento.

4.8 Tanque de contacto de cloro

El agua clara que se obtiene de la superficie de los tanques de sedimentación o clarificación, pasa a un tanque cuyo diseño es en forma de serpentin y el volumen de dicho tanque está calculado para que el agua tratada en éste tanque dure entre 20 a 40 minutos. Éste tanque se conoce como tanque de contacto de cloro, cuyo objetivo es clorar el agua para desinfectarla, manteniendo siempre una cantidad adecuada de cloro residual para asegurar que el agua limpia ó tratada esté completamente libre de bacterias patógenas. Ésta agua ya tratada, puede ser utilizada para riego de áreas verdes, lavar pisos, carros, ó bien descargarse a cualquier cuerpo receptor, cómo un río, sin que esta contamine.

La desinfección con cloro sigue siendo la forma más común de desinfección de las aguas residuales en Norteamérica debido a su bajo historial de costo y del largo plazo de la eficacia. Una desventaja es que la desinfección con cloro del material orgánico residual puede generar compuestos orgánicamente clorados que pueden ser carcinógenos o dañinos

al ambiente. La clorina o las "cloraminas" residuales puede también ser capaces de tratar el material con cloro orgánico en el ambiente acuático natural. Además, debido a que la clorina residual es tóxica para especies acuáticas, el efluente tratado debe ser químicamente desclorinado, volviendo más complejo y costoso el tratamiento.

4.9 Filtración

La filtración proporciona una etapa final para aumentar la calidad del efluente al estándar requerido antes de que éste sea descargado al ambiente receptor (mar, río, lago, campo, etc.). En una planta de tratamiento puede ser usado más de un proceso terciario de tratamiento. Si la desinfección se practica siempre en el proceso final, es siempre llamada "pulir el efluente".

La filtración de arena remueve gran parte de los residuos de materia suspendida. El carbón activado sobrante de la filtración remueve las toxinas residuales.

El carbón activo en grano puede usarse en el tratamiento de aguas potables sustituyendo a los filtros de arena o como complemento de estos en una segunda etapa de filtración. En el primer caso el carbón activo en grano actuaría como filtro mecánico y absorbente, mientras que en el segundo caso solo funcionaría como absorbente con una mayor eficiencia en la retención de micro-contaminantes.

Una de las funciones del carbón activo en el tratamiento de aguas es la eliminación de concentraciones residuales de agentes oxidantes como cloro y ozono, y de los derivados cancerígenos, trihalometanos, originados en estos tratamientos. El carbón activo actúa adsorbiendo estos productos o catalizando su paso a formas reducidas inofensivas. Estos agentes oxidantes pueden dañar el carbón activo que, para esta aplicación, debe de presentar una gran dureza, siendo los carbones de hueso de aceituna y cáscara de coco los más recomendables.

La capacidad de un carbón activo para eliminar concentraciones residuales de cloro viene dada por la altura de la columna de carbón activo necesaria para reducir la concentración de cloro de una solución a la mitad.

El carbón activo retiene materia orgánica, algas, detergentes, pesticidas, y en general todos los compuestos que causan problemas de olores y sabores en las aguas destinadas al abastecimiento de poblaciones.

La capacidad de un carbón activo para absorber materia orgánica viene dada por el índice de absorción de fenol.

Sobre el carbón activo granular puede además favorecerse el desarrollo de colonias bacterianas que contribuyan a la eliminación de materia orgánica.

Cuando las aguas presentan problemas por la presencia de iones, hierro y manganeso, el tratamiento consiste en la oxidación bien con oxígeno atmosférico o con agentes oxidantes y una posterior filtración en carbón activo o antracita.

Para la selección del mejor tipo de carbón activo para la absorción de un determinado contaminante, así como de los mejores parámetros de operación de un filtro (tiempo de contacto, granulometría del carbón activo, altura del lecho, etc.), es posible llevar a cabo un "Test en Columna", consistente en filtrar una muestra del agua a tratar a través de columnas de carbón activo en grano.

Estas columnas deben de tener unas dimensiones mínimas de 60 cm de altura de carbón activo y 4 cm de diámetro interno y pueden estar fabricadas en cristal, plástico, fibra de vidrio o metal.

Los resultados del test en Columna se expresan en curvas de saturación, en las que se compara la concentración de contaminante en el efluente frente al tiempo de tratamiento y/o caudales tratados. Para comparar varios carbones, basta con instalar varias columnas en paralelo, rellenas con los carbones a ensayar y operar con idénticos parámetros, de forma que en las curvas de saturación obtendremos el carbón activo de mayor vida útil para una determinada aplicación.

El diseño de los filtros de carbón activo granular depende de la calidad del agua y de la disponibilidad de espacio, así como de las etapas de tratamiento necesarias.

Básicamente se pueden usar filtros abiertos o filtros cerrados a presión. La velocidad de filtración en estos filtros ronda los 5-20 m/h y la altura de lecho como mínimo de 75 cm.

Los filtros se deben lavar con agua, ya que el lavado con aire puede producir abrasión y formación de finos. La velocidad de lavado recomendable es de 10 - 15 m/h, lo que podría provocar una expansión del lecho de carbón de aproximadamente un 20%.

El carbón activo usado en tratamiento de aguas potables puede regenerarse una vez agotada su vida útil.

Capítulo 5

“Memoria de cálculo”

En este capítulo se describen los cálculos necesarios de diseño para la posible construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales, considerando las diferentes etapas que conforman cada uno de los procesos.

5.1 Concentración de agua cruda

La concentración de agua cruda, es la etapa de paso inicial del efluente para iniciar el pretratamiento. Se deben considerar los siguientes cálculos:

- *Gasto medio diario*

Se define como el volumen de aguas negras por segundo que en forma constante se producirán si el uso del líquido fuera constante durante todo el año, y se calcula con la expresión siguiente:

$$Q_{med} = (P_p * A_p) / 86,400$$

donde :

$$P = 1,948 \text{ habitantes.}$$

$$D_o = 105 \text{ lts / hab / día.}$$

$$A_p = 84 \text{ lts / hab / día, (Aportación, 80\% de la dotación).}$$

$$Q_{med} = 1.89 \text{ lts / seg.}$$

$$\text{Volumen} = 163.63 \text{ m}^3 / \text{ día}$$

$$Q_{med} = 0.00189$$

- *Gasto mínimo*

$$Q_{min} = Q_{med} / 2 \text{ donde :}$$

$$Q_{min} = 0.529 \text{ lts / seg.}$$

$$\text{Volumen} = 45.52 \text{ m}^3 / \text{ día}$$

$$Q_{min} = 0.0005 \text{ m}^3 / \text{ seg}$$

- *Gasto promedio diario*

Se define como el mayor caudal de aguas residuales que puede presentarse en el sistema, y se calcula multiplicando al gasto medio por un coeficiente conocido como de Harmon, el cual considera la forma en que se van acumulando los gastos a través de las tuberías del sistema:

$$Q_{\max} = Q_{\text{med}} * M$$

Donde se calcula el coeficiente de Harmon:

$$M = \text{coeficiente de Harmon} = 1 + 14 / (4 + p^{1/2}),$$

Entonces el coeficiente de Harmon será:

$$M = 3.59$$

$$Q_{\max} = 6.81 \text{ lts / seg.}$$

$$\text{Volumen} = 588.2 \text{ m}^3 / \text{día}$$

$$Q_{\text{med}} = 0.0068 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Este coeficiente de variación máxima instantánea se aplica considerando que: a) en tramos con una población acumulada menor a los 1,000 habitantes, el coeficiente de M es constante e igual a 3.8. Para una población acumulada mayor que 63,454, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la Ley de variación establecida por Harmon. Lo anterior resulta de considerar al alcantarillado como un reflejo de la red de distribución de agua potable, ya que el coeficiente "M" se equipara con el coeficiente de variación del gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable, cuyo límite es de $1.40 \times 1.55 = 2.17$.

- *Gasto máximo extraordinario*

Este gasto se presenta cuando sobrevienen las precipitaciones pluviales, derivándose parte de estas aguas hacia el alcantarillado sanitario con el consecuente aumento del gasto que circula por las alcantarillas, lo que redundará en la necesidad de una capacidad mayor de conducción.

Al gasto combinado de aguas residuales y pluviales se le conoce como gasto máximo extraordinario y se calcula multiplicando al gasto máximo por un factor llamado coeficiente de previsión el cual de acuerdo a las normas tiene un valor entre 1 y 2.

$$Q \text{ max-ext} = Q \text{ max} * 1.5$$

$$Q \text{ max-ext.} = 10.2 \text{ lts / seg.}$$

$$\text{Volumen} = 882.30 \text{ m}^3 / \text{día}$$

$$Q \text{ max} = 0.00102 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

- *Determinación de la carga superficial*

Para los desarenadores de flujo horizontal el criterio básico de diseño es la velocidad de sedimentación de las partículas y sus requerimientos de área por unidad de gasto, como se muestra en la tabla 5.1 para partículas de una densidad de 2.65 g/cm³

TAMAÑO DE PARTÍCULA		VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN		ÁREA REQUERIDA
Nº DE MALLA	TAMAÑO (mm)	<u>Cm</u> Seg	<u>l/seg</u> m ²	<u>m²</u> l / seg
18	0.833	7.47	74.7	0.013
20	0.595	5.34	53.4	0.019
35	0.417	3.76	37.6	0.027
48	0.295	2.64	26.4	0.038
65	0.208	1.88	18.8	0.053
100	0.147	1.32	13.2	0.076
150	0.105	0.92	9.2	0.109

Tabla 5.1 Criterios básicos para el diseño de los desarenadores

La carga superficial que se va a considerar para el diseño del pretratamiento, es el valor promedio de la tabla la cual es la siguiente:

$$\text{Carga Superficial (Cs)} = 26.4 \text{ lts / seg /m}^2.$$

5.2 Pretratamiento

En el pretratamiento, se realiza la separación de sólidos, mediante rejillas.

En este proceso se lleva a cabo la etapa del desarenado.

- *Canal desarenador*

Cálculo del ancho del canal desarenador

El ancho del canal y el procedimiento de cálculo se hace por tanteos; para una velocidad de $v = 0.3$ m/seg, se supone un ancho entre 0.3 y 1.5 m, en múltiplos de 5 cm (por procedimientos constructivos) y se calcula el tirante con la fórmula:

$$\text{Tirante} = (\text{Gasto medio m}^3 / \text{seg}) / (\text{velocidad m/s} \times \text{ancho m})$$

$$\text{Tirante} = 0.002 / 0.3 \times 0.3$$

$$\text{Tirante} = 0.0210 \text{ m}$$

$$\text{Tirante} = 2.10 \text{ cm}$$

Nota: el ancho del canal es el mínimo sugerido por procedimientos constructivos y de operación.

$$\text{Tirante} = (\text{Gasto máximo m}^3 / \text{seg}) / (\text{velocidad m/s} \times \text{ancho m})$$

Donde:

$$\text{Tirante} = 0.007 / 0.3 \times 0.3$$

$$\text{Tirante} = 0.0756 \text{ m}$$

$$\text{Tirante} = 7.56 \text{ cm}$$

$$\text{Tirante} = (\text{Gasto máximo extraordinario m}^3 / \text{seg}) / (\text{velocidad m/s} \times \text{ancho m})$$

Donde:

$$\text{Tirante} = 0.010 / 0.3 \times 0.3$$

$$\text{Tirante} = 0.1135 \text{ m}$$

$$\text{Tirante} = 11.35 \text{ cm}$$

$$\text{Tirante} = (\text{Gasto mínimo m}^3 / \text{seg}) / (\text{velocidad m/s} \times \text{ancho m})$$

$$\text{Tirante} = 0.001 / 0.3 \times 0.3$$

$$\text{Tirante} = 0.059 \text{ m}$$

$$\text{Tirante} = 5.90 \text{ cm}$$

Se hace para las diferentes condiciones de flujo; gastos medio, máximo y mínimo. El tirante para gasto máximo deberá ser aproximadamente igual al supuesto dependiendo de la carga hidráulica o desnivel disponible.

Para fines prácticos en este diseño se considera el cálculo para el gasto máximo, lo que sugiere una altura del desarenador de 11.35 centímetros, pero para fines prácticos durante la operación del sistema se toma en cuenta los 12.00 centímetros.

- *Cálculo del largo del canal desarenador*

El largo del canal se obtiene a partir de la siguiente fórmula:

$$\text{Largo} = (\text{Velocidad del agua} / \text{Velocidad de sedimentación}) \times (\text{tirante máximo})$$

Donde:

$$\text{Largo} = (0.300 / 0.026) \times 0.113$$

$$\text{Largo} = 1.29 \text{ m.}$$

También se considera por condiciones de operación los siguientes criterios:

- Aumentar el 50%

$$\text{Largo} + 50\% = 2.07 \text{ m.}$$

- Aumentar 31 veces el tirante para gasto máximo:

$$\text{Tirante} \times 31 = 31 \times 11.35 = 3.50 \text{ m}$$

Se considera valor de Gasto Máximo Instantáneo, por razones de operación y mantenimiento.

En la práctica se acostumbra aumentar el largo del canal un 50% más, variando éste entre 15 y 35 veces el tirante, se recomienda un valor de 31 veces el tirante. Cada uno de los

canales desarenadores deberá contar con una compuerta de tipo deslizante con el fin de poder sacarlo de operación y efectuar su limpieza.

En el fondo del desarenador se deja un espacio o cámara para acumulación de arenas de 0.1 a 0.3 m, suficiente para almacenar como mínimo las arenas retenidas en una semana. Se estima un contenido de arenas de 0.05 m³, por cada 1000 m³ de aguas residuales.

- *Cálculo de cantidad de arenas en el canal desarenador, m³/d.*

$$\text{Cantidad arenas} = 0.05 \text{ m}^3 / 1000 * Q \text{ med m}^3/\text{d} \times 86400 \text{ seg}/\text{día}$$

$$\text{Cantidad arenas} = (0.05 \times 1000) \times 0.019 \times 86,400$$

$$\text{Cantidad arenas} = 0.008 \text{ m}^3 / \text{día}$$

Espacio necesario para acumular arenas por 8 días

$$\text{Altura} = 0.011 \times 8 / (0.30 \times 2.50)$$

$$\text{Altura} = 0.120 \text{ m.}$$

$$\text{Altura} = 12.0 \text{ cm.}$$

- *Dimensionamiento del vertedor proporcional*

Este es un vertedor de sección variable, la curva está calculada para mantener una velocidad constante de 0.3 m/seg, con el incremento del tirante cuando aumenta el flujo.

Las ecuaciones básicas de diseño para estos vertedores son:

Para calcular el valor de " b ", se estima

$$a = 0.03$$

$$h + a = 0.51$$

$$h = 0.49$$

$$h + 2/3 a = 0.51$$

y sustituyendo la ecuación:

$$x = b \left(1 - 2 / \sqrt{1 + \tan^2 y/a} \right)$$

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

$$Q_1 = \frac{4}{3} b \sqrt{2ag} (h + a)^{3/2} - h^{3/2}$$

en donde:

a y b = constantes para cada vertedor de acuerdo a gasto

y = altura del líquido

x = ancho del vertedor en la superficie del líquido

Q = Gasto a través del vertedor

Q1 = Gasto a través de la presión rectangular del vertedor

Como guía se pueden tomar valores similares a los presentados en el cuadro 1.4 para cada gasto específico.

La constante "b" se calcula dando el valor máximo esperado para el tirante del desarenador (h + a) y sustituyendo valores en la ecuación:

Donde:

$$b = \frac{(Q_{\max})}{(2 \sqrt{2ag} (h + \frac{2}{3} a))}$$

$$b = \frac{((0.0068))}{(2 \times (\sqrt{2} \times 0.025 \times 9.80) \times (0.490 + 0.507))}$$

$$b = 0.010$$

$$2b = 0.020$$

con la ecuación

$$h = \frac{(Q_{\max})}{(2 b \times \sqrt{2ag})} - \left(\frac{2}{3}\right) (a)$$

Se verifican los valores de "h" para Qmax y Qmin.

$$h_{\min} = \frac{((0.0005))}{(2.00 \times 0.010 \times 0.7000)} - 0.017$$

$$h_{\min} = 0.022 \text{ m}$$

$$h_{\max} = \frac{((0.0068))}{(2.00 \times 0.010 \times 0.7000)} - 0.017$$

$$h_{\max} = 0.482 \text{ m}$$

Para verificar la velocidad que se obtendrá en el desarenador se usa la fórmula:

$$V_{\text{desarenador}} = \frac{Q_{\max}}{(h_{\max} + a) \times \text{ancho}}$$

$$V_{\text{desarenador}} = 0.007 / (0.4816 + 0.025) \times 0.30$$

$$V_{\text{desarenador}} = 0.04 \text{ m/seg.}$$

Una vez obtenidos los valores definitivos de "a" y "b" se procede a calcular la curva o mejor dicho las dos curvas que forman el vertedor (ver cuadro 5.1), para esto se usa la ecuación (1), sustituyendo a y b y dando valores a "y" en intervalos de 1.0 centímetros, se obtiene "x", con este par de valores (x,y) se dibuja el vertedor a escala 1:1.

Se propone:

$$a = 0.025 \text{ m.}$$

$$b = 0.010 \text{ m.}$$

$$2b = 0.020 \text{ m.}$$

$$\text{Ajustando } 2b = 0.13 \text{ m.}$$

Se ajusta el valor de "b", debido a que el ancho del canal desarenador es de 0.30

$$\text{Calculo de la curva el vertedor: } x/b = 1 - 2/3.14 \cdot \text{arc.tg } (y/a)^{0.5}$$

y/a (m)	y(m)	(y/a) ^{0.5}	arc tg (y/a) ^{0.5}	x/b	x (m)	x (cm)	y(cm)	Q (m ³ /seg)	Q (l/seg)
0.0000	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.0
0.8000	0.02	0.8944	0.7297	0.5354	0.0052	0.0523	2.000	0.0005	0.5
1.6000	0.04	1.2649	0.9018	0.4259	0.0042	0.0416	4.000	0.0008	0.8
2.4000	0.06	1.5492	0.9976	0.3649	0.0036	0.0356	6.000	0.0010	1.0
3.2000	0.08	1.7889	1.0611	0.3245	0.0032	0.0317	8.000	0.0013	1.3
4.0000	0.10	2.0000	1.1071	0.2952	0.0029	0.0288	10.000	0.0016	1.6
5.2000	0.13	2.2804	1.1575	0.2631	0.0026	0.0257	13.000	0.0020	2.0
6.4000	0.16	2.5298	1.1944	0.2396	0.0023	0.0234	16.000	0.0024	2.4
7.6000	0.19	2.7568	1.2228	0.2215	0.0022	0.0216	19.000	0.0028	2.8
8.4000	0.21	2.8983	1.2386	0.2115	0.0021	0.0206	21.000	0.0031	3.1
9.6000	0.24	3.0984	1.2586	0.1988	0.0019	0.0194	24.000	0.0035	3.5
10.8000	0.27	3.2863	1.2754	0.1881	0.0018	0.0184	27.000	0.0039	3.9
11.2000	0.28	3.3466	1.2804	0.1849	0.0018	0.0180	28.000	0.0041	4.1
12.0000	0.30	3.4641	1.2898	0.1789	0.0017	0.0175	30.000	0.0043	4.3
14.0000	0.35	3.7417	1.3096	0.1663	0.0016	0.0162	35.000	0.0050	5.0
16.0000	0.40	4.0000	1.3258	0.1560	0.0015	0.0152	40.000	0.0057	5.7
19.2627	0.48	4.3889	1.3468	0.1426	0.0014	0.0139	48.157	0.0068	6.8

Tabla 5.2 Calculo de la curva del vertedor

- *Cálculo del área útil del canal de cribas*

$$\text{Área útil} = \text{Gasto medio (m}^3\text{/seg)} / \text{Velocidad (m/seg)}$$

$$\text{Área útil} = 0.0019 / 0.60$$

$$\text{Área útil} = 0.0032 \text{ m}^2$$

- Cálculo del ancho libre

$$\text{Ancho libre} = \text{Área útil (m}^2\text{)} / \text{Tirante (m)}$$

$$\text{Ancho libre} = 0.0032 / 0.02$$

$$\text{Ancho libre} = 0.15 \text{ m}$$

- *Cálculo de número de barras*

$$\text{N}^\circ\text{b} = \text{Ancho libre (m)} / \text{Separación entre barras (m)} - 1$$

$$\text{N}^\circ\text{b} = 0.015 / 0.0200 - 1$$

$$\text{N}^\circ\text{b} = 6.50 = 7 \text{ barras}$$

- *Cálculo del ancho total*

$$\text{Ancho total} = \text{Ancho libre} + \text{N}^\circ\text{b} \times \text{espesor}$$

$$\text{Ancho total} = 0.015 + 7 \times 0.0064$$

$$\text{Ancho total} = 0.194 \text{ m}$$

Se ajusta el ancho por procedimientos constructivos a 0.20 m.

Por procedimientos constructivos, el ancho total se aproximará en múltiplos de 5 cm, para lo cual será necesario verificar la velocidad obtenida, la cual deberá quedar en un rango de 0.5 a 0.65 m/seg, en caso contrario se deben corregir los cálculos.

Las pérdidas de carga que nos definen el perfil hidráulico de la unidad se calculan con la ecuación:

- *Cálculo de pérdida de carga*

$$h_f = (V^2 - v^2 / 2g) \times (1 / 0.7)$$

h_f = pérdida de carga en m.

V = Velocidad aproximada a través de las barras.

v = velocidad aguas arriba de la rejilla = Gasto total / (Tirante X Ancho total)

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg²

0.7 = coeficiente de rugosidad del área de contacto

- *Velocidad de aguas arriba de la rejilla*

$$v = \text{Gasto total} / (\text{Tirante} \times \text{Ancho total})$$

$$v = 0.0019 / (0.02 \times 0.200)$$

$$v = 0.45 \text{ m/s}$$

Verificando velocidad

$$v = \text{gasto medio} / (\text{ancho total} - \text{espesor}) \times \text{tirante medio}$$

$$v = 0.002 / (0.20 - 0.04) \times 0.0210$$

$$v = 0.06 \text{ m / seg}$$

$$h_f = (V^2 - v^2 / 2g) \times (1 / 0.7)$$

$$h_f = (0.015 / 19.6) \times (1.429)$$

$$h_f = 0.011 \text{ m}$$

Cuando la rejilla se encuentra sucia por la acumulación de basura, el valor de $v = 0.6$ m/s, puede incrementarse al doble, con lo que las pérdidas de carga serán mayores.

En la parte superior del canal, en donde se apoyan las rejillas, se construye una plataforma para la colocación momentánea del material retirado de la rejilla, con inclinación del 4%, drenado hacia el propio canal.

5.3 Reactor anaerobio

- *Cálculo de la dbo_5 en el sistema*

Cuando no se cuenta con datos de laboratorio debido a que es una obra nueva, se calcula la DBO aportada mediante la siguiente fórmula:

$$DBO = (Peq \times Pf) / Qmed$$

Donde:

Peq = Carga de materia orgánica, se considera 25.2 g/hab*día.

(Se recomienda un rango de 25-54, para comunidades pequeñas)

Pf = Población futura, para un periodo # de años, habitantes

Qmed = Gasto medio de diseño, m^3d^{-1}

Para fines de elaboración de la propuesta de tratamiento considera 25.2 gramos de descarga por habitante al día para una DBO de 300.00 mg/l y con ello multiplicándolo por el factor 1.9 se obtiene la DQO en mg/l, la cual servirá para el diseño del reactor anaerobio. Siendo entonces la:

$$DBO_5 = 300.00 \text{ mg/l}$$

$$DQO = 570.00 \text{ mg/l}$$

- *Cálculo de la carga de la demanda química de oxígeno (dqo):*

Se calcula mediante la siguiente ecuación,

$$\text{Carga DQO} = Qmed \times DQO \times 86400 \times 0.000001$$

Donde:

Qmed = Gasto medio en litros por segundo

DQO = Demanda química de Oxígeno, en mg / l

86400 = Segundos en un día

0.000001 = Constante (factor de conversión para las unidades)

Sustituyendo los valores en la fórmula, tenemos que:

$$\text{Carga DQO} = 2.60 \times 570 \times 86400 \times 0.000001$$

$$\text{Carga DQO} = 127.84 \text{ Kg DQO / día}$$

- *Calculo del reactor anaerobio*

DATOS DE PROYECTO:

Población = 1,948 habitantes promedio (usuarios x hora)

Gasto medio diario = 1.894 litros por segundo

Volumen diario = 163.63 m³/día

D.B.O. = 300.00 mg/lit

D.Q.O. = 570.00 mg/lit

Relación DBO/DQO = 0.526

Carga de D:Q:O: = 93.270 Kg DQO/día

Carga Volumétrica (Rec) = 14,580 Kg DQO/día

- *Cálculo del volumen de la zona de digestión*

$$\text{VOL. ZONA DE DIGESTION} = \text{CARGA DE DQO / CARGA VOLUMÉTRICA}$$

$$\text{VOL. ZONA DE DIGESTION} = 6.397 \text{ m}^3$$

Para carga superficial (recomendada.): 14.580 kgDQO/m³.día, considerando descargas meramente domésticas.

NOTA: El rango es de 10 - 20 KgDQO/m³.día, que van de descargas domésticas como es en este caso hasta municipales.

$$\text{VOLUMEN DIARIO} = 11.228 \text{ kgDQO/m}^3.\text{día}$$

- *Área del reactor*

Se utiliza la siguiente ecuación para el área de digestión:

$$\text{ÁREA DE DIG.} = (\text{Volumen, m}^3 / \text{día}) / \text{Carga Superficial, Kg DQO/día (rec.)}$$

$$\text{ÁREA DE DIG.} = 163.632 / 14.573$$

$$\text{ÁREA DE DIG.} = 11.223 \text{ m}^2$$

- *Carga superficial*

Se calcula la carga superficial para determinar el área de digestión, como sigue:

$$\text{Carga superficial} = (\text{Volumen diario m}^3 / \text{día}) / (\text{Área del Reactor, m}^2)$$

$$\text{Carga superficial} = 224.28 / 14.563$$

$$\text{Carga superficial} = 11.228 \text{ Kg DQO/día}$$

- *Cálculo del área de digestión más el ancho de las canaletas*

Para el cálculo largo (L) y ancho (B), entonces (relación 1:1):

L es igual a 1 B, entonces B es: 3.349 metros y L es igual a 3.349 metros.

NOTA: Se suma el ancho (b) recomendado para cámaras extractoras de gas y determinar el área total.

El ancho (b) recomendado para cámaras extractoras de gas es : 0.50 metros.

sí L es igual a 3.349 metros y B es igual a 3.349 metros,

Entonces: B+b+b, es igual a 4.349 metros

El área de las cámaras extractoras es igual a L X (B+2b): 14.563 m²

Área de las cámaras de ventilación es igual a 1.67 m²

Largo (conocido) = 3.349 metros, Ancho = 0.385 metros,

Entonces se ajusta a 3.35 metros por condiciones de operación y mantenimiento.

- *Determinación de la altura de digestión*

Para la altura de digestión se recomienda no menos de los 0.6 m.

Altura máxima recomendada (h) : 3.00 metros

Altura de digestión = Volumen de la zona de digestión, en m³ / Área de digestión, m²

Altura de digestión = 0.439 metros, debido a que no rebasa la altura recomendada se utilizarán los 3.00 metros.

Se corrige el volumen de digestión (por h rec.) siendo igual a: 33.669 m³

- *Cálculo de la carga volumétrica*

Para el cálculo de la carga volumétrica, se utiliza la siguiente fórmula:

Carga Volumétrica = (Carga de D.Q.O.) / Vol. De Digestión

Carga Volumétrica = (93.270 Kg DQO/día) / (33.669 m³)

La carga volumétrica es igual a 2.770 Kg DQO/m³.dia

- *Cálculo de la cámara de sedimentación*

Si el tiempo de retención de la carga superficial son : 3.89 horas

Tenemos que:

1 hora = 3600 segundos

Angulo de la cámara de sedimentación = 45° (se recomienda de 45 – 60°).

- *Cálculo del volumen total*

Para determinar el volumen total se emplea la siguiente ecuación,

**Volumen total = (Gasto medio It / 1000) X (Tiempo de retención, en horas) X
Tiempo de retención, en seg**

Volumen total = 0.0019 X 3.89 X 3600 Volumen total = 26.522 m³

- *Cálculo de la altura triangular*

Se recomienda una altura del volumen triangular de :

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Altura Triangular} = ((\text{Ancho (B) de la zona de digestión} / 2)) / (\text{tg } 60^\circ)$$

Donde:

B = Ancho de la zona de digestión, en m.

Ángulo = Tangente de 45° (rec. 45-60°) = 1.620

2 = Constante

Sustituyendo:

$$\text{Altura Triangular} = (4.35 \text{ m} / 2) / (1.620)$$

$$\text{Altura Triangular} = 1.343 \text{ metros}$$

- *Cálculo del volumen triangular*

Para el cálculo del volumen triangular se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Volumen triangular} = ((\text{Trh} \times \text{ht}) / 2) \times (\text{L})$$

Donde:

Trh = Tiempo de retención hidráulico, en horas

ht = Altura triangular, en m.

L = Largo del área de digestión, en m

$$\text{Volumen triangular} = ((3.89 \times 1.34) / 2) \times (3.35)$$

$$\text{Volumen triangular} = 8.75 \text{ m}^3$$

- *Cálculo del volumen rectangular*

Para el cálculo del volumen rectangular se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Volumen rectangular} = \text{Vtot} - \text{Vtri}$$

Donde:

$$\text{Vtot} = \text{Volumen total del sedimentador, en m}^3$$

$$\text{Vtri} = \text{Volumen triangular del sedimentador, en m}^3$$

$$\text{Volumen rectangular} = 26.52 - 8.75 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen rectangular} = 17.77 \text{ m}^3$$

- *Determinación de la altura rectangular*

Para el cálculo de la altura rectangular se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Altura rectangular} = (\text{Vol. Rect.}) / (\text{B X L})$$

Donde:

$$\text{Vol. Rectangular} = \text{Volumen rectangular, en m}^3$$

$$\text{B} = \text{Ancho del área de digestión, en m}$$

$$\text{L} = \text{Largo el área de digestión, en m}$$

$$\text{Por lo tanto la altura es de} = 1.584 \text{ metros.}$$

- *Cálculo del traslape del fondo (ver figura 5.1)*

Para calcular la abertura del fondo, se procede de la siguiente manera:

Se estima una velocidad de 9.05 m / h, que es igual a 0.00251 m / s

Se calcula el área:

$$a = (q \text{ m}^3 / \text{seg}) \times (v \text{ m} / \text{seg})$$

a = área de la abertura, m²

q = gasto medio, en m³/seg.

v = velocidad,

$$a = (0.0019) \times (0.0025)$$

$$a = 1.00 \text{ m}^2$$

Teniendo los valores anteriores, se considera que,

$$\text{Traslape del fondo} = a / L$$

Donde:

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

$$L = 3.35 \text{ m}$$

$$\text{Traslape del fondo} = a / L$$

Sustituyendo:

$$\text{Traslape del fondo} = 1.00\text{m}^2 / 3.35\text{m}$$

$$\text{Traslape del fondo} = 0.225 \text{ m}$$

Por lo tanto el traslape es igual a:

NOTA: Se recomienda una abertura de 10 a 20 centímetros en la cámara de sedimentación para evitar el paso de burbujas de gas y excesiva cantidad de lodos.

- *Determinación de los puntos de alimentación en el reactor*

Para determinar los puntos de alimentación se considera el área total del reactor

$$\text{Separación de los puntos de alimentación} = 1.908 \text{ a cada } \text{m}^2 \text{ (recomendado)}$$

$$\text{Puntos de alimentación} = \frac{\text{Área, en } \text{m}^2}{\text{Factor de separación de puntos de alimentación, en } \text{m}^2}, \text{ igual a: } 14.563$$

$$\text{Número de puntos} = 4 \text{ puntos}$$

Nota: Se recomienda que la tubería de alimentación sea a cada 1.00 metros cuadrados, el área calculada requiere 4 puntos de alimentación, con tubería de 4 pulgadas de diámetro para evitar obstrucción en la alimentación.

- *Determinación del gasto de alimentación por cada tobera*

Para calcularlo se utiliza la siguiente ecuación:

Gasto de alimentación por cada tobera = Q alimentación / Puntos de alimentación

Gasto de alimentación por cada tobera = (1.894) / (4.000)

Gasto de alimentación por cada tobera = 0.473 lts/ seg

- *Determinación de la velocidad por cada canaleta de salida*

Para calcular la velocidad se procede utilizando la siguiente ecuación:

Velocidad en canaletas de salida = Q med, lts / seg

Velocidad en canaletas de salida = 1.90 lts / seg

Para ello se considera el largo de cada canaleta

(L+L) m = 6.70 metros

Velocidad en canaletas de salida = (1.90 lts / seg) / 6.70 m)

Velocidad en canaletas de salida = 0.283 l / seg.m

FORMA DEL TRASLAPE DEL SEDIMENTADOR.

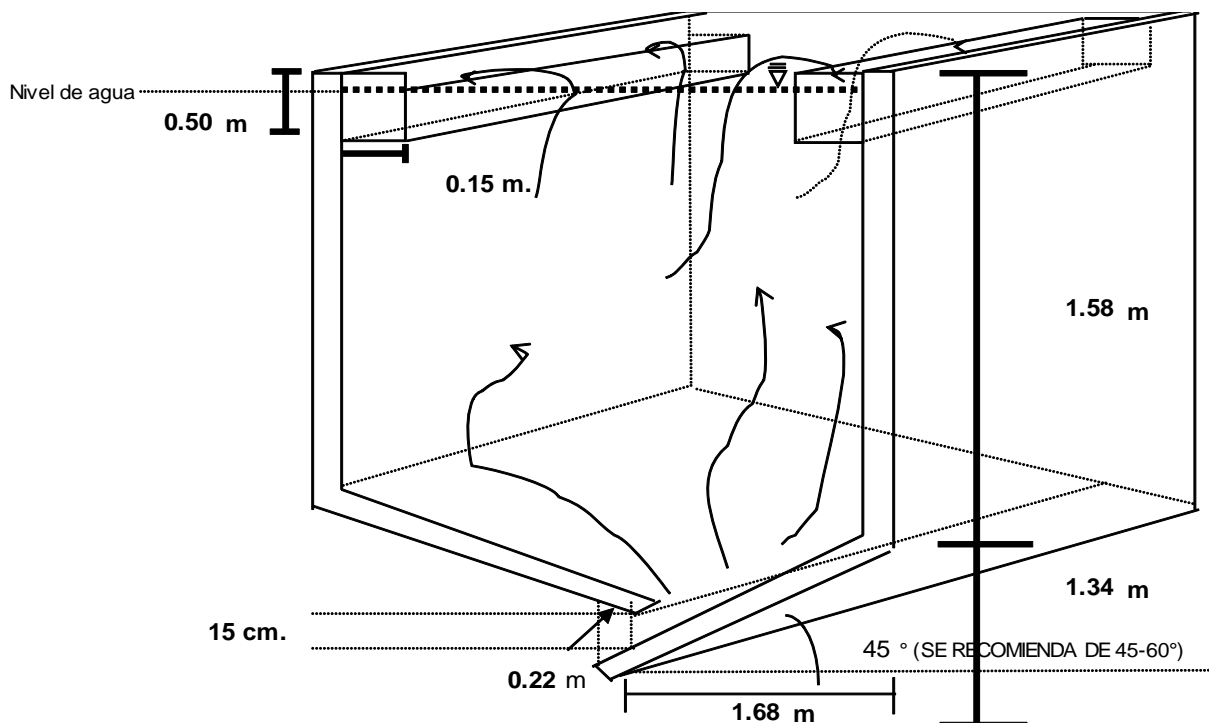


Figura 5.1 Forma del traslape del sedimentador

- *Determinación del volumen del reactor (ver figura 5.2,5.3,5.4)*

DATOS:

V_a = volumen del reactor en m^3	92.02 m^3
L = Longitud del reactor en m.	3.35 m
B = ancho del reactor en m.	4.35 m
s = factor de pendiente horizontal	0
h = altura total del reactor anaerobio	6.37 m
b = ancho de la cámara extractora de gases	0.50 m

Área media del reactor

$$B_1 = 3.350 \text{ m}$$

$$L_1 = 4.435 \text{ m}$$

$$\text{ÁREA} = 14.573 \text{ m}$$

$$\text{VOL} = 98.024 \text{ m}$$

VISTA EN PLANTA

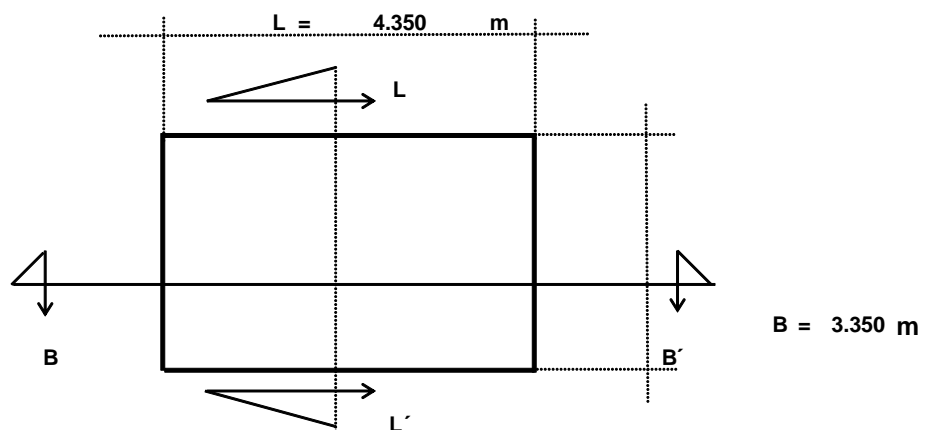


Figura 5.2 Vista en planta

VISTA EN CORTE

CORTE B-B':
en metros

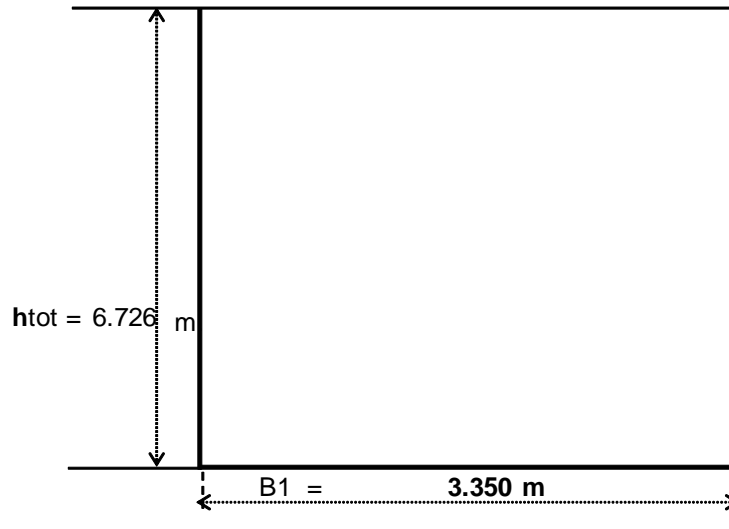
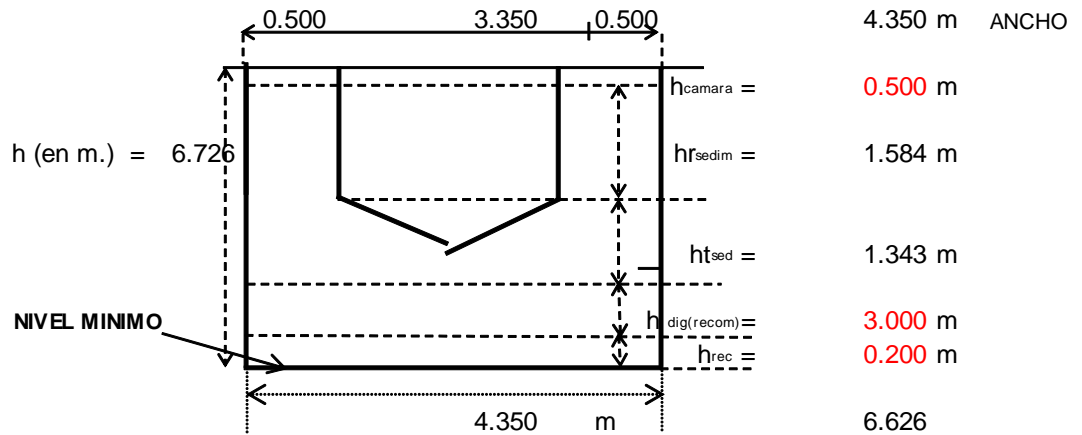


Figura 5.3 Vista en corte B-B

CORTE L - L'
en metros



NOTA: LA PROFUNDIDAD DE LAS TOBERAS DEBERÁ ALIMENTAR HASTA 0.2 M ANTES DEL NIVEL DEL FONDO DE LA LOSA. LOS TUBOS DEBEN SER DE 4" DE DIÁMETRO.

Figura 5.4 Vista en corte L-L

- *Tiempo de retención hidráulico en el reactor anaerobio*

Para la determinación del tiempo de retención hidráulico se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Tiempo de Retención Hidráulico} = (\text{Vol. Reactor, m}^3 / Q \text{ med, m}^3/\text{día}) \times (24 \text{ hr})$$

Sustituyendo los valores, tenemos:

$$\text{Tiempo de Retención Hidráulico} = (98.02 / 163.6) \times (24)$$

$$\text{Tiempo de Retención Hidráulico} = 14.4 \text{ horas}$$

- *Distribución de toberas de alimentación (ver figura 5.5,5.6,5.7)*

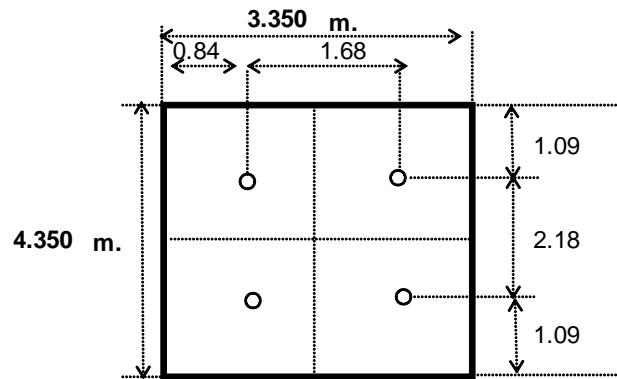


Figura 5.5 Distribucion de toberas de alimentacion

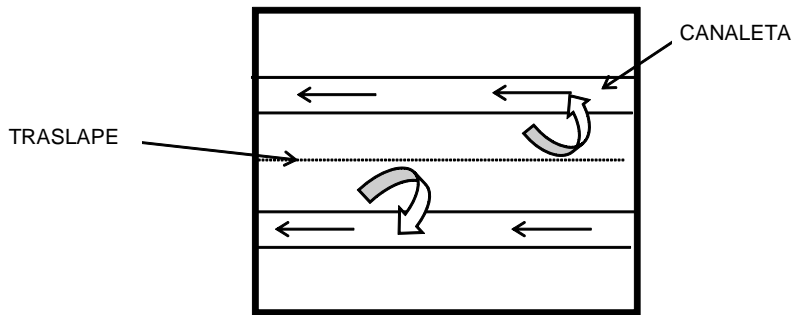


Figura 5.6 Vista en planta de las canaletas de distribución para el efluente

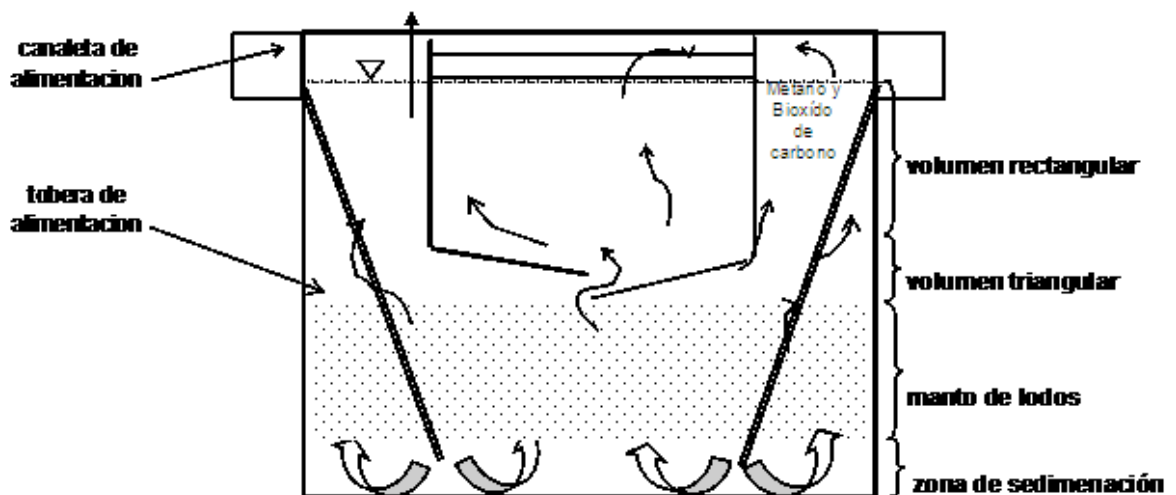


Figura 5.7 Reactor anaerobio

- *Cálculo de la remoción de dbo_5*

En los reactores anaerobios la remoción de DBO5 se asegura por la sedimentación de sólidos y la subsecuente digestión anaerobia en la capa de lodos resultante.

$$\text{Eficiencia} = 2 * t + 20$$

$$\text{si } t = 12.20^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Eficiencia} = 44.4 \%$$

Del porcentaje de remoción obtenido se calcula con la siguiente fórmula:

$$R = (\text{DBO infl.} \times 44.4) / (100)$$

$$R = (300.00 \times 44.4) / (100)$$

$$R = 133.20 \text{ mg / lts}$$

La DBO5 del efluente del reactor anaerobio es de:

$$\text{DBO efl.} = \text{DBO infl.} - R, \text{ en mg / l.}$$

$$\text{DBO efl.} = 300.00 - 133.20$$

$$\text{DBO efl.} = 166.80 \text{ mg / lt}$$

Este diseño considera despreciable la remoción de coliformes fecales en reactores anaerobios.

5.4 Diseño del filtro biológico (Humedales)

- *Datos de diseño*

$$\text{Gasto medio} = 1.89 \text{ lts / seg}$$

$$\text{Gasto medio} = 0.0019 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$\text{Gasto medio} = 224.3 \text{ m}^3 / \text{día}$$

$$\text{Temperatura de referencia} = 20^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Temperatura ambiental verano} = 16.3^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Temperatura ambiental invierno} = 12.2^{\circ}\text{C}$$

Carga hidráulica superficial = $23.33 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-día}$

DBO influente = 166.80 mg / lt

DBO influente = 0.167 kg / m^3

DBO efluente = 66.72 mg / lt

DBO efluente = 0.067 kg / m^3

- *Constantes cinéticas:*

Parámetro (n) = 0.5

Constante de velocidad de reacción (K a 20°C) = 0.05

Coefficiente de corrección de temperatura = 1.08

- *Medio de empaque:*

Densidad aparente = 36.90 Kg/m^3

Área específica = $98.00 \text{ m}^2/\text{m}^3$

Vacios = 95.00 %

El proceso de filtros biológicos puede ser clasificado en las siguientes categorías:

1.- Filtros empacados con roca: baja, media y alta tasa.

2.- Filtros empacados con medios sintéticos: alta, muy alta y desbaste.

Para el dimensionamiento de los filtros rociadores se emplea la siguiente expresión teórica, derivada de la ecuación de la cinética de primer orden de la biooxidación:

$$S_e / S_o = \exp (-Ktc)$$

$$tc = C * A_s * D/q_r^n$$

Por tanto

$$S_e / S_o = \exp (-KT * A_s * D/q_r^n)$$

La variable "n" está en función de las características hidráulicas del medio de empaque:

K = constante de la biodegradabilidad de la DBO

La dependencia de "k" con la temperatura se puede expresar con la siguiente ecuación:

$$K_T = K_{20} * 1.08^{(T-20)}$$

La ecuación cinética para $n = 0.5$ se puede expresar incorporando el efecto de la recirculación con la siguiente expresión:

$$S_e / S_o = (\exp(K_T * A_s * D / q_r^{0.5})) / ((1 + R) - R * \exp(K_T * A_s * D / q_r^{0.5}))$$

Y la profundidad del filtro puede obtenerse con la siguiente ecuación:

$$D = \ln((S_e + S_e * R) / (S_o + S_e * R))$$

En donde:

S_o = DBO total del influente

S_e = DBO disuelta del efluente

K_{20} = Constante cinética de biooxidación a 20 ° C

K_T = Constante cinética de biooxidación a T° C

A_s = Área específica del medio

D = Profundidad específica del filtro

q = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, sin recirculación.

q_r = Carga hidráulica por unidad de superficie horizontal del filtro, con recirculación.

Si la recirculación es cero ($R = 0$), la última ecuación se simplifica como se indica a continuación:

$$D = (\ln(S_e/S_o) * q^{0.5}) / (K_T * A_s)$$

- *Condiciones de invierno:*

$T_{inv.} = 12.20^\circ\text{C}$

$$K_T = K_{20} * 1.08^{(T-20)} = 0.046 \text{ m / día}$$

- *Altura del medio filtrante:*

$$(Se/So) = 0.040$$

$$-\ln(Se/So) = 0.916$$

$$Kt As D = -\ln (Se/So)(Q/A)^{0.5}$$

$$Kt As D = -\ln (Se/So)Q^{0.5}/A^{0.5}$$

$$A^{0.5}D Kt as / Q^{0.5} = -\ln (Se/So)$$

$$D = \ln(Se/So) Q^{0.5} / A^{0.5}Kt As \quad D = 1.0 \text{ m}$$

- *Área del filtro:*

$$A = Q / q$$

$$A = 7.0 \text{ m}^2$$

Volumen del filtro:

$$V = 6.43 \text{ m}^3$$

- *Condiciones de verano:*

$$T_{inv} = 16.3^\circ\text{C}$$

$$KT = K_{20} * 1.08^{(T-20)} = 0.117 \text{ m / día}$$

- *Altura del medio filtrante :*

$$(Se/So) = 0.040$$

$$-\ln(Se/So) = 0.916$$

$$Kt As D = -\ln (Se/So)(Q/A)^{0.5}$$

$$Kt As D = -\ln (Se/So)Q^{0.5}/A^{0.5}$$

$$A^{0.5}D Kt As / Q^{0.5} = -\ln (Se/So)$$

$$D = \ln(Se/So) Q^{0.5} / A^{0.5}Kt As$$

$$D = 0.388 \text{ m}$$

- *Área del filtro:*

$$A = Q / q$$

$$A = 7.0 \text{ m}^2$$

- *Volumen del filtro:*

$$V = 5.63 \text{ m}^3$$

Las condiciones que controlan el proceso son la invernales, por lo que se consideran los valores para estas condiciones:

- *Altura del tanque:*

$$\text{AREA} = 7.00 \text{ m}^2$$

$$\text{AREA} = l^2$$

$$L = 2.65 \text{ metros.}$$

$$\text{Tang } \theta = s = hv / r$$

$$Hv = rs$$

$$r = \text{largo del tanque} / 2 = 1.324$$

$$s = \text{pendiente} = 5$$

$$hv = 0.07 \text{ m}$$

$$\text{Altura de ventilación} = 1.00 \text{ metros}$$

$$\text{Altura canaleta de recolección} = 0.20 \text{ metros}$$

$$\text{Altura medio filtrante} = 1.16 \text{ metros}$$

$$\text{Altura del falso fondo} = 0.15 \text{ metros}$$

$$\text{Bordo libre} = 0.40 \text{ metros}$$

$$\text{Altura del vertedor} = 0.07 \text{ metros}$$

5.5 Sedimentador secundario

Los parámetros que definen el dimensionamiento de esta unidad son:

Nota: En los sistemas de lodos activados los criterios de diseño recomendados son de 24 a 38 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, para este caso se recomienda un valor de 24.

Carga Hidráulica superficial = 13 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$

Profundidad media del tanque = 5.00 m

Tiempo de retención hidráulica = 120 minutos

- *Cálculo del área superficial del sedimentador*

Área Superficial = (Gasto m^3 / día) / (Carga Superficial $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$)

Área Superficial = 12.6 m^2

Determinación del largo y ancho, considerando una relación 1:1.5, entonces tenemos que para:

Largo:

Largo = $(\sqrt{12.6 \text{ m}^2}) \times (1.5)$

Largo = 5.32 m, por razones constructivas se consideran 5.50 m.

Ancho:

Ancho = $(\sqrt{12.6 \text{ m}^2}) / (1.5)$

Ancho = 2.37 m, por razones constructivas se consideran 2.50 m.

- Tiempo de retención hidráulica

trh = V / Q

trh = 10.1 horas.

- *Cálculo del lecho de hidrófitas*

Este tipo de sistemas son muy eficientes para eliminar materia orgánica donde el mecanismo de remoción de DBO5 soluble es debido a las bacterias adheridas a las raíces, tallos y hojas que se encuentran inmersas en el agua, y puesto que las algas no se encuentran presentes, por la cubierta por las hidrófitas (ausencia de luz), la mayor fuente de oxígeno se obtiene por la transferencia de las hojas a los rizomas con un 90% y el 10% es la carga de re-aireación superficial.

Datos de proyecto:

DBO infl = 66.72 mg/l

DBO efl = 22.30 mg/l

SST infl = 67.00 mg/l

SST efl = 22.30 mg/l

Caudal Q = 163.63 m³/día

Población = 1,948 habitantes

Medio = 50 mm de grava media

N = 0.38

Ks = 25000 m³/m²*d

Vegetación = Carrizos

Profundidad humedal SFS = 1.50 metros, en invierno

Profundidad humedal FWS = 0.45 metros, en invierno

0.15 metros, en verano

Porosidad "humedal" FWS = 0.65

Temp. Crit. Invierno = 3.1 °C

Temp. Agua influente = 2.1 °C

Asumimos una temperatura de referencia del agua para el diseño del humedal SFS de 20°C.

$$K_{20} = 1.104 (1.06)^{(t-20)}$$

$$K_{20} = 1.104 \times 1.33823$$

$$K_{20} = 1.4774 \text{ d}^{-1}$$

- *Determinación del área superficial (as) requerida para el humedal bajo condiciones de invierno*

$$As = ((\text{Caudal } Q) (\ln 66.72 - \ln 30.00)) / ((K_{20})(\text{Prof. SFS})(n))$$

$$As = ((163.63) (4.201 - 3.1046)) / ((1.4774)(1.50)(0.38))$$

$$As = (179.33) / (0.8421)$$

$$As = 212.95 \text{ m}^2$$

- *Determinación del tiempo de retención hidráulica (trh), se logra mediante la siguiente ecuación:*

$$TRH = ((\text{Caudal } Q) (\text{Prof. SFS}) (n)) / (\text{Caudal } Q)$$

$$TRH = ((212.95) (1.50) (0.38)) / (163.632)$$

$$TRH = (121.38) / (163.632)$$

$$TRH = 0.7 \text{ días}$$

$$TRH = 17.8 \text{ horas}$$

- *Determinación de la carga orgánica dbo_5*

$$\text{Carga orgánica } DBO_5 = DBO_5 \text{ kg / m}^3 \times Q_{med}, \text{ m}^3 / \text{ día}$$

$$\text{Carga orgánica } DBO_5 = 67.00 \times 1000 \times 163.60$$

$$\text{Carga orgánica } DBO_5 = 407.746 \text{ kg / día}$$

- *Profundidad*

El nivel del agua del estanque esta en función del tipo de planta y debe permitir una buena oxigenación a las bacterias adheridas. En la tabla 5.3, se ilustran algunas profundidades:

Nombre común	Nombre científico	Profundidad recomendada	Comentarios
Cola de gato Espaldaña, Otate y Junco	<u>Typha sp</u> <u>Juncus spp</u>	0.15	Profundidades mayores impiden su crecimiento
Carrizo	<u>Phragmites sp</u>	1.50	Existen otras variedades <u>Phragmites</u> que puede tener diferentes profundidades
Lirio acuático Chilicastle Chilicastle tostón Lechuga de agua	<u>Eichornia crassipes</u> <u>Lemna sp</u> <u>Limnobium spp</u> <u>Pistia stratiotes</u>	0.60	Pueden usarse profundidades mayores, manejando niveles hasta de 1.5 m ó más, sin embargo lo más común es 0.6 m. Niveles menores de origen a plantas

Tabla 5.3 Profundidades

- *Cálculo*

Para la profundidad de la cama de piedras se utilizan las recomendaciones dadas en la Tabla N. 1, en que recomiendan la profundidad máxima de 1.50 metros Para economizar la colocación del empaque se sugiere utilizar la mitad, entonces:

$$h = 0.75 \text{ metros}$$

Considerando utilizar el carrizo (Pragmites sp) (Ver tabla 5.4)

Nombre común	Nombre científico	gramos de raíz / gramos de planta		Transporte de Oxígeno mg O ₂ /gr hr	
	Hidrocotile umpellata	0.02	0.05	395	1.86
		0.06	0.12	2.49	1.05
Lechuga de agua	Pistia stratiotes	0.05	0.25	0.3	0.13
Lirio acuático	Eichornia crassipes	0.03	0.1	1.29	1.18
Huachinango	Sagitaria latifolia	0.11	0.25	1.27	0.61
Oreja de ratón		0.26	0.5	0.31	0.11
		0.51	0.99	0.12	0.14
		0.03	0.06	1.72	0.87
		0.07	0.14	0.61	0.22
Otate	Typha spp	0.02	0.1	1.39	1.49
espanaña tule		0.11	0.53	0.19	0.15

Tabla 5.4 Factor de transporte de oxígeno para plantas seleccionadas mg/o₂gr/Hr

Transporte de oxígeno: 1.39 ± 1.49 mg O₂ gr/hr

Valor Considerado: 1.48 mg O₂ gr/hr

La densidad más favorable para el carrizo será: (Ver Tabla 5.5)

NOMBRE	DENSIDAD		
	TONELADAS (PLANTA DESHÍDRATADA) / Ha		
FLOTANTES			
Eichornia crassipes (Lirio acuático)	20.0	a	24.0
Pistia stratiotes (Lechuga de agua)	6.0	a	10.5
Hydrocotyle sp (Ombigo de venus)	7.0	a	11.0
Alternanthera sp (hierba del caimán)	18.0	a	
Lemna spp (Chilicaste, lenteja de agua)	1.3		
Salvinia spp	2.4	a	3.2
HIDROFITAS EMERGENTES			
Typha spp (cola de gato)	4.3	a	22.5
Juncus spp (junco)	22.0		
Pragmites (carrizo)	6.0	a	35.0
Eleocharis sp (Tulillo)	8.8		
Saurus cernus	4.5	a	22.5

Tabla 5.5 Densidad de algunas hidrófitas acuáticas (tn/ha)

Para convertir Ton/Ha en gr/m², se divide el equivalente de la tonelada en gramos y la hectárea en metros cuadrados, es decir:

$$1 \text{ Tonelada} / 1 \text{ Hectárea} = 1000,000 / 10,000 \text{ gr} / \text{m}^2 = 100 \text{ gr/m}^2$$

$$17 \text{ toneladas} / \text{hectárea} = 17 \times 100 = 1700 \text{ gr/m}^2$$

Se calcula TrO₂ (La tasa de transferencia de oxígeno por unidad de área), para el carrizo.

$$\text{TrO}_2 = \text{Trp} \delta \text{ gr/m}^2 \cdot \text{día}$$

Donde:

$$\text{Trp} = \text{Transporte de oxígeno, en mg O}_2/\text{gr hr}$$

$$\delta = \text{Densidad de la planta deshidratada (TN/Ha)}$$

Sustituyendo:

$$\text{TrO}_2 = 1.48 \text{ mg O}_2 / \text{gr hr} \cdot X 1700 \text{ gr/m}^2$$

$$\text{TrO}_2 = 2,511.58 \text{ mg/m}^2 \cdot \text{hora}$$

$$\text{TrO}_2 = 2,511.58 \times 24 / 1000$$

$$\text{TrO}_2 = 60.28 \text{ grO}_2/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

- *Relación largo / ancho*

En la relación largo / ancho se utilizan razones de 10 o más y se ha usado hasta de 30. El ancho deberá ser tal que permita una fácil cosecha (extracción), sobre todo si va a ser manual, en el caso de hidrófitas flotantes, como el lirio acuático se puede usar un bieldo para heno, para su cosecha. En el caso de usar flotantes pequeñas, el mismo bieldo revestido de tela de mosquitero puede ser útil, pero esto implica un ancho máximo de 4 m, que es aproximadamente el doble del mango del bieldo.

- *Área superficial*

El área superficial calculada para el carrizo es:

$$As = (1.5 QC) / (TrO_2 F)$$

Donde:

$$1.5 = \text{Constante}$$

$$Q = \text{Gasto lts / seg.}$$

$$C = \text{Concentración}$$

$$TrO_2 = \text{Tasa de transferencia de oxígeno para la vegetación}$$

$$F = \text{Factor, 0.5}$$

Sustituyendo:

$$As = (1.5 \times 1.894 \times 66.72) / (60.278 \times 0.500)$$

$$As = (189.541) / (30.14)$$

$$As = 6.30 \text{ m}^2$$

- *Constante de decaimiento*

Para el cálculo de la constante de decaimiento, es necesario el dato de la temperatura media del mes más frío sea de 12.2 °C, se tiene

$$Kt = 0.0057 (1.1)^{\circ C - 20}$$

$$Kt = 0.002710 \text{ día}^{-1}$$

- *Dimensionamiento*

Puesto que se requieren 212.95 m², el número de canales será:

$$Nc = As / Am$$

$$Nc = 2 \text{ canales}$$

Se puede utilizar una relación Largo-Ancho de 1.5: 1, y como la extracción se realizará de forma manual el ancho será de W = 5.96 m. Y el largo L = 17.87 m. O sea: 106.44 m², para cada celda

$$Am = L \times W$$

$$L = 17.87$$

$$w = 5.96$$

es igual a un área de 106.47 m² para cada celda

- *Gasto por canal*

$$Q = QT / Nc$$

$$Q = 0.95 \text{ lts/seg, para cada celda.}$$

De acuerdo a recomendaciones el ancho del canal debe ser de 6.00 metros y el largo de 18.00 metros de largo, para obtener un área de 108 m².

- *Determinación del volumen del lecho de hidrófitas*

Volumen Total del Lecho de Hidrófitas = Área, m² X altura, m

La altura es tomada de la tabla N°1 para carrizo y se considera la mitad, utilizando empaque de piedra bola de río de 2" de diámetro para hacer más económica su construcción.

$$\text{Volumen Total del Lecho de Hidrófitas} = 106 \times 1.50$$

$$\text{Volumen Total del Lecho de Hidrófitas} = 160 \text{ m}^3 / \text{módulo}$$

- *Tiempo de retención hidráulico en el lecho de hidrófitas*

Para la determinación del tiempo de retención hidráulico se utiliza la siguiente ecuación:

$$\text{Tiempo de Retención Hidráulica} = (\text{Vol. Lecho, m}^3 / \text{Q med, m}^3/\text{día}) \times (24 \text{ hr})$$

Sustituyendo los valores, tenemos:

$$\text{Tiempo de Retención Hidráulica} = (160 / 163.60) \times (24 \text{ hr})$$

$$\text{Tiempo de Retención Hidráulica} = 23.40 \text{ horas}$$

$$\text{Tiempo de Retención Hidráulica} = 1.00 \text{ días}$$

- *Cálculo de la concentración de la db_5 del efluente*

Se emplea la siguiente ecuación:

$$e = (-0.7 \text{ KT Av}^{1.75} \text{ LWdn})$$

$$C_e = C_o A e$$

$$Q = 163.63 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$A = 1.801, \text{ se asume}$$

$$n = 0.75, \text{ se asume}$$

$$K_t = 0.002710 \text{ día}^{-1}$$

$$A_v = 1.57, \text{ se asume}$$

$$L = 17.87 \text{ metros} = 18.00 \text{ metros}$$

$$W = 5.96 \text{ metros} = 6.00 \text{ metros}$$

$$d = 1.50 \text{ metros}$$

$$\text{Constante} = 0.7$$

Entonces sustituyendo la fórmula:

$$e = (-0.7 \text{ KT Av}^{1.75} \text{ LWdn}) / Q$$

Tenemos que:

$$e = (-0.7 \times 0.002710 \times 1.57 \times 1.75 \times 17.87 \times 5.96 \times 1.50 \times 0.75) / 224.28$$

$$e = 0.24967$$

$$C_e = (\text{DBO influente}) (A) e$$

$$C_e = 30.00 \text{ mg/lit}$$

$C_e = 30.00 \text{ mg/lit}$, cumple satisfactoriamente con lo establecido en la normatividad vigente, NOM-003-SEMARNAT-1996.

5.6 Lechos de secado

Para el cálculo de los lechos de secado, considerando evaporación, precipitación, contenido de sólidos, etc. Para ello se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$T = \left(\frac{30 \times H \times S_o}{aE + bR} \right) \times \left(\frac{1}{S_1} - \frac{1}{S_2} \right) + t_d$$

$$A_s = \frac{Q_s \times 12 \times T}{7.48 \times H}$$

Donde:

T	=	tiempo total de secado (días)	75.35 días
H	=	Profundidad del lecho (pulgadas)	10
H	=	Profundidad del lecho (metros)	0.25 m
Lg1	=	Lecho de grava $\frac{3}{4}$ " Ø	0.25 m
Lg2	=	Lecho de arena 3mm " Ø	0.25 m
So	=	Porcentaje de lodos en el influente (%)	45
a	=	Factor de corrección de evaporación	0.75
E	=	Evaporación del agua (pulgadas/mes)	63.04
Fc mm-pulg	=	Conversión de milímetros a pulgadas	0.3937
B	=	Factor de absorción de agua por el lodo	0.57
R	=	precipitación del mes más lluvioso (pulgadas/mes)	4.33
Fc mm-pulg	=	Conversión de milímetros a pulgadas	0.03937
t _d	=	Tiempo de duración del drenado (días)	1.00
S1	=	Porcentaje de sólidos después de t _d días (%)	30.00
S2	=	Contenido de sólidos en el efluente	30.00
AS	=	Área superficial requerida (pies ²)	2.71

$$Q_s = \text{Flujo de lodos (gal/día)} \quad 1.69$$

$$F_c \text{ lt-Gal} = \text{Conversión de litros a Galones} \quad 3.78543$$

$$T = \frac{(30 \times H \times S_o)}{(aE + bR)} \times \left(\frac{1}{S_1} - \frac{1}{S_2} \right) + t_d$$

Sustituyendo:

$$T = \frac{(30.00 \times 10.00 \times 45.00)}{(47.3 + 2.5)} \times \left(\frac{1}{30.00} - \frac{1}{30.00} \right) + 1.00$$

$$T = 10.01 \text{ días}$$

$$A_s = \frac{(Q_s \times 12 \times T)}{(7.48 \times H)}$$

Sustituyendo:

$$A_s = \frac{(8.22 \times 12 \times 10.01)}{(7.48 \times 10.00)}$$

$$A_s = 2.71 \text{ pies}^2 = 0.25 \text{ m}^2$$

- *Dimensionamiento*

$$\text{Área} = 0.25 \text{ m}^2 / \text{día}$$

$$\text{Área} = 0.25 \text{ m}^2 / \text{día} \times 75.35 \text{ días}$$

$$\text{Área} = 18.83 \text{ m}^2$$

Para determinar el ancho del canal de contacto de cloro se considera una relación largo/ancho de 1:1.

Largo,

$$\text{Largo} = \sqrt{18.83 \times 1.5}$$

$$\text{Largo} = 6.0 \text{ m.}$$

Ancho,

$$\text{Ancho} = \sqrt{18.83 \text{ m}^2} / (1.5)$$

$$\text{Ancho} = 3.00 \text{ m}$$

Se requiere de un lecho de secado de 6.00 X 3.00, para purga de lodos durante 75.35 días, entonces la desecación del lodo llevará el mismo tiempo, por lo cual se requiere dividir el lecho para un total de 2 módulos, para un mejor manejo en la operación de esta estructura.

5.7 Tanque de contacto de cloro

Para determinar el volumen del tanque de contacto se consideran más de 30 minutos como mínimo para que el hipoclorito de sodio reaccione y tengamos en el efluente 1 mg/l de cloro residual, ya que este tipo de proceso considera despreciable la eliminación de bacterias Coliformes.

- *Calculo del volumen requerido.*

Se utiliza la siguiente fórmula:

$$V = Q_e \times t_c$$

Donde:

$$V = \text{Volumen, m}^3$$

$$Q_e = \text{Caudal de diseño m}^3 / \text{seg.}$$

$$t_c = \text{tiempo de contacto, en seg.}$$

$$V = 6.3 \text{ m}^3$$

- *Calculo del área requerida*

Se utiliza la siguiente fórmula:

$$A = V / h$$

Donde:

$$A = \text{Área requerida, en m}^2$$

$$V = \text{Volumen, en m}^3$$

$$h = \text{altura propuesta, en m.} = 1.00 \text{ metros}$$

$$A = 6.30 \text{ m}^2$$

Para determinar el ancho del canal de contacto de cloro se considera una relación largo/ancho de 19:1.

Largo,

$$\text{Largo} = \sqrt{(6.30 \times 19)}$$

Largo = 10.9 m.

Ancho,

Ancho = $(\sqrt{6.30 \text{ m}^2}) / (19)$

Ancho = 0.57 m, por razones constructivas se consideran 0.60 m.

Considerando que tendremos 3 canales, entonces las dimensiones serán de,

Largo = 3.6 m.

Ancho = 0.60 m

5.8 Filtración

- *Calculo de la potencia necesaria de bombeo*

$$P = \frac{\rho Q H_B}{76 \eta}$$

P = Potencia de bombeo, HP

ρ = Peso específico del agua, 1000kg/cm³

H_B = Altura de bombeo, m

η = eficiencia de bombeo

76 = factor de conversión de kg-m/seg a HP

- *Primer bombeo*

H_B = 7m

Q = 0,00m³/seg

P = 0,3 HP

- *Bombeo de transferencia al filtro de carbón*

H_B = 7,5 m

Q = 0,00 m³/seg

P = 0,4HP

- *Bombeo de retrolavado al filtro de arena*

H_B = 5 m

Q = 0,05m³/seg

P = 5,0HP

- *Bombeo de retrolavado al filtro de carbón*

$$\begin{aligned} H_B &= 10 \text{ m} \\ Q &= 0,05 \text{ m}^3/\text{seg} \\ P &= 10,0 \text{ HP} \end{aligned}$$

- *Bombeo de agua tratada para servicios*

$$\begin{aligned} H_B &= 50 \text{ m} \\ Q &= 0,00 \text{ m}^3/\text{seg} \\ P &= 2,4 \text{ HP} \end{aligned}$$

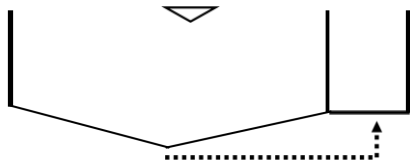
- *Cárcamo de bombeo*

$$V = Q \times t$$

DONDE :

$$\begin{aligned} V &= \text{VOLUMEN DEL CÁRCAMO (M}^3\text{)} \\ Q &= \text{GASTO DE REBOMBEO (M}^3\text{/SEG)} \\ T &= \text{TIEMPO DE RETENCIÓN EN SEGUNDOS} \\ V &= 0,710208333 \text{ lts} = 0,001 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

El tanque de recirculación estará adosado al sedimentador de tal forma que los lodos en el fondo del tanque circulen por efecto de la carga del agua sobre el fondo y sean bombeados hacia el reactor.



El tirante útil del tanque será la altura del sedimentador, de esta forma el área será:

$$A = V/h = 0,47 \text{ m}^2$$

consideramos un tanque cuadrado

$$A = l \times a = a^2$$

$$a = A^{0.5} = 0,69 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = 0,69 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 0,69 \text{ m}$$

Profundidad	=	1,5 m
Prof. Equipo de bombeo	=	1 m
Bordo libre	=	0,5 m
Profundidad total	=	3m

5.8.1 Filtro de arena sílica

- *Calculo del área de filtración*

$$A = CHS / Q = 0,673 \text{ m}^2$$

$$l = A$$

$$A = a^2$$

$$a = 0,8204 \text{ m}$$

$$l = 0,8204 \text{ m}$$

$$\mu' = 1.766 - 0.05388 T + 0.000909 T^2 - 0.0000064T^3$$

$$\mu' = 1,3117$$

$$\mu = 0,0131 \text{ (gr/cm-seg)}$$

$$0,0008814 \text{ lb/pie-seg}$$

$$\delta = 0.999 + .000044T$$

$$\delta = \begin{array}{l} 0,999399 \text{ gr/cm}^3 \\ 62,41712 \text{ lb/pie}^3 \end{array}$$

- *Calculo del numero de reynolds*

$$Re = \delta CHS d / \mu$$

$$Re = 0,10652$$

- *Calculo del factor de fricción karman-cozeny*

$$f = (150 (1 - e) / Re) + 1.75$$

$$f = 804,448$$

- *Calculo de la perdida de carga en el medio*

$$hf = f L (1-e) CHS^2 / \delta d e^3 g$$

$$hf = 27,4408183 \text{ cm}$$

- *Perdida de carga en el falso fondo*

$$h_{fp} = -1 + 1.1111CHS - .0111CHS^2$$

$$H_{fp} = 4,45766 \text{ cm}$$

- *Altura total del filtro*

HT = bajo dren + falso fondo + gravilla + arena + perdidas de carga + tirante util +bordo libre

$$HT = 529,898 \text{ cm} \quad 5,3\text{m}$$

- *Calculo de la velocidad mínima de fluidización*

$$V_{mf} = 0.00381 D_{60}^{1.82} (\delta (\delta_s - \delta))^{0.94} / \mu^{0.88}$$

$$V_{mf} = 0,01967 \text{ pie/seg}$$

$$V_{mf} = 8,83020 \text{ gpm/pie}^2$$

$$Re_{mf} = \delta V_{mf} D_{60} / \mu$$

$$Re_{mf} = 4,0398$$

$$V_s = 8.45 V_{mf} = 0,166233 \text{ pie/seg}$$

$$Re_o = \delta V_s D_{60} / \mu$$

$$Re_o = 34,136143$$

$$n = 4.45 Re_o^{-0.1}$$

$$n = 3,1341$$

$$1/n = 0,3191$$

$$k = V_{mf} / e^n$$

$$K = 124,3689$$

$$ee = (V/k)^{1/n}$$

$$ee = 0,5298$$

$$Le = L ((1-e)/(1-ee))$$

$$Le = 181,820 \text{ cm}$$

$$\% \text{expansión} = 17,501$$

$$h_1 = Le ((\delta_s - \delta) / \delta) (1 - ee)$$

$$h_1 = 141,0854 \text{ cm}$$

perdida de carga en el falso fondo durante el retrolavado

$$h_{ff} = 1.19509 \text{ CHS} - 0.020632 \text{ CHS}^2 - 4.0964 \text{ (pulgadas de agua)}$$

$$h_{ff} = 10,2612$$

$$H_{ff} = 26,0634 \text{ cm}$$

- *Consumo de agua de lavado*

$$\text{CHSr} = \text{Qr}/\text{A}$$

$$\begin{aligned} \text{Qr} &= \text{CHSr} \times \text{A} = & 7,76 & \text{ l/seg} \\ & & 670,40 & \text{ m}^3/\text{dia} \\ & & 0,01 & \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

volumen consumido en el retrolavado

$$V_r = 11452,73 \text{ lts}$$

$$V_r = 11,4527 \text{ m}^3$$

porcentaje del agua tratada usada en el lavado

$$\% = 5,60$$

- *Dimensiones del tanque de agua para lavado*

Considerando un volumen adicional de agua para servicios del 100% ya que de este tanque se bombeara el agua tratada hacia los servicios

$$V_{TR} = 22,91 \text{ m}^3$$

$$A_{TR} = 5,7264 \text{ m}^2$$

$$a = 2,3930 \text{ M}$$

$$l = 2,3930 \text{ M}$$

- *Diseño hidráulico de las canaletas de retrolavado*

Altura de vertido de las canaletas de retrolavado a partir del falso fondo

$$H_c = 41,820 \text{ cm}$$

$$h_o = 1.73 h_c$$

$$h_c = (Q^2 / g b^2)^{1/3}$$

donde :

Q = flujo a través de la canaleta
B = ancho de la canaleta (m)
hc = tirante critico en las canaletas
ho = tirante máximo de agua en las canaletas
considerando canaletas de b = 0,3 metros de ancho
Numero de canaletas = 1

hc = 0,000063 m
0,00628 cm
ho = 0,0001086 m
0,010860932 cm

se consideran canaletas de altura igual al ancho.

alt. Canaletas = 30,0 cm
0,3 m

5.8.2 Filtro de carbón activado

- *Calculo del área de filtración*

a = chs / q = 1,426 m²
l = A
a = a²

- *Calculo del volumen de carbón*

tccv = v / q

v = tccv*q = 2840,83lts
2,84 m³

hc = v/a = 1,992m

- *Calculo de la viscosidad y densidad del agua en función de la temperatura*

$\mu' = 1.766 - 0.05388 t + 0.000909 t^2 - 0.0000064t^3$

$\mu' = 1,3117$

$\mu = 0,0131$ (gr/cm-seg)
0,000881462 lb/pie-seg

$\delta = 0.999 + .000044t$

$$\begin{aligned} \delta &= 0,999399 \text{ gr/cm}^3 \\ &62,41712 \text{ lb/pie}^3 \end{aligned}$$

- *Calculo del numero de reynolds*

$$re = \frac{\rho \delta \text{chs} d}{\mu}$$

$$re = 0,07589$$

- *Calculo del factor de fricción karman-cozeny*

$$f = \left(\frac{150 (1 - e)}{re} \right) + 1.75$$

$$f = 1128,434$$

- *Calculo de la perdida de carga en el medio*

$$hf = \frac{f l (1 - e) \text{chs}^2}{\rho d e^3 g}$$

$$hf = 7,544506858 \text{ cm}$$

- *Altura total del filtro*

ht = bajo dren + falso fondo + gravilla + carbón + perdidas de carga + tirante util + bordo libre

$$ht = 481,453 \text{ cm} \quad 4,814528819 \text{ m}$$

- *Calculo de la velocidad mínima de fluidización*

$$V_{mf} = 0.00381 d_{60}^{1.82} (\delta (\delta_s - \delta))^{0.94} / \mu^{0.88}$$

$$v_{mf} = 0,01037 \text{ pie/seg}$$

$$v_{mf} = 4,65689 \text{ gpm/pie}^2$$

$$Re_{mf} = \frac{\delta v_{mf} d_{60}}{\mu}$$

$$re_{mf} = 3,6154$$

$$v_s = 8.45 v_{mf} = 0,087668 \text{ pie/seg}$$

$$re_o = \delta \text{ vs } d_{60} / \mu$$

$$re_o = 30,550451$$

$$n = 4.45 re_o^{-0.1}$$

$$n = 3,1691$$

$$1/n = 0,3156$$

$$k = v_{mf} / e^n$$

$$k = 67,5548$$

$$ee = (v/k)^{1/n}$$

$$ee = 0,6468$$

$$le = l \left(\frac{1-e}{1-ee} \right)$$

$$le = 321,456 \text{ cm}$$

% expansión = 38,03

$$h_1 = le \left(\frac{\delta_s - \delta}{\delta} \right) (1 - ee)$$

$$h_1 = 34,0700 \text{ cm}$$

$$h_{ff} = 1.19509 \text{ chs} - 0.020632 \text{ chs}^2 - 4.0964 \text{ (pulgadas de agua)}$$

$$h_{ff} = 10,2612$$

$$h_{ff} = 26,0634 \text{ Cm}$$

- *Consumo de agua de lavado*

$$Chsr = qr/a$$

$$Qr = chsr \times A = 16,44 \quad \text{l/seg}$$

$$1420,38 \quad \text{m}^3/\text{dia}$$

$$0,02 \quad \text{m}^3/\text{seg}$$

- *Volumen consumido en el retrolavado*

$$vr = 9863,78 \text{ lts.}$$

$$vr = 9,8638 \text{ m}^3$$

porcentaje del agua tratada usada en el lavado

$$\% = 4,82$$

- *Dimensiones del tanque de agua para lavado*

Considerando un volumen adicional de agua para servicios del 100% ya que de este tanque se bombeara el agua tratada hacia los servicios

$$\begin{aligned} v_{tr} &= 19,73 \text{ m}^3 \\ a_{tr} &= 4,9319 \text{ m}^2 \\ a &= 2,2208 \text{ m} \\ l &= 4,4416 \text{ m} \end{aligned}$$

- *Diseño hidráulico de las canaletas de retrolavado*

altura de vertido de las canaletas de retrolavado a partir del falso fondo

$$\begin{aligned} h_c &= 132,256 \text{ Cm} \\ h_o &= 1.73 h_c \\ h_c &= (q^2 / g b^2)^{1/3} \end{aligned}$$

donde :

$$\begin{aligned} q &= \text{flujo a través de la canaleta} \\ b &= \text{ancho de la canaleta (m)} \\ h_c &= \text{tirante crítico en las canaletas} \\ h_o &= \text{tirante máximo de agua en las canaletas} \end{aligned}$$

considerando canaletas de $b = 0,3$ metros de ancho
numero de canaletas = 1

$$\begin{aligned} h_c &= 0,000282\text{m} \\ h_c &= 0,02818\text{cm} \\ h_o &= 0,0004875\text{m} \\ h_o &= 0,048753512\text{cm} \end{aligned}$$

se consideran canaletas de altura igual al ancho.

$$\begin{aligned} \text{alt. canaletas} &= 30,0 \text{ Cm} \\ &0,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Conclusiones

La planta para el tratamiento de aguas residuales que existe en el aeropuerto de Puebla está muy limitada ya que no se incluye el tratamiento para las aguas azules procedentes de las aeronaves, además de que dicha planta está limitada en cuanto al volumen de aguas que puede tratar, lo cual sería insuficiente en el corto plazo cuando el número de operaciones y pasajeros que atiende el AIP aumente.

El sistema para el tratamiento integral de las aguas residuales y azules que se propone en este trabajo tiene diversas ventajas, entre las que destacan las siguientes:

- El volumen de lodos que se producen en el proceso de tratamiento aquí propuesta es mucho menor que si se tuvieran dos plantas por separado para ambos tipos de aguas (residuales y azules)
- El costo total por concepto de un sistema como el aquí propuesto es mucho menor al valor comercial de dos plantas separadas
- La capacidad de tratamiento de aguas azules y residuales que tiene el sistema propuesto en esta tesina, cubriría las necesidades actuales del AIP, así como las futuras hasta por un volumen de usuarios atendidos de 17,064,480 millones al año.
- Este tipo de sistemas puede adaptarse al tamaño y volumen de tráfico de cualquier aeropuerto, pudiéndose diseñar y construir una planta para atender determinada necesidad y aumentar en etapas posteriores su capacidad de tratamiento de aguas.
- Este tipo de sistema requiere de un mantenimiento menor a otros tipos de plantas industriales.

Recomendaciones

Es recomendable que en el Plan Maestro de Desarrollo que el AIP debe elaborar y actualizar cada cinco años, ante la Autoridad Aeronáutica, se incluya un sistema de tratamiento de aguas azules y residuales como el aquí propuesto, ya que permitirá cubrir con amplitud los requerimientos normativos nacionales e internacionales de impacto ambiental, además de que contribuirá a facilitar la certificación del aeropuerto, requerida por la OACI y la DGAC.

Para el funcionamiento adecuado de un sistema de tratamiento a base de un reactor anaerobio con humedal, se requiere personal con bajo grado de capacitación. Esto es las actividades de operación de la planta se limitan a la limpieza y la vigilancia de la regularidad en el caudal de entrada.

La responsabilidad del buen funcionamiento de la planta generalmente recae en el operador; por eso es importante proporcionar un mantenimiento en determinado tiempo de operación.

Bibliografía

Sistema Operador de Agua Potable y Alcantarillado de Puebla (SOAPAP), página electrónica: <http://www.soapap.gob.mx/>

Comisión del Agua del Estado de México (CAEM), "entrevista"

Aeropuerto Internacional de Puebla "Hermanos Serdán", "entrevista"

Aeropuerto Internacional de Puebla "Hermanos Serdán" página electrónica: <http://www.aeropuertopuebla.com/>

Sistema Municipal de Información Ambiental] Octubre 2009. Departamento de Información y Educación Ambiental, página electrónica: www.pueblacapital.gob.mx

Estudio de Factibilidad para la Expansión del Aeropuerto Internacional de Puebla, realizado por la empresa "JACOBS CONSULTANCY".

Comisión Nacional del Agua (CNA), (1994), "Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Datos Básicos", CNA, 90 páginas, México, D.F.

Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI): Sistema Municipal de Bases de Datos (SIMBAD), página electrónica: <http://www.inegi.gob.mx/>

Metcalf & Eddy. (1996), "Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización", Volúmenes 1 y 2, Editorial McGraw-Hill, Tercera Edición, 752 páginas, México, D.F.

Grady, L.; Daigger, G. and Lim H., (1999), "Biological Wastewater Treatment", Editorial Marcel Decker, Segunda Edición, 1076 páginas, EUA.

Glosario de términos

Abrasión	Acción mecánica de rozamiento y desgaste que provoca la erosión de un material o tejido.
Aerobio	Proceso que tiene lugar en presencia de oxígeno. En las zonas de las plantas depuradoras en las que tiene lugar este proceso se mantiene el agua fuertemente agitada para que haya abundante oxígeno en el agua y las bacterias puedan realizar sus procesos metabólicos.
Aminoácidos	son compuestos orgánicos que al combinarse forman las proteínas
Anaerobio	Microorganismo que es capaz de vivir sin la presencia de oxígeno libre.
Anóxico	Pobre en oxígeno libre
Antracita	Es un mineral de carbón, oscuro con tonalidades azules brillantes suele ser usado en la fundición de los metales especialmente el hierro mezclado con carbones bituminosos, se la puede encontrar también como filtro para agua
Biopelícula	Una biopelícula o <i>biofilm</i> es un ecosistema microbiano organizado, conformado por uno o varios microorganismos asociados a una superficie viva o inerte, con características funcionales y estructuras complejas
Cloraminas	Las cloraminas son un tipo de aminas orgánicas que se producen cuando el amoníaco y el cloro (en forma de ácido hipocloroso) reaccionan entre sí.
Colectores	Adj. colector, Mecanismo o sistema diseñado para absorber las radiaciones solares y transformar esa energía en calor. También llamado colector solar.
Coliforme	se trata de bacterias formadas por grupos de diferentes géneros que incluyen los Klebsiella, Escherichia, Serratia, Erwenia y Enterobactéria. Las bacterias del grupo coliforme habitan el intestino de animales mamíferos, como el hombre, y son anchamente utilizadas en la evaluación de la calidad de las agua

Coloidal	Se refiere al tamaño de las partículas suspendidas, que es del orden de las diezmilésimas de milímetro.
Compost	Materia orgánica obtenida de manera natural por descomposición aeróbica (con oxígeno) de residuos orgánicos como restos vegetales, animales, excrementos y purines, por medio de la reproducción masiva de bacterias aerobias termófilas que están presentes en forma natural en cualquier lugar (posteriormente, la fermentación la continúan otras especies de bacterias, hongos y actinomicetos).
Cromatografía	Proceso en que una mezcla química en un líquido o gas se separa en componentes como resultado de la distribución diferencial de los elementos solubles.
Degradación	Conjunto de reacciones químicas que se suceden en una serie de etapas progresivas a través de las cuales un compuesto orgánico se transforma en otros más sencillos.
Drenes	Es cualquier dispositivo que facilita la salida de líquidos o exudados al exterior del organismo, es decir, el drenaje.
Espectroscopia	es una técnica analítica basada en la posibilidad de separar especies moleculares (Y atómicas) según su masa
Estiaje	Nivel más bajo que, en ciertas épocas del año, tienen las aguas de un río, laguna, etc., por causa de la sequía.
Excretados	Expulsar del organismo sustancias de desecho.
Floculante	Sustancia química que aglutina sólidos en suspensión, provocando su precipitación
Hidrofitas	Plantas adaptadas a los medios muy húmedos o acuáticos tales como lagos, estanques, charcos, estuarios, pantanos, orillas de los ríos, deltas o lagunas marinas
Hidrolisis	Descomposición de sustancias orgánicas e inorgánicas complejas en otras más sencillas por acción de agua
Materia sedimentable	Materia sólida recogida sobre una superficie normalizada provista de un elemento de retención Está constituida por las partículas y el polvo que caen directamente, más la materia arrastrada por la lluvia menos lo que el viento arranca del elemento de retención.

Mercaptanos	Compuestos fuertemente olorosos de carbono, hidrógeno y azufre que se encuentran en el gas y en el aceite. Algunas veces se agregan al gas natural por razones de seguridad.
Mesofilico	Adj. mesofilo, cuando un organismo tiene una temperatura óptima de crecimiento comprendida entre 20°C y 45°C.
Monosacáridos	son los glúcidos más sencillos, que no se hidrolizan, es decir, que no se descomponen para dar otros compuestos, conteniendo de tres a seis átomos de carbono
Organismos Patógenos	Organismos, incluidos virus, bacterias o quistes, capaces de causar una enfermedad (tifus, cólera, disentería) en un receptor (por ejemplo una persona). Hay diversos tipos de organismos que NO causan enfermedades. Estos se denominan no patógenos.
Pecuaría	adj. Del ganado o relativo a él
Protozoarios	Son organismos microscópicos, unicelulares eucarióticos; heterótrofos, fagótrofos, depredadores o detritívoros, a veces mixótrofos (parcialmente autótrofos); que viven en ambientes húmedos o directamente en medios acuáticos.
Sanear	Reparar o remediar algo
Sedimentable	Materia que, habiendo estado suspensa en un líquido, se posa en el fondo por su mayor gravedad
Séptica	pozo negro
Urbe	Ciudad, especialmente la muy populosa.
Urea	Producto nitrogenado de excreción, que constituye la mayor parte de la materia orgánica contenida en la orina de los vertebrados terrestres.
Toxinas	son proteínas o lipolisacáridos que causan daños concretos a un huésped

Siglas

OEA	Operadora Estatal de Aeropuertos
CLA	Centro Logístico Aeroportuario
AIP	Aeropuerto Internacional de Puebla
OACI	Organización de Aviación Civil International
OD	origen-destino
DBO	Demanda bioquímica de oxígeno
DQO	Demanda química de oxígeno
COT	Carbono orgánico total.
NOM	NORMA OFICIAL MEXICANA
MOD	Materia Orgánica Degradable
MOB	Materia Orgánica Bioegradable
PTAR	Planta de tratamiento de aguas residuales
pH	Potencial de Hidrógeno.

Agradecimientos

Se agradecen las facilidades y el apoyo brindado, para la realización de este trabajo a:

Aeropuerto Internacional de Puebla “Hermanos Serdán”

- Ing. Carlos Suarez León (Director de Operaciones y Seguridad aérea)
- Ing. Sergio Rovira (Gerente de Comercialización y Desarrollo)

Comisión del Agua del Estado de México

- Ing. José Antonio Ruiz Espinosa (Subgerente de Operaciones, Gcia. Oriente)
- Ing. Alfonso Ríos Santiago (Resp. de Laboratorio de agua potable)

I. P. N. Escuela Superior de Ingeniería Mecánica y Eléctrica U. P. Ticoman

- M. en C. Mario Alfredo Batta Fonseca (Jefe Depto. de formación Integral e Institucional)

Sistemas Integrales para el Transporte S.A. de C.V.

- Ing. Salvador Vélez Muñoz (Director de Ingeniería)
- Ing. Carlos Coronado Almendárez (Gerente de Ingeniería)

Y a todos nuestros familiares y amigos.

“La Técnica al Servicio de la Patria”