



29
29.
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Estudios Superiores "Zaragoza"

DESARROLLO DE LA INGENIERÍA BÁSICA PARA
EL DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE
AGUAS RESIDUALES A BASE DE UN HUMEDAL
ARTIFICIAL DE FLUJO HORIZONTAL

263586

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO QUÍMICO

PRESENTA:
HÉCTOR FAUSTINO RAMÍREZ CARRILLO



MÉXICO, D. F.

1998



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

JEFATURA DE CARRERA
DE INGENIERIA QUIMICA

OFICIO: FESZ/JCIQ/0013/98

ASUNTO: Asignación de Jurado

C. Héctor Faustino Ramírez Carrillo
Presente

En respuesta a su solicitud de asignación de jurado para el Examen Profesional, le comunico que la Jefatura a mi cargo ha propuesto la siguiente designación:

Presidente: I.Q. Miguel Angel Varela Cedillo
Vocal: Dr. Victor Manuel Luna Pabello
Secretario: I.Q. Ismael Bautista López
Suplente: I.Q. Arturo Enrique Méndez Gutiérrez
Suplente: I.Q. Balbina Patricia García Aguilar

ATENTAMENTE
"LO HUMANO EJE DE NUESTRA REFLEXION"
México, D.F., 28 de Abril de 1998

I.Q. Magín Enrique Juárez Villar
Jefe de la Carrera

Irm

*Un Sauce de cristal, un chocho de agua,
un alto surtidor que el viento arquea,
un árbol bien plantado más danzante,
un caminar de río que se curva,
avanza, retrocede, da un rodeo
y llega siempre:*

*un caminar tranquilo
de estrella o primavera sin premura,
agua que con los párpados cerrados
mana toda la noche profecías,
unánime presencia en oleaje,
ola tras ola hasta cubrirlo todo,
verde soberanía sin ocaso
como el destumbramiento de las alas
cuando se abren en mitad del cielo.*

Octavio Paz

.....

*Cae el agua,
a goterones lentos,
hacia su mar, hacia su seco océano,
hacia su ola sin agua.*

Pablo Neruda

.....

*Ser bueno como el agua del camino
que la herida refteja y que la alivia.*

Carlos Pellicer

DEDICATORIAS

A mis padres.

Con mi más grande amor y gratitud, por su esfuerzo y nobleza absolutos.

A Claudia A. y Brenda Itzel

Por la luz y la poesía.

Por nuestra ración de tiempo y paraíso.

Porque sólo el amor es transparencia.

A mis hermanos.

Porque en las buenas y en las malas seguimos juntos. Con todo mi cariño.

A mis sobrinos.

Porque la alegría sea siempre constante a lo largo de sus vidas.

A las *Malas Compañías*.

Porque la amistad es la sombra que nos cobija:

Everardo, *El Guerrero*, *El Qufo*, Paty-Gaby, Mario *el Pelón enamorado*, *El Morro*, *El Chino*, *El Güero Loco*, *El Chillón*, *El Matraz*, *Gus*, Pablo Caracheo, José Luis *El Batman*, Jorge Cclis, *Cres* y *El Tel*.

¡Salud!

¿Está lloviendo o está nevando?

A los cuntes del PIQAYQA

por su inestimable compañía y apoyo desinteresado:

Balám J. Jiménez, Xicoténcatl López, Rosario Rodríguez, Karen Ambríz, Paul Schaller, Sandra Millán, Elías Granados, Miguel Cruz, Sra. Irene Palacios, Nora Salinas, Tania Campos y Victor Álvarez.

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Víctor Manuel Luna Pabello, por su confianza y apoyo constantes y por su calidad como ser humano.

A la Dra. Carmen Durán de Bazúa por sus valiosas sugerencias en la revisión de este trabajo.

A la GTZ, por el apoyo otorgado mediante la asignación de una beca.

Resumen/abstract	1
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	
1.1. El problema actual de las aguas residuales en México	2
1.2. Objetivos	4
1.3. Alcances	4
CAPÍTULO 2: LOS HUMEDALES ARTIFICIALES, FUNDAMENTO TEÓRICO	
2.1. Introducción	5
2.2. Desarrollo histórico	5
2.3. Clasificación de los humedales	7
2.3.1. Sistemas de plantas de libre flotación	7
2.3.2. Sistemas de plantas submergentes	8
2.3.3. Sistemas de plantas emergentes	8
2.4. Descripción general de los humedales artificiales de flujo horizontal	11
2.4.1. Constituyentes principales	12
2.4.1.1. Zona de alimentación	12
2.4.1.2. El medio de soporte	16
2.4.1.3. Las plantas	17
2.4.1.4. Los microorganismos	22
2.4.1.5. Zona de salida del efluente	23
2.4.2. Remoción de los principales contaminantes	23
2.4.2.1. Sólidos suspendidos totales	25
2.4.2.2. Compuestos nitrogenados	25
2.4.2.3. Fosfatos	26
2.4.2.4. Metales pesados y compuestos tóxicos	28
2.5. Aplicaciones de los humedales artificiales	29
2.6. Ventajas y desventajas	29
CAPÍTULO 3: SITUACIÓN ACTUAL	
3.1. Introducción	31
3.2. Cálculo de la carga contaminante	32
CAPÍTULO 4: ESTRATEGIA DE EJECUCIÓN	
4.1. Introducción	34
4.2. Planeación	36

CAPÍTULO 5: EVALUACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA

5.1. Introducción	41
5.2. Ensayos experimentales	41
5.2.1. Determinación de la conductividad hidráulica y eficiencia de remoción de materia orgánica en columnas empacadas con grava y tezontle	43
5.2.1.1. Materiales y métodos	43
5.2.1.2. Resultados y discusión preliminares	43
5.2.1.3. Conclusiones preliminares	45
5.2.2. Determinación de la eficiencia de remoción de materia orgánica y evaluación del tiempo de residencia hidráulico en un reactor empacado con tezontle	48
5.2.2.1. Materiales y métodos	48
5.2.2.2. Resultados y discusión preliminares	50
5.2.2.3. Conclusiones preliminares	52
5.2.2.4. Recomendaciones para experimentos futuros	56
5.3. Selección del tren de tratamiento	56
5.4. Estudio de prefactibilidad económica	57
5.4.1. Presupuesto de inversión total	57
5.4.1.1. Costos de operación y mantenimiento	58
5.4.2. Evaluación del proyecto	59

CAPÍTULO 6: INGENIERÍA BÁSICA

6.1. Bases de diseño	63
6.1.1. Objetivos	63
6.1.2. Capacidad	63
6.1.3. Ubicación	63
6.1.4. Características del influente y del efluente	63
6.1.5. Eliminación de desechos	63
6.1.6. Instalaciones requeridas	64
6.1.7. Características de los servicios auxiliares	64
6.1.8. Condiciones climatológicas promedio	65
6.1.9. Normas, códigos y especificaciones	65
6.2. Bases y criterios de diseño para equipos	65
6.2.1. Rejillas de cribado	65
6.2.2. Bomba	65
6.2.3. Fosa séptica	66
6.2.4. Humedal artificial	66
6.2.4.1. Área superficial total	66
6.2.4.2. Tiempo de residencia hidráulico	68
6.2.4.3. Profundidad del lecho	68
6.2.4.4. Relación largo-ancho	69
6.2.4.5. Perfil hidráulico	69
6.3. Balance global de agua	70
6.4. Descripción detallada del proceso de tratamiento	71

6.5. Hojas de datos de los equipos principales de tratamiento	72
6.6. Diagramas del proceso de tratamiento	75
6.7. Arreglo general del sistema	75
6.8. Filosofías básicas de operación	75
CAPÍTULO 7: ANÁLISIS DE RESULTADOS	81
CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
BIBLIOGRAFÍA	86
ANEXOS	
Anexo A: Memoria de cálculo	95
Anexo B: Base de datos	101
Anexo C: Planos del sistema	107
Anexo D: Medición de la DBO ₅	110

ABSTRACT

The constructed wetlands (CW) are systems for the biological treatment of communal wastewater. The principal elements included are bed material, macrophytes and microorganisms. The interactions of these three components are able to reduce organic compounds in the wastewater.

In Mexico, it is necessary to develop new technical alternatives that are economical, simple constructed and operated, able to comply with water quality legislations.

Particularly this project represent a proposal of design for the construction of a pilot plant installation with horizontal flow. The frame of the theoretical reference and the experimental design give a basic information for the design of CW: the superficial area was 75 m², hydraulic load was 5.6 m³/d, the residential time hydraulic was 3.8 d and the porosity material was 0.48 %.

RESUMEN

Los humedales artificiales (HA) son sistemas para el tratamiento biológico de aguas residuales de tipo doméstico. Sus principales constituyentes son el lecho, las plantas vasculares y los microorganismos, que mediante su interacción reducen los compuestos orgánicos presentes en el agua residual.

Para el caso de México, es necesario desarrollar técnicas alternativas que sean económicas, de fácil construcción y operación y que cumplan con las normas nacionales e internacionales en materia de calidad de agua tratada.

En particular, este proyecto presenta una propuesta de diseño para la construcción de una planta piloto a base de humedales artificiales de flujo horizontal. A partir de información teórica consultada y de evaluaciones experimentales desarrolladas se obtuvieron los siguientes parámetros de diseño: área superficial, 75 m²; carga hidráulica, 5.6 m³/día; tiempo de residencia hidráulico, 3.8 d y porosidad del medio, 0.48 %.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. El problema actual de las aguas residuales en México

El creciente problema de contaminación del agua en el mundo ha provocado una disminución en su disponibilidad como recurso. En México, uno de los principales problemas de contaminación proviene de las aguas residuales que se generan durante las diferentes actividades humanas. Su deterioro implica diversas repercusiones para el equilibrio ecológico, entre las que destacan, el agotamiento progresivo de los mantos freáticos, el empobrecimiento de los suelos y consecuente abatimiento de la productividad agropecuaria, la desertificación por pérdida de vegetación y diversidad microbiana y el aumento de enfermedades gastrointestinales por riego de aguas contaminadas en campos y cultivos (SARH, 1991; SEDUE, 1987).

Aunado a esta situación, se presenta el problema de la deficiente disponibilidad de agua potable en todo el país. Aunque existe suficiente volumen para satisfacer la demanda de todos los sectores, la distribución geográfica es inadecuada para casi la mitad del territorio nacional, por lo que se provocan graves problemas de abastecimiento y sobreexplotación del recurso. En el país existen 320 cuencas hidrológicas, cuyo volumen promedio de escurrimiento es de 410 m³/s, cifra que representa el total nacional disponible. Sin embargo, la región norte sólo tiene un escurrimiento del 3% del total para un área equivalente al 30% del país, mientras que la región sureste posee aproximadamente un 50% de disponibilidad, equivalente al 20% del país (SEDUE, 1990).

Se estima que el volumen de aguas residuales generado en México es de poco más de 231 m³/s, de los cuales la tercera parte es aportado por los centros urbanos del Distrito Federal, Guadalajara y Monterrey. De este volumen, el 28.5% se vierte en los drenajes municipales y porta materia orgánica y bacteriológica, así como sustancias tóxicas de distinta naturaleza. De este total, la actividad agrícola genera un 62% y la industrial un 10.3%. De 218 cuencas que cubren el 78% del territorio, en 15 hay registros de altos índices de contaminación, ya que en ellas se produce un 89% de la descarga total de materia orgánica, medida como DBO₅ (CNA, 1997).

México cuenta con 808 sistemas de depuración de aguas residuales municipales con una capacidad instalada de 54.98 m³/s. De ellos, 615 se encuentran en operación, con un gasto de 35.34 m³/s, mientras que 193 están fuera de operación. Del volumen total de aguas residuales generadas, se trata sólo el 15% (se descargan al ambiente 196 m³/s). Los principales procesos utilizados son lagunas de estabilización, con 416 plantas, y lodos activados, con 174 plantas; de ellos se encuentran fuera de operación 82 y 43, respectivamente. La zona centro del país tiene el mayor número de sistemas (414), pero también el mayor número fuera de operación (106). Del total de plantas de tratamiento, 113 están en un intervalo de operación de 0 a 50% de su capacidad y 133 en un intervalo mayor a 50%. En consecuencia, más del 70 % de plantas operan por encima del 50% (CNA, 1997).

Pese a los esfuerzos realizados, la capacidad operativa de las plantas de tratamiento construidas, presentan, en el 70% de los casos, deficiencias que impiden obtener la calidad prevista para las que fueron diseñadas. Entre los principales problemas que aparecen están los siguientes: datos no confiables de calidad del agua a tratar, insuficiencia de información actualizada de la localidad, defectos en el diseño y construcción, falta de recursos económicos o de personal capacitado para la operación y mantenimiento y elección de plantas que requieren de altos costos para su construcción, operación y mantenimiento, entre otros.

Ante este panorama, es obligada la búsqueda de alternativas de solución viables, en función del ahorro de recursos económicos y técnicos y que además cumplan con las nuevas disposiciones legales en términos de descargas de aguas. En este sentido, se ha optado por la elección de sistemas biológicos que simulen a los medios naturales de autodepuración y que puedan eliminar las sustancias que afectan el ambiente. El interés de emplear estos sistemas se debe a que son considerablemente más económicos que los sistemas convencionales, ya que los microorganismos actúan como reactores autocatalizados que operan a condiciones ambientales normales (Luna-Pabello *et al.*, 1997a).

En el caso de los llamados humedales artificiales (HA), su implementación resulta una opción atractiva, debido principalmente a su bajo costo de construcción, operación y mantenimiento, así como al hecho de que sus efluentes cumplen con las normas nacionales vigentes en materia de calidad de agua tratada.

Los humedales artificiales, conocidos internacionalmente como "constructed wetlands" o "reed beds" (Bahlo *et al.*, 1995; Green y Upton, 1994), fueron desarrollados a partir de simular en su funcionamiento a los sistemas naturales, los cuales promueven el tratamiento de las aguas residuales mediante áreas inundadas que poseen plantas acuáticas flotantes, subemergentes y emergentes, en conjunto con microorganismos depuradores (Brix, 1994b; Haberl, 1997).

Tradicionalmente, estos sistemas han sido empleados en la depuración de aguas de tipo doméstico, aunque también han proporcionado buenos resultados para cierto tipo de aguas industriales. En la actualidad, su uso se ha enfocado para la depuración de aguas residuales en pequeñas y medianas comunidades, tanto rurales como semiurbanas, en las cuales las obras de conexión al colector central de aguas residuales resultan altamente costosas. De manera particular, es deseable su implementación en México, debido a que en más del 65% del total de las 198311 comunidades rurales existentes (CNA, 1997), con menos de 2500 habitantes, no se cuenta con sistemas depuradores de las aguas que ahí se generan (Luna-Pabello *et al.*, 1997b).

1.2. Objetivos

- Desarrollo de evaluaciones experimentales para la obtención de datos de diseño en la construcción de un sistema de tratamiento de aguas residuales, escala piloto, a base de un humedal artificial de flujo horizontal (HAFH).
- Realización del estudio técnico-económico para evaluar la factibilidad de construir este sistema en las instalaciones de los Viveros de Coyoacán, México, D.F.
- Ejecución de la ingeniería básica para el diseño de un HAFH.

1.3. Alcances

La finalidad de este proyecto es la de desarrollar un estudio de ingeniería básica para el diseño de una planta de tratamiento, a nivel planta piloto, empleando humedales artificiales de flujo horizontal (HAFH) para tratar aguas residuales de tipo doméstico. Para este fin se efectúan las siguientes actividades, que conforman la parte fundamental del trabajo:

En principio, se realiza como antecedente el marco teórico de referencia, en el que se incluyen las características, bases de diseño y fundamento de los HAFH (Capítulo 2). Por su parte, en la evaluación técnico-económica (Capítulo 5), se desarrolla tanto la etapa experimental para obtener parámetros básicos de diseño (conductividad hidráulica, tiempo de residencia hidráulico, porosidad del medio de soporte y porcentaje de remoción de materia orgánica), como el estudio de inversión, en el cual se estiman los costos de inversión y se evalúa la rentabilidad del proyecto. Con estos puntos, en el capítulo 6, se elaboran los documentos que componen la ingeniería básica, los cuales son, principalmente, las bases y criterios de diseño, balances globales de agua, diagramas de proceso y filosofías básicas de operación.

CAPÍTULO 2: LOS HUMEDALES ARTIFICIALES, FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. Introducción

Los humedales artificiales (HA) son sistemas empleados para la depuración de aguas residuales domésticas y para cierto tipo de aguas de origen industrial, en especial las de alimentos y agropecuarias. Su aplicación se ha enfocado para tratar las aguas contaminadas, vertidas por comunidades pequeñas y medianas, menores a 5 mil habitantes, que no cuentan con obras de conexión a colectores principales o que no poseen suficientes recursos para desarrollar tecnologías costosas. En este sentido, el uso de los HA resulta una opción altamente viable debido, entre otros aspectos, a su relativamente bajo costo de implementación y a la facilidad de construcción y operación que como alternativa ofrecen (Batchelor y Loots, 1996; Luna-Pabello *et al.*, 1997b).

De manera particular, los HA basan su operación en la actividad bioquímica de microorganismos y de vegetales, distribuidos en un lecho a base de gravilla y/o arena, los cuales eliminan materiales disueltos y suspendidos en el agua residual. Este proceso es fundamentalmente aerobio en las áreas próximas a las raíces, aunque también sigue un comportamiento anóxico-anaerobio en las zonas más alejadas, permitiéndose así que se desarrolle una gran variedad de microorganismos depuradores, encargados de transformar los materiales orgánicos hasta biodegradarlos (Burgoon, 1995; Luna-Pabello *et al.*, 1997a).

La importancia y trascendencia de estos sistemas radica en que son más económicos que los de tipo convencional y se pueden adaptar mejor a las condiciones de México, dado que son idóneos para lugares de difícil acceso, en los cuales, los costos de conexión al drenaje resultan muy elevados o donde el bombeo para agua de riego es una alternativa inadecuada. Además, son altamente eficientes para eliminar bacterias no deseables y ofrecen un aspecto agradable a la vista, llegando a constituir una reserva para la vida silvestre (Davies y Hart, 1990; Green y Upton, 1995).

2.2. Desarrollo histórico

El empleo de los HA para tratar las aguas residuales no es reciente. Desde la antigüedad, los seres humanos han descargado aguas contaminadas al ambiente, como resultado de su creciente actividad económica y productiva. Estas aguas se han vertido en depresiones de suelos y en ríos, estanques, lagos, lagunas y mares. Si en estos medios existe cierta clase de vegetales adaptados y microorganismos como bacterias y protozoos, la depuración se provoca de manera natural al interactuar estos constituyentes en la mineralización de las diversas sustancias contaminantes (Bardecki, 1984; Haberl y Ferfeer, 1995). Desafortunadamente no se cuenta con suficientes datos históricos que expliquen el desarrollo de estos sistemas. Se sabe que antiguas culturas, como la egipcia, china y azteca, entre otras, ya habían dispuesto medios naturales que trataban las aguas residuales

generadas, empleando dispositivos a base de filtros de arena y plantas silvestres que crecían en la zona de descarga (Díaz del Castillo, 1955). Uno de los primeros documentos registrados fue el escrito por McKney, en Australia en 1904, en el que describe la construcción de un sistema que remueve sólidos y materia orgánica, existentes en el agua residual, mediante un lecho de arena con plantas, las cuales poseían un rápido crecimiento y alta estabilidad a los cambios de concentración del influente (Brix, 1994a).

En 1953 Seidel publicó un artículo en el que discutió la posibilidad de disminuir la contaminación y azolvamiento de los sistemas de drenaje utilizando plantas acuáticas apropiadas, como la espadaña común (Schoenoplectus lacustris) en un medio sólido. Según Seidel, este tipo de vegetal aumenta la eficiencia del tratamiento, puesto que ayuda a la mineralización de la materia orgánica, incrementa la población de microorganismos e inclusive genera antibióticos que eliminan bacterias no deseables, como los coliformes, Salmonella y enterococos. Seidel también demostró que el sistema es capaz de estabilizar metales pesados y compuestos con hidrocarburos, como los fenoles y sus derivados (Brix, 1993).

El trabajo desarrollado por Seidel fue llevado a la práctica por varias instituciones en Europa. En los años sesentas en Alemania, Francia y Austria se construyeron los primeros sistemas empleando diversos tipos de especies vegetales y medios de soporte. En 1967 se construyó en Holanda el primer sistema a gran escala para tratar un volumen de agua generado por 6000 habitantes (Hrncir, 1996).

En Alemania, a fines de los años sesentas, Seidel con apoyo de Kichtkut, desarrolló una serie de investigaciones consistentes en la construcción de un sistema en el que adicionó al lecho aluminio, calcio y hierro, en complemento con arena y arcilla fina. Este arreglo facilitó la precipitación de una mayor cantidad de compuestos fosfatados que se encuentran comunmente en el agua residual. Adicionalmente, sembró el medio con vegetales como el carrizo (Phragmites australis), que aumentaron los fenómenos de la nitrificación y desnitrificación del efluente (Armstrong y Armstrong, 1990).

Desde 1976 se reportan en Sudáfrica, Estados Unidos y Gran Bretaña experiencias en sistemas con áreas inundadas, como pantanos y manglares naturales y a partir de 1986 se empezaron a introducir también los sistemas artificiales de lechos inundados con plantas (Juwarkar y Oke, 1995).

En México, se tienen registradas las primeras experiencias desde el año 1989, con investigaciones desarrolladas en la UNAM, UAM y otras instituciones. Actualmente existen sistemas construidos en Oaxaca, San Luis Potosí, Nuevo León y otros estados, pero aún no se ha generalizado su implementación en un mayor número de localidades. Asimismo, no se tiene estudiado completamente el fundamento y operación del sistema, por lo que se siguen investigando sus características y diseño apropiados con la finalidad de adaptarlos a las características del país y a los materiales nativos y, con ello, proporcionar una alternativa de solución eficiente y económica para tratar las aguas generadas en áreas rurales y

semiurbanas de México (Kreiner, 1995; Luna-Pabello *et al.*, 1998; Ríos *et al.*, 1997; Rivera y Calderón, 1993).

2.3. Clasificación de los humedales

Los principales constituyentes en los diferentes tipos de humedales son las plantas, los microorganismos y el medio de soporte o lecho, que mediante su interacción en conjunto remueven la mayor parte de los contaminantes que se encuentran en el agua residual. En la década de los ochenta se desarrollaron muchos sistemas usando el lecho como principal componente y otros, como los sistemas inundados, que usan plantas flotantes y áreas acuáticas en ausencia de medios sólidos de retención (Gersberg, 1985; Knight e Iverson, 1990).

Varios autores distinguen dos tipos fundamentales de plantas de tratamiento a base de humedales: los sistemas naturales y los artificiales. En relación con la forma de vida de las plantas, se establece la siguiente clasificación (Brix, 1994b; Haberl, 1997; Kadlec, 1996):

1. Sistemas de plantas de libre flotación
 - de lirio acuático
 - de maleza acuática
2. Sistemas de plantas subemergentes
3. Sistemas de plantas emergentes (áreas inundadas)
 - de flujo libre superficial
 - de flujo subterráneo (flujo vertical y flujo horizontal)

A continuación se proporciona una breve descripción sobre los principios de operación para cada uno de estos sistemas.

2.3.1. Sistemas de plantas de libre flotación

En los humedales de libre flotación, la presencia de plantas flotantes en la superficie del agua facilita la actividad fotosintética, con lo que se contribuye al aporte de significativas cantidades de oxígeno disuelto y energía al medio acuático. Este fenómeno favorece la presencia de un número elevado de microorganismos en el sistema radicular de las plantas, los cuales se encargan de biotransformar directamente los compuestos orgánicos disueltos en el agua residual (Hammer, 1994). Además, las plantas son capaces de asimilar algunos metales y materiales tóxicos. Las plantas más usuales son el lirio acuático, chichicaxtli y otras especies con raíces flotantes. Estos humedales son muy similares en su funcionamiento a los de flujo libre superficial; la diferencia se basa en que en aquéllos las raíces de las plantas no están fijadas a un medio de soporte o lecho, por lo que permanecen suspendidas en la superficie del agua (Figura 2.1).

Con respecto al diseño, los humedales de libre flotación se construyen a un intervalo de profundidad de 0.5 a 1.8 m. En ocasiones, se airean suplementariamente con la finalidad de incrementar los procesos de nitrificación y desnitrificación, con lo que la capacidad y calidad del tratamiento se ve mejorado. Por su parte, para grandes extensiones de terreno, la sedimentación de partículas suspendidas se hace más eficiente, llevándose a cabo la degradación de la biomasa en el fondo del lecho, bajo condiciones anaerobias (Carter, 1986).

Los sistemas de plantas de libre flotación han sido desarrollados para su aplicación en zonas tropicales y subtropicales. Su eficiencia se ve severamente afectada si la temperatura disminuye a menos de 10°C. Adicionalmente, si no son bien operados, sufren problemas de malos olores y presencia de insectos. Asimismo, es común la aparición de algas, que en un número excesivo, pueden ocasionar severos problemas de operación (Ciupa, 1996).

2.3.2. Sistemas de plantas subemergentes

En estos sistemas, las plantas están totalmente sumergidas en un medio acuático, por lo que la fotosíntesis se realiza sólo en el agua, favoreciendo la existencia de condiciones aerobias y aumentando, con ello, la mineralización de materia orgánica (Figura 2.2). La forma y relación de las especies vegetales con el medio es muy limitada y su reproducción y desarrollo escaso. Las características del sistema facilitan la disolución del carbono inorgánico que se encuentra en el agua residual, creándose condiciones aceptables para la volatilización del amoníaco y la precipitación del fósforo (Kadlec, 1996).

2.3.3. Sistemas de plantas emergentes

Por la forma de adaptación de las especies vegetales al medio, los sistemas de plantas emergentes, también reciben el nombre de humedales de área inundada. En ellos, las raíces de las plantas se encuentran soportadas en un lecho, el cual puede estar construido con gravilla, arena, arcilla u otro material de soporte para la vegetación emergente (Boon, 1985).

En función del arreglo en que el influente y las plantas se encuentran en los sistemas, los humedales de plantas emergentes se pueden clasificar, a su vez, de la siguiente forma:

a) Humedales de flujo libre superficial (HFLS)

En estos sistemas el agua residual se mantiene por encima del nivel de lecho, cubriendo toda el área superficial del humedal (Figura 2.3), por lo que los tallos y hojas de las plantas están en contacto directo con el agua residual. Este fenómeno permite una mayor oxigenación del medio y aumenta la mineralización de los compuestos orgánicos, gracias a la presencia de microorganismos de tipo aerobio. A diferencia de los sistemas subemergentes, en los HFLS las plantas se encuentran soportadas en el lecho por medio de sus raíces y rizomas. A este tipo de arreglo se le conoce como zona de la rizosfera (Bowner, 1987; Cochet, 1990; Sereico y Larneo, 1988).

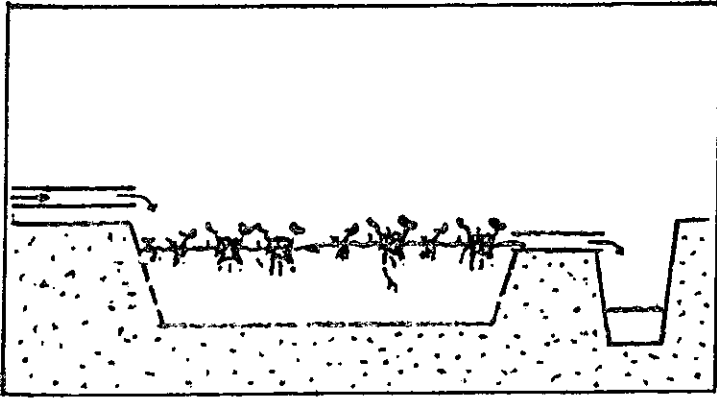


Figura 2.1. Esquema general de un humedal de libre flotación (Brix, 1994a)

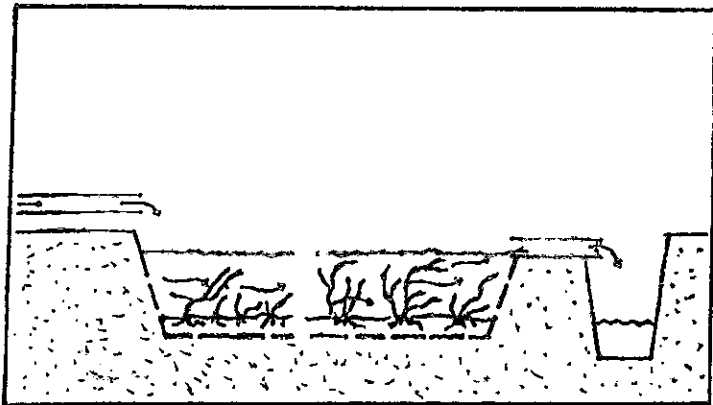


Figura 2.2. Esquema de un sistema a base de plantas submergentes (Brix, Idem)

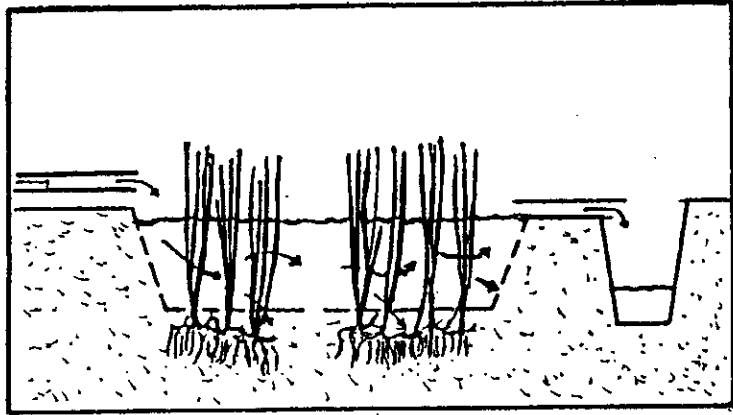


Figura 2.3. Esquema de un humedal de flujo libre superficial (Brix, 1994b)

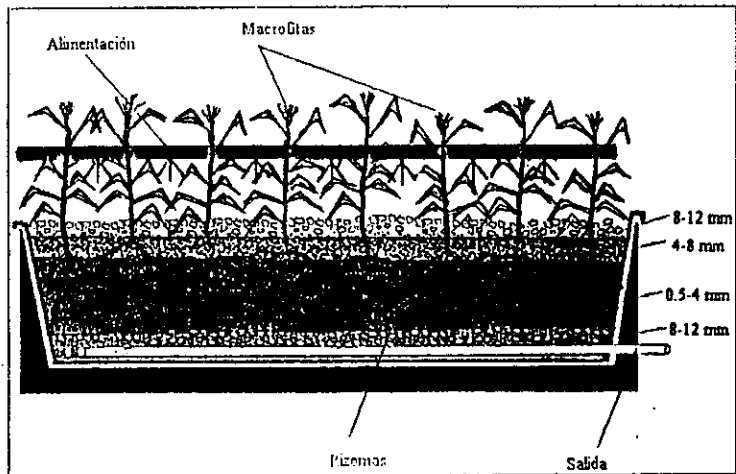


Figura 2.4. Esquema de un humedal artificial de flujo vertical (Luna Pabello *et al.*, 1997a)

b) Humedales de flujo subterráneo (HFS)

En estos sistemas el influente se filtra al interior del lecho y se pone en contacto con las raíces y rizomas de las plantas. Debido a las características del arreglo se presentan condiciones tanto aerobias, en las zonas próximas a la rizosfera, como anacrobias en las regiones alejadas de las plantas (Tanner y Sukias, 1995). Por su parte, los HFS se clasifican en humedales artificiales de flujo vertical (HAFV) y humedales artificiales de flujo horizontal (HAFH) (Krabbenhof, 1996).

Humedales artificiales de flujo vertical (HAFV)

En los HAFV el influente es introducido por medio de un dispositivo de alimentación, que se encuentra en la parte superior del sistema y se filtra por gravedad a través del lecho o medio de soporte, el cual está constituido por diferentes tamaños de partícula (Figura 2.4). En los humedales de este tipo, el lecho no se satura totalmente, debido a que el influente es alimentado de manera intermitente, ocurriendo un fenómeno de percolación, que facilita que los microorganismos y el rizoma tengan contacto con los contaminantes del agua residual (Bavor, 1995).

Los HAFV son una alternativa de tratamiento con respecto a los HAFH; en aquéllos, el influente que cae por irrigación se mezcla con el oxígeno atmosférico, permitiendo mayores condiciones aerobias que facilitan la biotransformación del nitrógeno amoniacal a nitratos. El posible inconveniente es que se requiere un arreglo relativamente más complejo para el montaje del dispositivo de irrigación y, por lo tanto, mayor mantenimiento para evitar posibles azolvamientos (Denny, 1996; Lakatos, 1996).

2.4. Descripción general de los humedales artificiales de flujo horizontal

Al igual que en los sistemas de flujo vertical, los humedales de flujo horizontal (HAFH) consisten de plantas vasculares, microorganismos y un lecho o medio filtrante, que por medio de su interacción, remueven los diferentes contaminantes del agua residual (Figura 2.5). Esta clase de sistemas es conocido por este nombre debido a la forma en el que el influente es alimentado al sistema. Un dispositivo (normalmente un tubo horizontal perforado o una canaleta), montado al principio del sistema, facilita que el influente se introduzca y se filtre por gravedad al lecho, en donde se distribuye gracias a las vías y canales que se forman por el crecimiento de la rizosfera (Mander, 1996; Xianfa y Chuncai, 1995).

En términos generales, los HA conjuntan las propiedades de retención del medio filtrante o lecho, la actividad bioquímica de los microorganismos presentes, el aporte de oxígeno y el mantenimiento de la capacidad de conducción hidráulica, inducida por el crecimiento de las llamadas plantas vasculares emergentes. Con respecto al funcionamiento del lecho, éste sirve como soporte para las plantas y permite la proliferación de los microorganismos depuradores. De manera particular, la llamada zona de la rizosfera, constituye un espacio entre los rizomas, las raíces y el suelo circundante en el cual se lleva a cabo la

transformación aerobia y anaerobia de los contaminantes orgánicos disueltos. En las áreas circundantes, a medida que la difusión de oxígeno se reduce, la presencia y actividad de microorganismos anóxicos y anaerobios son las responsables de la biotransformación de dichos compuestos y de los subproductos generados por los microorganismos aerobios. Cabe mencionar que comúnmente la gran mayoría de los microorganismos involucrados en los sistemas de tratamiento son de tipo facultativo, es decir que presentan actividad metabólica tanto en ambientes aerobios como anaerobios (Luna-Pabello *et al.*, 1997a).

2.4.1. Constituyentes principales

Los constituyentes principales de los humedales artificiales de flujo horizontal son (Figura 2.6):

- Zona de alimentación del influente
- Lecho o medio filtrante
- Plantas
- Microorganismos
- Zona de captación del efluente

A continuación se describen de manera general cada uno de estos constituyentes:

2.4.1.1. Zona de alimentación del influente

La zona de alimentación tiene la función fundamental de introducir el agua residual de manera uniforme a todo lo ancho del lecho. Consiste de un dispositivo principal de distribución, normalmente un arreglo en forma de "T", y de una sección filtrante del lecho, provista de material de mayor tamaño que el resto del sistema para facilitar la distribución del influente (Figura 2.5). El dispositivo debe ser periódicamente desazolado para evitar riesgos de taponamiento que impidan su adecuado funcionamiento (Obarska-Pempkowiak, 1996; Vymazal, 1996).

Adicionalmente, se han desarrollado dispositivos en forma de canales transversales con vertederos y arreglos de tuberías colocados estratégicamente a la entrada del humedal para distribuir el agua residual (Figuras 2.7 y 2.8). Este tipo de dispositivos son empleados para sistemas de grandes dimensiones, con buen pretratamiento o con influentes poco contaminados (Reed y Brown, 1995).

La sección filtrante del lecho se coloca al inicio del sistema. Comúnmente el material de distribución posee un intervalo de tamaño de 8 a 20 mm y una longitud promedio de 20 a 60 cm. Este arreglo facilita que la distribución y conducción del agua residual a través del lecho tienda a desplazarse de manera horizontal (Metcalf y Eddy, 1991).

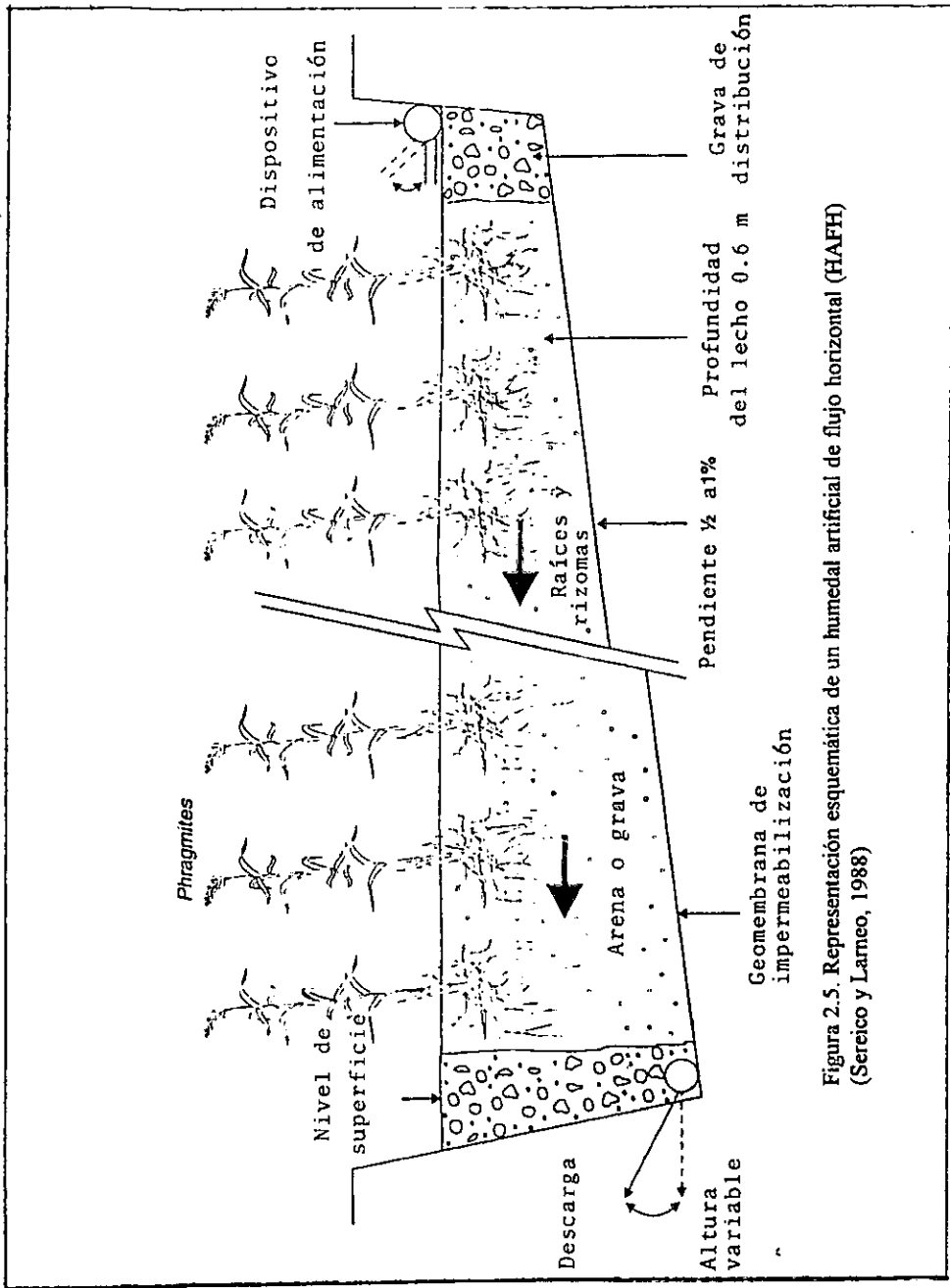


Figura 2.5. Representación esquemática de un humedal artificial de flujo horizontal (HAFH) (Seretico y Lameo, 1988)

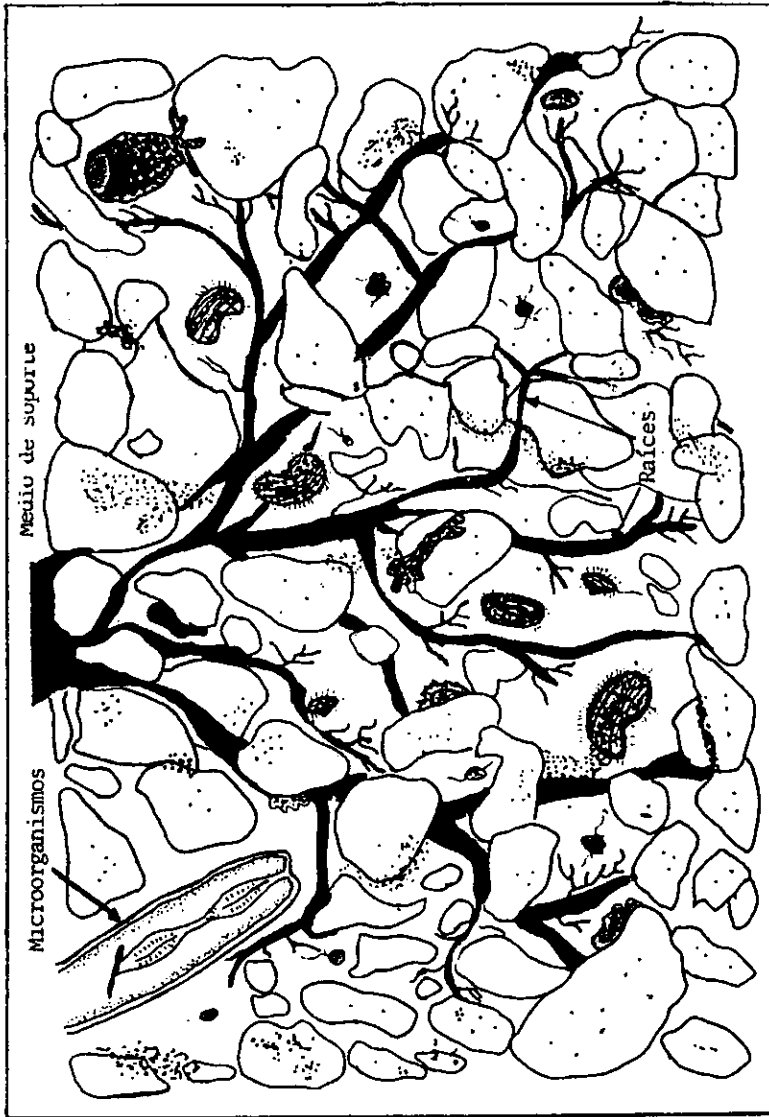


Figura 2.6. Constituyentes principales en un humedal artificial de flujo horizontal (Rivera y Calderón, 1993)

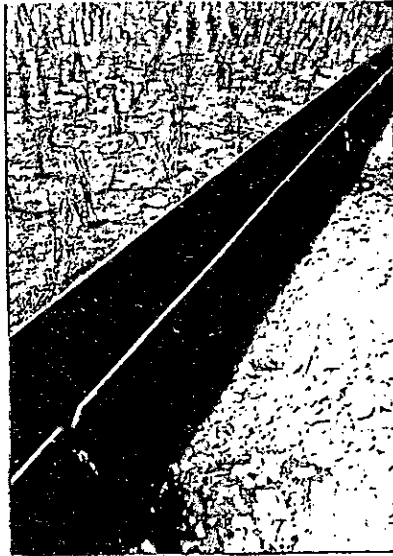


Figura 2.7. Distribuidor en forma de vertedero en un HAFH (Reed, 1992)



Figura 2.8. Tubería de distribución colocada en forma vertical en un HAFH (Reed, 1992)

2.4.1.2. El medio de soporte

El medio de soporte o lecho filtrante cumple una función fundamental. Es el responsable de remover los contaminantes del agua residual mediante interacciones físicas y químicas, en conjunto con las plantas y los microorganismos contenidos en él. De manera particular, permite la retención de partículas sólidas suspendidas no removidas en los tratamientos previos, mediante diversos mecanismos. Si las aguas residuales contienen trazas de metales pesados, un elevado porcentaje de ellos es retenido mediante los fenómenos de adsorción y precipitación. En el caso de microorganismos no deseados, su eliminación toma lugar por sedimentación y filtración, principalmente. Con respecto a los compuestos que contienen nitrógeno y fósforo, su eliminación se efectúa vía adsorción del lecho, aunque por este medio el porcentaje depurativo es comparativamente menor con respecto al que realizan los microorganismos y las plantas (Butin *et al.*, 1996; Magmedov, 1986).

Las características del lecho (tipo y tamaño de partícula), en conjunto con la trama radicular de las plantas, conforman la hidráulica, que a su vez determina el régimen de flujo del sistema. Los lechos seleccionados con una estructura estable proporcionan condiciones óptimas para la conductividad hidráulica y la velocidad de infiltración, las cuales a su vez, contribuyen a la determinación del tiempo de residencia hidráulico requerido por el sistema para la depuración del agua residual (Tanner y Sukias, 1995).

En el lecho, se puede suponer la existencia de dos tipos de zonas "muertas": aquellas ocasionadas por canalizaciones o cortos circuitos hidráulicos y las provocadas por fluido estancado. Las primeras se denominan zonas "muertas" hidráulicas y las segundas zonas "muertas" biológicas. Estas últimas pueden clasificarse bajo un concepto más amplio, es decir, dentro de zonas "muertas" debidas a flujo estancado (zonas "muertas" estancadas). Un corto circuito hidráulico implica la generación de zonas "muertas". Algunas de ellas pueden ser identificadas en un experimento de trazado con colorante (zonas con fluido estancado). Las zonas "muertas" con agua estancada se encuentran en los huecos de material poroso, en las esquinas del lecho y/o en intersticios de la biopelícula donde las corrientes no pueden penetrar (Levenspiel, 1991; Morgan *et al.*, 1997).

Tabla 2.1. Tipos de material más usuales, su permeabilidad y conductividad promedio (Netter, 1990)

Tipo de material	Permeabilidad	Conductividad hidráulica (m^3/m^2s)
Gravilla granular fina	Alta	$10^3-1.0$
Arena granular fina	Pobre	10^7-10^2
Caliza	Pobre	10^4-10^2
Arenilla	Buena	10^8-10^4
Cieno	Buena	10^9-10^3
Arcilla	Regular	$10^{12}-10^9$
Esquisto	Regular	$10^{13}-10^9$

Por otra parte, cuando se presentan azolvamientos por acumulación de sólidos, principalmente en las zonas iniciales o en los fondos del sistema, se reducen la porosidad del medio y el área efectiva de tratamiento. Asimismo, se incrementa la conductividad hidráulica en zonas no preferenciales y decrece el tiempo de residencia hidráulico. En ocasiones, este problema provoca la presencia del influente en la parte superficial del sistema, debido a la baja capacidad de infiltración del lecho. En las primeras etapas de operación del humedal, la acumulación de sólidos sólo depende de la concentración del influente y de la capacidad de infiltración y sedimentación del medio. Posteriormente, previa aclimatación de las plantas y microorganismos, la depuración de la materia orgánica se realiza mediante transformaciones no sólo físicas, sino también químicas y biológicas. A partir de esta etapa, existe un aporte continuo de oxígeno, una temperatura estable y disponibilidad constante de nutrientes, observándose un aumento en la eficiencia operativa del sistema (Blazejewski, 1996; Coombes, 1995).

En cuanto a la composición del lecho, la bibliografía recomienda el evitar arreglos a base de arena fina y/o arcilla (con diámetros menores a 0.5 mm), debido a que son materiales fácilmente compactables e inestables, limitan la infiltración y la conductividad hidráulica del sistema. En la tabla 2.1. se muestran los tipos de material más usuales en los HAFH.

Para seleccionar el tipo adecuado de material se consideran los siguientes factores.

- Características, distribución y tamaño de partícula
- Conformación de la partícula, en términos de la existencia de macroporos
- Capacidad de adsorción y absorción
- Porosidad
- Conductividad hidráulica

En función de sus características químicas se toma en cuenta:

- Contenido de materia orgánica
- Concentración de CaCO_3 libre (medido como arena fina < 2 mm)
- Grado de acidez (medido como pH)
- Absorción de fosfitos (en términos de materiales con altas concentraciones de Fe, Al y otros metales).

Los HAFH emplean como medio de soporte diversos materiales que se distribuyen de diferente manera, según la conceptualización del sistema. Los diámetros más usuales son:

3-6 mm

5-10 mm

6-12 mm

2.4.1.3. Las plantas

Las plantas acuáticas usadas en los humedales son conocidas también como macrofitas (Figura 2.9). En ellas se incluyen las plantas vasculares (angiospermas y helechos), musgos acuáticos y diferentes tipos de algas. Dentro de estas últimas las más usuales son las

Cladoforas. En cuanto a los helechos, los más empleados son las Salvinias y las Azolas. En particular, las macrofitas son organismos fotoautótrofos, que emplean la energía solar para asimilar el carbono inorgánico de la atmósfera, produciendo materia orgánica. A su vez, estas plantas proveen de energía a los organismos herótrofos, como son los animales, las bacterias y los hongos; en especial, estos últimos son los que desarrollan la mayor actividad degradadora de materia orgánica (Brix, 1996; Geller, 1996).

La presencia de plantas es quizá la característica más importante que poseen los humedales. Según el documento *Clean Water Act of the US Government*, publicado en 1986, los humedales se definen como “una superficie de suelo inundada o saturada de agua, en donde prevalece una vegetación típica adaptada a esas condiciones, en la cual es posible la existencia de mecanismos fisicoquímicos y biológicos capaces de eliminar los contaminantes que se encuentran en el agua residual” (Bogdanowicz, 1996).

De manera general, las plantas ofrecen diversos beneficios al sistema. En principio, gracias al crecimiento de las raíces y los tallos (zona de la rizosfera), se facilita la presencia de microorganismos de tipo aerobio, que aumentan y agilizan la eficiencia depurativa de los compuestos orgánicos. Asimismo, favorecen la capacidad de infiltración y conductividad hidráulica del medio, benefician los fenómenos de sedimentación y filtración de las partículas sólidas. Finalmente, reducen los riesgos de erosión por efecto de los contaminantes en el agua y limitan los riesgos por azolvamiento en el lecho (Figura 2.10) (Brix, 1996).

En períodos de bajas temperaturas, las plantas sirven como un medio apto para la generación de microclimas, contribuyendo a la estabilidad operativa del HA. Además, atenúan la penetración de la luz solar en la superficie del lecho, reduciendo el crecimiento de plantas indeseables. Complementariamente, las raíces forman una biopelícula que sirve de soporte para la adaptación de los microorganismos en condiciones aerobias; generándose así, una zona de elevada biodegradación de material orgánico (Marsteiner *et al.*, 1996).

Las plantas requieren de nutrimentos para su crecimiento y reproducción, estos los toman comunmente a través de sus raíces y rizomas. Tienen una limitada capacidad de retención de nutrimentos, en comparación con la cantidad que poseen normalmente las aguas residuales (Tabla 2.2). Este fenómeno aumenta significativamente en la primavera y el verano, dado que en estas épocas los vegetales tienen una mayor capacidad reproductiva y aumentan su actividad fotosintética.

Tabla 2.2. Capacidad de fijación de nitrógeno y fósforo en tres de las especies más comunes en los HAFH (kg/ha) (Drizo y Frost, 1996)

Especie	N	P
<i>Cyperus papyrus</i>	1220	80
<i>Typha latifolia</i>	1164	179
<i>Phragmites australis</i>	2313	162

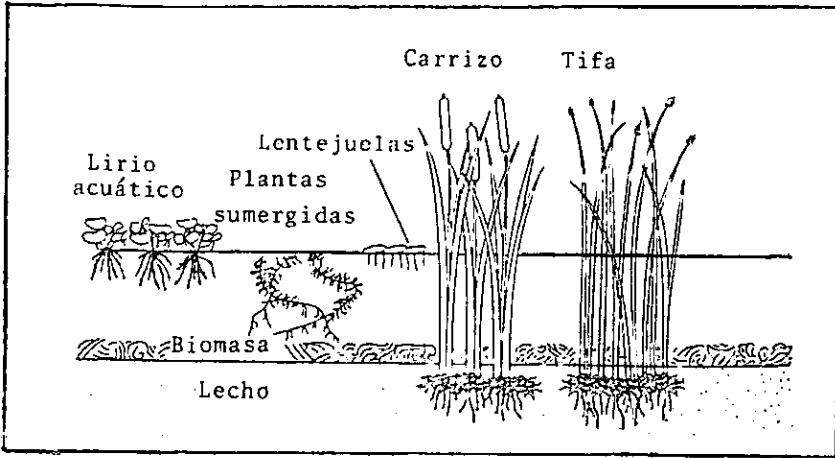
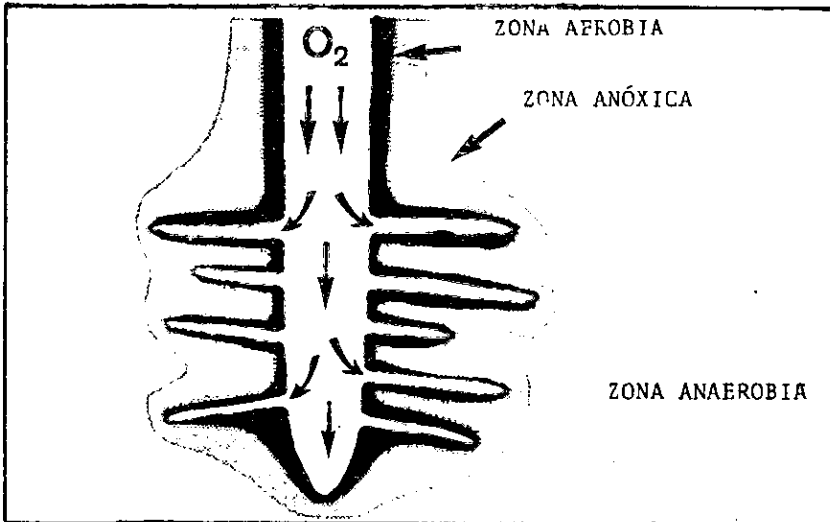


Figura 2.9. Diferentes variedades de plantas empleadas en los humedales artificiales (Metcalf y Eddy, 1991)



2.10. Zona típica de la rizosfera, en donde se observa la interacción lecho-raíces de las plantas (Brix, 1987)

Diversos estudios confirman que las macrofitas liberan oxígeno de sus raíces y rizomas, lo que provoca que los microorganismos aerobios y anaerobios influyan la actividad de los ciclos biogeoquímicos, propiciando a su vez, la degradación de sustancias orgánicas y la nitrificación bacteriana (Hiley, 1995). Asimismo, se reportan diferentes intervalos de generación de oxígeno por la especie Phragmites, los valores reportados por diversos investigadores van de 0.02 a 12 g/m²d (Armstrong y Armstrong, 1990). Complementariamente, se sabe que las macrofitas liberan cierta concentración de antibióticos desde el rizoma, eliminando con ello un número significativo de diversas bacterias, como las de tipo coliforme, salmonella y enterococos.

Una amplia variedad de especies vegetales ha sido seleccionada para su uso en los diferentes tipos de humedales, dentro de ellas destacan las que se enlistan en la tabla 2.3.

Tabla 2.3. Características de algunas de las plantas vasculares empleadas en los humedales (Gersberg, 1985)

Género-especie	Temperatura deseable (°C)	Tolerancia por máxima salinidad (mg/L)	pH óptimo	Crecimiento anual (m/ha)	Penetración de la raíz (m)
<u>Typha</u> -Tule	10-30	30000	4-10	30	0.3-0.4
<u>Phragmites</u> -Carrizo	12-33	45000	2-8	40	>0.6
<u>Scirpus</u> -Juncos	16-26	20000	5-7.5	20	0.6-0.9
<u>Schoenoplectus</u>	16-27	20000	4-9	-	-
- <u>Carex</u>	14-32	-	5-9.5	5<	-

La planta más empleada en este tipo de tratamiento es Phragmites australis, conocida comúnmente como carrizo (Wood, 1995).

Phragmites australis

Las características que poseen las plantas vasculares las hacen altamente favorables para su implementación en los humedales artificiales (Figura 2.11). Presentan una elevada productividad, resistencia a cambios bruscos de concentración de los contaminantes y una gran adaptabilidad a distintas condiciones ambientales. En la superficie terrestre, se encuentran a 70° N, desde Noruega, hacia los trópicos y al Sur hasta Chile. Se desarrollan desde el nivel del mar hasta alturas máximas de 3000 m. Su intervalo óptimo de temperatura se sitúa entre los 20-30°C. Su ambiente favorable se ubica en suelos húmedos con sustratos altamente orgánicos y poco salobres, con un pH de 5.5 a 7.5 unidades (Thomas y Glover, 1995).

Una ventaja adicional que presenta el empleo de macrofitas es la eliminación parcial de malos olores y la no presencia de mosquitos u otros insectos. Adicionalmente, proporcionan un aspecto agradable y facilitan que el sistema sirva de refugio para diversas especies de animales silvestres (Green y Upton, 1995).

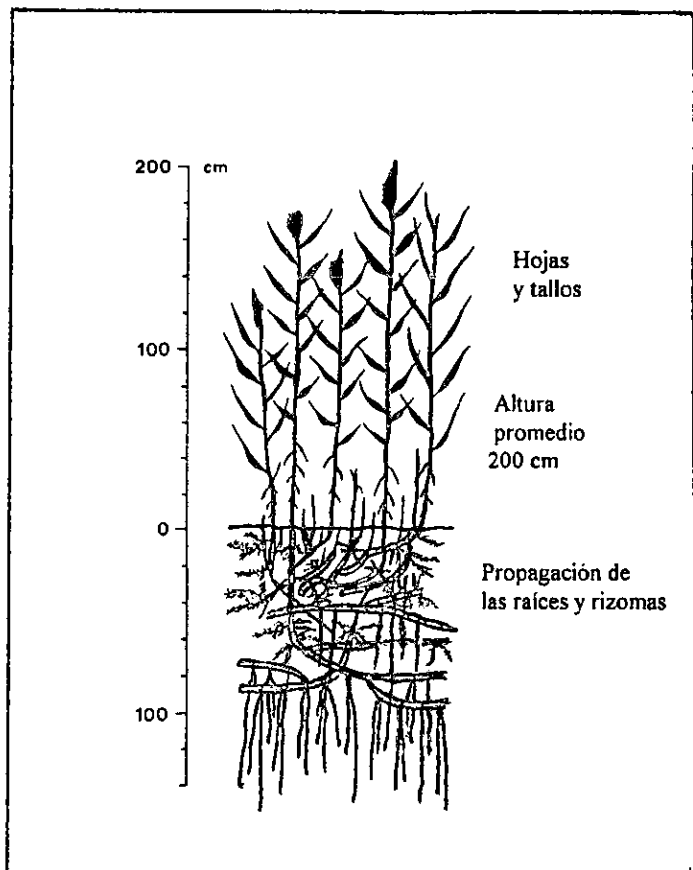


Figura 2.11. Características generales de la especie Phragmites (Brix, 1987)

2.4.1.4. Los microorganismos

Uno de los constituyentes más importantes en los HA son los microorganismos, dado que gracias a su actividad metabólica remueven la mayor cantidad de materiales orgánicos. Son capaces de transformar compuestos nitrogenados, fósforo, metales pesados, algunas sustancias tóxicas y eliminar bacterias no deseables. Los mecanismos depurativos más comunes son la descomposición de compuestos del carbono, predación, amonificación, nitrificación, desnitrificación y desfosfatación, entre otros (Wood, 1990).

En relación con su actividad bioquímica, la principal fuente de energía proviene de la oxidación de compuestos del carbono, tanto del orgánico como del presente en el aire, en forma de CO₂. En particular, los microorganismos de tipo autótrofo toman el carbono que se encuentra en el CO₂ y los heterótrofos lo adquieren de los compuestos orgánicos. Los llamados microorganismos fotótrofos reciben la energía proveniente de la luz solar y los quimiótrofos la asimilan de la óxido-reducción de los compuestos inorgánicos (amoníaco, nitritos y nitratos) (Tabla 2.4).

Tabla 2.4. Clasificación de los microorganismos por la fuente de energía y carbono en los HA (Armstrong y Armstrong, 1990)

Clasificación	Fuente de energía	Fuente de carbono
Autótrofos:		
Fotoautótrofos	Luz solar	CO ₂
Quimioautótrofos	Reacciones inorgánicas de óxido-reducción	CO ₂
Heterótrofos:		
Fotoheterótrofos	Luz solar	Carbono orgánico
Quimioheterótrofos	Reacciones orgánicas de óxido-reducción	Carbono orgánico

El principal objetivo del tratamiento es la reducción del contenido de materia orgánica. Comparativamente, los organismos heterótrofos son los de más alta capacidad depurativa, debido a la gran actividad metabólica que poseen; de éstos, los quimioheterótrofos degradan compuestos químicos solubles en condiciones aerobia-anaerobias. Por su parte, los quimioautótrofos oxidan nitrógeno amoniacal y lo transforman a nitratos y nitritos (nitrificación).

En cuanto a los microorganismos no deseables, existen mecanismos, tanto físicos como químicos y biológicos para su eliminación. Los de carácter químico incluyen la oxidación, adsorción y exposición de toxinas por efecto de las plantas. Dentro de los de tipo biológico se incluyen la antibiosis, la ingestión por nemátodos y protozoarios hacia microorganismos de menor tamaño, ataques por bacterias y muerte natural (Rivera *et al.*, 1995). En cuanto a los físicos, están la infiltración, sedimentación, agregación y acción de rayos ultravioleta (Brix, 1987).

2.4.1.5. Zona de salida del efluente

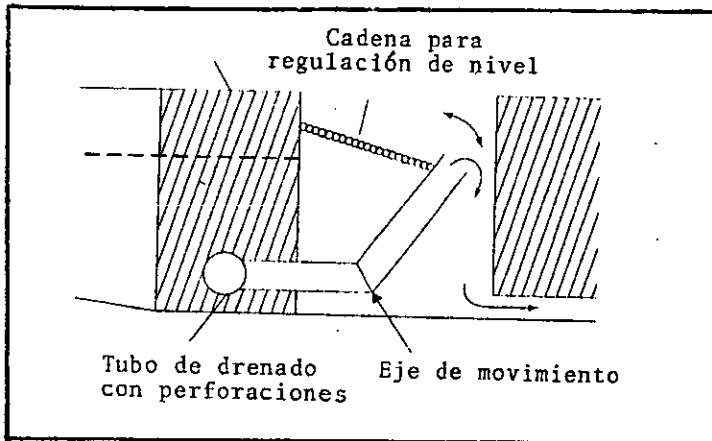
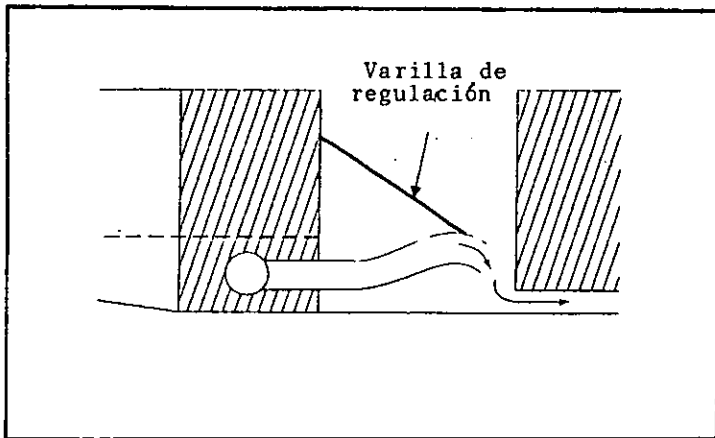
La zona de salida del efluente consta de un arreglo provisto de un tubo colector perforado, que se recubre con grava de diámetro apropiado (20-200 mm) para evitar su azolvamiento (Figura 2.12). El tubo puede contener diversos arreglos y tiene la función de coleccionar uniformemente el efluente y de controlar y ajustar el nivel de agua en el sistema. Los diseños más comunes consisten de un tubo flexible que permite subir o bajar el nivel, dejando o no fluir el agua residual, de acuerdo con los tiempos de residencia hidráulica estimados (Hardenbergh, 1996).

2.4.2. Remoción de los principales contaminantes

En los HA existen diferentes procesos depurativos de los contaminantes. De manera general, en la tabla 2.5 se resumen los principales mecanismos capaces de eliminar las sustancias contaminantes.

Tabla 2.5. Principales mecanismos depurativos en los HA (Hiley, 1995)

Contaminante	Mecanismo depurativo
Sólidos suspendidos	<ul style="list-style-type: none">• Sedimentación• Filtración
Constituyentes orgánicos	<ul style="list-style-type: none">• Degradación microbiológica aerobia• Degradación microbiológica anaerobia
Compuestos nitrogenados	<ul style="list-style-type: none">• Amonificación, nitrificación y desnitrificación microbiológica◦ Fijación de las plantas• Adsorción del lecho• Volatilización del nitrógeno amoniacal
Compuestos fosfatados	<ul style="list-style-type: none">• Adsorción del lecho◦ Fijación de las plantas
Metales pesados	<ul style="list-style-type: none">◦ Adsorción del lecho e intercambio catiónico• Formación de compuestos quelados• Precipitación• Fijación de las plantas• Óxido-reducción microbiológica
Microorganismos no deseables	<ul style="list-style-type: none">• Sedimentación• Filtración• Muerte natural• Depredación• Irradiación por rayos UV• Excreción de antibióticos por parte de las raíces



2.12. Arreglos comunes de la zona de salida del efluente (Hu, 1994)

2.4.2.1. Sólidos suspendidos totales

Los sólidos sedimentables y suspendidos que no son removidos en la etapa de pretratamiento son eficientemente eliminados por el HA, en un intervalo de porcentajes igual al 65-90%, en la mayoría de los sistemas actualmente construidos. Los mecanismos de pretratamiento más comunes son la sedimentación, la filtración y el cribado. De estos, la sedimentación es la operación más empleada, debido a que el objetivo fundamental es el de eliminar el mayor número posible de sólidos en suspensión y evitar con ello los problemas generados por azolvamiento en el HA. El beneficio resultante es el de aumentar la capacidad depurativa y el tiempo de vida útil del sistema. De manera general, se conocen tres mecanismos físicos que provocan la sedimentación en el HA: la gravedad, la resistencia y el movimiento browniano por acción vibratoria de las partículas más pequeñas. El de mayor efecto es la gravedad. Las partículas con elevado peso específico suelen propiciar turbulencias y remolinos, por que tienden a resuspenderse. La competencia entre los sólidos sedimentables y los resuspendidos, las variaciones de fuerzas externas, como los vientos y las lluvias, el nivel de agua en el lecho y diversos fenómenos no conocidos ocasionan serias dificultades para cuantificar las razones de sedimentación y filtración en el sistema (Hilcy, 1995).

Normalmente en la sección inicial del lecho es en donde se presenta con mayor efecto la eliminación de sólidos por vía de la sedimentación y la filtración. Por lo tanto, es en dicha zona en la cual aparecen con más frecuencia problemas por azolvamiento y taponamiento.

2.4.2.2. Compuestos nitrogenados

Los principales mecanismos de remoción de compuestos nitrogenados, en orden de importancia, son la nitrificación, seguida de la desnitrificación microbiológica, la adsorción-fijación por parte de las plantas y la volatilización del nitrógeno amoniacal hacia la atmósfera (Wood, 1995).

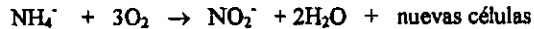
En principio, los contenidos de nitrógeno en el agua residual son oxidados microbiológicamente, en condiciones aerobias y anóxicas, convirtiéndose a nitrógeno amoniacal. A este proceso se le denomina mineralización:



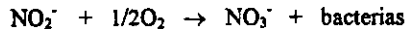
Posteriormente, el NH_4^+ es eliminado por diferentes medios: fijación como biomasa en las plantas, absorción física del suelo y volatilización atmosférica. En relación con la conversión del amonio a gas amoniacal (NH_3) y su posterior volatilización, esta sólo es posible si existen condiciones estables de pH (7.5-8.6 unidades) (Drizo y Frost, 1996).

Con respecto a la nitrificación, dos grupos de bacterias son las encargadas de realizar esta actividad (las nitrosomonas y las nitrobácteres) mediante dos etapas. En la primera, el

NH_4^- es oxidado a nitritos (NO_2^-) por efecto de las nitrosomonas, según la siguiente reacción:

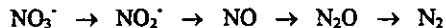


En la segunda etapa el NO_2^- es convertido a nitratos (NO_3^-) por la oxidación de las nitrobácteres mediante la reacción:



El factor fundamental que provoca la nitrificación es la cantidad de oxígeno disuelto (OD) en el lecho. En los humedales horizontales la concentración de OD es normalmente baja, en comparación con los de tipo vertical, por lo que la actividad nitrificante disminuye y se hace más lenta. Para alcanzar un nivel aceptable en la remoción de compuestos nitrogenados, la práctica común es la de incrementar el tiempo de residencia hidráulico en todo el sistema (Morris y Hebert, 1996). En cuanto al efecto de la temperatura, la nitrificación se ve altamente limitada cuando existen valores menores a los 10°C .

Con respecto a la desnitrificación, en la que el NO_3^- es convertido a óxido y gas nitrógeno, ésta normalmente se realiza bajo condiciones anóxicas en presencia de bacterias heterótrofas (Achromobacter, Aereobácteres, Alcaligenes y Pseudomonas, entre otras). Este proceso se efectúa en varias etapas, en un intervalo de pH de 7-8 unidades y a temperaturas superiores a los 5°C , según la siguiente secuencia de reacciones:



2.4.2.3. Fosfatos

Los fosfatos se presentan en el agua residual formando diversos compuestos (ortofosfatos, polifosfatos y fosfatos orgánicos, entre otros). La remoción de estos minerales se efectúa mediante los mecanismos de adsorción, precipitación y fijación que realizan las plantas y el medio de soporte. Algunos autores han sugerido la reducción anaerobia como posible medio de remoción de los fosfatos en los humedales (Drizo y Frost, 1996).

La adsorción del fósforo es controlada por la interacción de los parámetros: potencial redox, pH y minerales con Fe, Ca y Al. El fósforo inorgánico es retenido por compuestos tales como los óxidos e hidróxidos de Al, Ca y Fe. En cuanto al efecto por los hidróxidos, los fosfatos son desplazados para formar complejos inertes de tipo monodentados y binucleares. En condiciones ácidas, la degradación del fósforo se acelera, formando precipitados con fosfato de aluminio y férrico. En el caso de aguas con pH que tienda a condiciones alcalinas, la precipitación dominante es la del hidróxido de calcio.

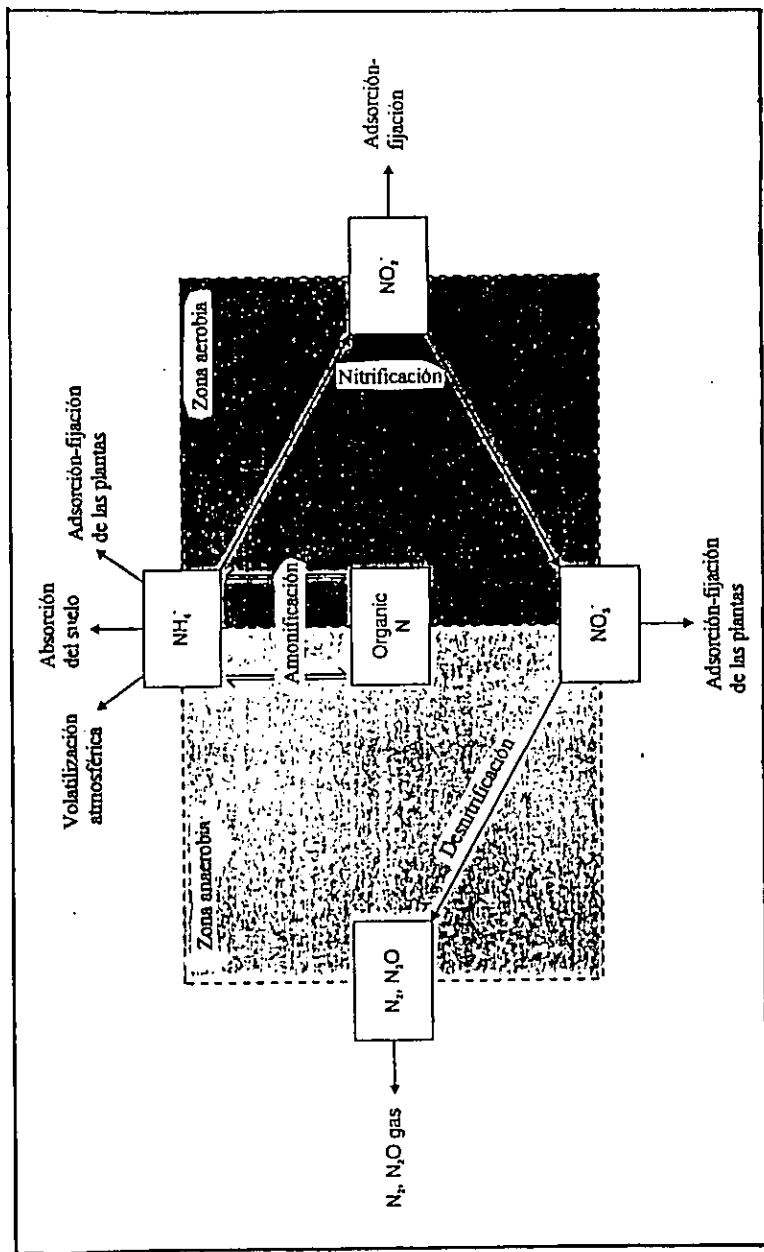


Figura 2.13. Transformación del nitrógeno en un humedal artificial (Mander, 1996)

La fijación del fósforo por acción de las plantas se efectúa de una forma acelerada, aunque tienden a reciclar este compuesto cuando mueren, sedimentándolo en el fondo del lecho. Esta actividad es la de menor efecto en cuanto a la eliminación de sustancias que posean fósforo (Carter, 1986).

En los humedales artificiales, la eficiencia de remoción de los compuestos que contienen fósforo es baja; normalmente se presentan intervalos de 30 a 50% de remoción para los sistemas actualmente en operación (Adler, 1996).

2.6.2.4. Metales pesados y compuestos tóxicos

En algunos casos, las aguas residuales municipales contienen cantidades variables de diversos metales, entre los principales están el Fe, Cr^{6+} , Hg, Pb, Ar, Cd, Cu, Zn, Mn, Ni, Ag y aleaciones como el acero, entre otros. Todos ellos muestran altos niveles de contaminación en los seres vivos, dado que su tendencia es la de acumularse en las cadenas alimentarias (Oke, 1996).

En los HA, mediante reacciones físicas y químicas se remueven los metales pesados en el agua residual. La fijación de estos elementos por acción de las plantas es un mecanismo de tipo secundario.

La depuración de metales mediante reacciones físicas y químicas, considera fenómenos tales como la adsorción y la sedimentación, así como la formación de complejos metálicos y precipitados. La posible eliminación de metales por adsorción depende de diversos factores, entre los que destacan: naturaleza de las partículas metálicas, pH, temperatura, potencial rédox y presencia de cationes activos. Los ejemplos siguientes ilustran algunas formas de eliminación de metales mediante la adsorción fisicoquímica:

El cadmio y el cobre son aceptablemente adsorbidos en el lecho bajo condiciones aerobias en sistemas que presentan bajas interacciones iónicas. En condiciones anóxicas el cadmio se combina con el acero formando ligandos. En el caso del plomo, se adsorbe en medios donde existen complejos organometálicos o minerales arcillosos. En cuanto al zinc, se adsorbe en aguas que contienen sales y óxidos en forma coloidal (Bowner, 1987).

Con respecto al fenómeno de sedimentación de los metales pesados, diversos factores son los que lo influyen: tipo de metal, contenido de materia orgánica, flujos de alimentación y pH. Cuando se tienen condiciones ácidas en el agua residual se favorece la estabilización de los metales y se propicia la precipitación y formación de complejos organometálicos (Shutes, 1996).

Por su parte, las interacciones bioquímicas, como la adsorción de las plantas, provoca la estabilización de los metales pesados y en bajas concentraciones pueden servir como

micronutrientes que promueven el crecimiento de la vegetación en el humedal (Oke, 1996).

2.5. Aplicaciones de los humedales artificiales

Los humedales artificiales se emplean fundamentalmente para tratar aguas residuales de tipo doméstico, pero su aplicación se ha extendido para depurar las descargas generadas por diversas fuentes (Conley, 1991; Gersberg, 1985; Reed, 1992). Entre las principales, se encuentran las siguientes:

- Efluentes de las industrias alimentaria, textil, papelera, etc.
- Efluentes de lixiviados en suelos restaurados por efecto de la contaminación
- Precipitaciones pluviales urbanas
- Efluentes de refinerías, hospitales, escuelas, centros comerciales, oficinas, etc.

Adicionalmente, los HA ofrecen diversas funciones, que son resultado de sus características naturales intrínsecas (Rivera y Rivera, 1993). A continuación se señalan las más importantes:

- Sirven como reservorio para la vida silvestre (aves migratorias, anfibios, reptiles, etc.)
- Fijan el carbono orgánico
- Contribuyen al balance fotosintético global $\text{CO}_2\text{-O}_2$
- Reducen la presencia de microorganismos no deseables
- Biodegradan los compuestos tóxicos

2.6. Ventajas y desventajas

Llevando a cabo un buen diseño de construcción, operación y mantenimiento, es posible obtener una calidad de agua, acorde con las normatividades nacionales e internacionales vigentes, susceptible de ser empleada para riego agrícola o para reuso industrial. Los costos de implementación son menores en comparación con los sistemas de tratamiento convencionales. Este tipo de tecnología cuenta con periodos de vida útil mayores a los 25 años y no sufren fácilmente desequilibrios por cambios bruscos de concentración en el influente (Cooper *et al.*, 1996). Se han reportado estudios que muestran resultados satisfactorios cuando el sistema es alimentado con aguas que contienen detergentes, materiales medianamente tóxicos y metales pesados (Netter, 1990), llegándose también a eliminar satisfactoriamente microorganismos no deseables (Kreiner, 1995; Rivera *et al.*, 1995). Se ha comprobado que los humedales artificiales no sufren una disminución significativa de su actividad depuradora cuando se presentan bajas temperaturas, pero también se ha observado que la misma se ve mejorada en zonas con climas cálidos, debido a que se incrementan la biodegradación, por parte de los microorganismos, y los fenómenos fotosintéticos en las plantas (Yang *et al.*, 1995).

Aunque su aplicación está dirigida hacia comunidades rurales y semiurbanas, la construcción de los HA también puede ser practicada en zonas típicamente urbanas, a efecto de contribuir a la depuración de las aguas residuales en el mismo sitio donde se generan. Este tipo de sistemas pueden ser adaptados en jardines, parques públicos, avenidas y áreas verdes, contribuyendo con ello, a la restauración del equilibrio ecológico y estético de la zona. Adicionalmente, se ha demostrado que cuando se operan y mantienen adecuadamente no generan malos olores ni presencia de mosquitos (Luna-Pabello *et al.*, 1997b; Sereico y Larneo, 1988).

Uno de los principales inconvenientes que presentan los HA es el requerimiento de grandes extensiones de terreno para su construcción, pero en la medida de que se mejoren el diseño y operación del sistema, la magnitud del área tenderá a disminuir. Por otra parte, si sólo se emplea un tipo de planta, se puede correr el riesgo de que el sistema sea atacado por plagas, lo cual puede prevenirse si se plantan dos o más especies de plantas vasculares en el lecho. Cabe señalar, que en caso de que por algún motivo la vegetación se secase, existe la posibilidad de que ocurran incendios por accidente (Mackney, 1990; Wood, 1995).

CAPÍTULO 3: SITUACIÓN ACTUAL

3.1. Introducción

En función de la problemática que presenta un alto porcentaje de pequeñas y medianas comunidades en México, en lo que se refiere al abasto de agua potable y su contaminación, es necesario proponer soluciones técnicamente factibles y económicamente viables, que resuelvan de manera favorable esta situación. En particular, este proyecto presenta una propuesta alterna para tratar aguas residuales en localidades de este tipo, la cual puede cumplir con estas condiciones. Para tal fin, se desarrollan varias actividades, en las que se analiza la factibilidad de construir una planta de tratamiento de aguas residuales en el Vivero Forestal de Coyoacán, D.F., dependiente de la SEMARNAP, conocido comúnmente como Viveros de Coyoacán. La actividad inicial es la delimitación del problema, para lo cual se consideran los siguientes aspectos:

- Revisión bibliográfica de los procesos

En función de las características que poseen los humedales artificiales y de los alcances del proyecto, se considera el sistema a base de humedales artificiales de flujo horizontal (HAFH) para efectuar el presente estudio. Asimismo, como el agua tratada será empleada para el riego de una parte del Vivero, no es deseable que se pierdan sustancias que puedan servir como nutrimentos, como serían los nitratos y fosfatos. En este sentido, la elección del HAFH facilita la ejecución de este objetivo, dado que para tales compuestos el sistema tiene un intervalo depurativo del 40 al 60%.

- Disposición de agua residual en los Viveros de Coyoacán

En los Viveros de Coyoacán se cuentan con algunas facilidades para llevar a cabo la construcción del sistema, como son la superficie requerida y el aporte continuo de agua residual, la cual es conducida por el Río Magdalena, que atraviesa las instalaciones del Vivero. Por otra parte, los Viveros presentan problemas de abastecimiento de agua para el riego de las plantas, por lo que se opta en tiempos de secas por emplear las aguas negras. Esta actividad provoca problemas con la reproducción y desarrollo de la vegetación, así como el incremento potencial de posibles infecciones, tanto para el personal que labora en las instalaciones, como para los visitantes. Otro inconveniente es la presencia de mosquitos y malos olores.

- Determinación de las características del agua residual problema

En la tabla 3.1 se muestran las características promedio del agua residual, luego de tomas periódicas de muestras, a lo largo de los meses de febrero a octubre de 1997. Las condiciones que presenta el agua la ubican dentro de la composición típica del agua residual doméstica, de acuerdo con los criterios reportados por la bibliografía especializada (Metcalf y Eddy 1991). En ese sentido, dichas aguas poseen las condiciones para ser tratadas mediante un HAFH; toda vez que se pretende cumplir con las normas nacionales en materia de aguas para uso en riego agrícola. En especial, se toma en cuenta la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, la cual establece los límites máximos

permisibles para contaminantes básicos en aguas residuales para reuso en riego agrícola. Complementariamente, se considera la normatividad propuesta por la legislación de Austria, debido a que sus restricciones se emplean como criterios de tratabilidad en los HA (Haberl y Perfler, 1995).

Tabla 3.1. Intervalo de valores fisicoquímicos que presenta el agua residual del Río Magdalena en la zona de los Viveros de Coyoacán y valores deseados para uso en riego agrícola que establecen la Norma Oficiales Mexicana NOM-ECOL-1996

Parámetro	Unidades	Agua residual	NOM-ECOL-001-1996 (lím. máx. perm.)	Normatividad austriaca
Demanda bioquímica de oxígeno en 5 días	mg/L	210-350	120	30
Demanda química de oxígeno	mg/L	280-630	-	80
Sólidos totales	mg/L	250-430	120	50
Sólidos sedimentables	mL/L	0.5-3.2	-	-
Potencial de hidrógeno	unidades	6.7-7.6	6.5 a 8.5	-
Temperatura	°C	16.3	-	-
Nitrógeno amoniacal	mg/L	2.5-7.0	-	10
Ortofósforo	mg/L	2.2-5.3	-	-
Nitrógeno Kjeldahl	mg/L	27-36	-	-
Conductividad eléctrica	µmho/cm	350-670	2000	800

3.2. Cálculo de la carga contaminante

En función del valor más alto que presenta la demanda bioquímica de oxígeno ($DBO_5 = 350 \text{ mg/L}$), mostrado en la Tabla 3.1 y de acuerdo al volumen de agua residual a tratar (0.0647 L/s), se determina la carga contaminante (Cc). La siguiente fórmula es la más usual:

$$Cc \text{ (kg / día)} = \frac{DBO_5(\text{mg / L}) * \text{Flujo}(\text{L / s}) * (86500 \text{ s / día})}{1000000 \text{ mg / kg}}$$

El resultado de la carga contaminante es igual a:

$$Cc = 1.96 \text{ kg/día}$$

Con estos resultados, se establece una comparación de los parámetros evaluados para el agua residual con los límites de calidad requeridos por la Norma Oficial Mexicana NOM-CCA-032-ECOL/1993 y la norma de Austria en materia de reuso para riego agrícola. De

la comparación de las Tablas 3.1 y 3.2, se observa que el agua residual del Río Magdalena posee límites máximos permisibles intermedios, por lo que es factible su tratamiento mediante un humedal artificial de flujo horizontal.

Tabla 3.2. Composición típica del agua residual doméstica (todos los valores están dados en mg/L, excepto los sólidos sedimentables que se expresan en mL/L) (Metcalf y Eddy, 1991)

Constituyentes	Concentración		
	Máxima	Media	Mínima
Sólidos, totales	1200	700	350
-Disueltos, totales	850	500	250
-Fijos	525	300	145
-Volátiles	325	200	105
Suspendidos, totales	350	200	100
-Fijos	75	50	30
-Volátiles	275	150	70
Sólidos sedimentables	20	10	5
Demanda bioquímica de oxígeno en 5 días	300	200	100
Carbono orgánico total	300	200	100
Demanda química de oxígeno	1000	500	250
Nitrógeno total (como N)	85	40	20
-Orgánico	35	15	8
-Amoniaco libre	50	25	12
-Nitritos	0	0	0
-Nitratos	0	0	0
Fósforo total (como P)	20	10	6
-Orgánico	5	3	2
-Inorgánico	15	7	4
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO ₃)	200	100	50
Grasas	150	100	50

CAPÍTULO 4: ESTRATEGIA DE EJECUCIÓN

4.1. Introducción

Cuando se hace referencia a la ingeniería de proyectos, se debe entender por ésta como todo el camino que es necesario seguir para alcanzar un objetivo cuyo logro requiere de una serie de actividades en las que intervienen diversas disciplinas, entre las que se incluye la ingeniería química (Morales-Valladárez, 1994).

En cuanto al objetivo consistente en construir una planta piloto para el tratamiento biológico de aguas residuales domésticas, se pueden identificar las siguientes fases en la ejecución del proyecto:

- Planeación
- Estudio de factibilidad técnico-económico
- Ingeniería básica
- Ingeniería de detalle
- Adquisiciones
- Construcción
- Pruebas y arranque

Estas fases, si bien diferenciadas, están estrechamente interrelacionadas. Con esto se quiere decir, por ejemplo, que para iniciar la ingeniería de detalle es indispensable que ciertas actividades de la ingeniería básica hayan concluido, pero éstas, a su vez, necesitan de cierta información de la fase de detalle (Rase y Barrow, 1973).

Si bien las etapas de planeación y estudio de factibilidad técnico-económica son posibles campos de especialización del profesional de las carreras químicas, el campo de acción natural, especialmente de la ingeniería química, es la fase de ingeniería básica. Especialmente, en este trabajo se presenta una propuesta para las tres primeras etapas arriba señaladas (planeación, estudio técnico-económico e ingeniería básica). Estos documentos son parte del antecedente del proyecto global para la construcción de una planta piloto a base de un humedal artificial de flujo horizontal (HAFH), para tratar aguas residuales domésticas. Éste se construirá en los Viveros de Coyoacán, como parte de convenios suscritos por las siguientes entidades: Universidad de Agricultura y Recursos no Renovables de Austria (BOKU) y la Secretaría del Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca (SEMARNAP) con la Facultad de Química de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).

Actualmente, en México existe un número muy limitado de sistemas de tratamiento de aguas residuales; a pesar de que se presenta un sinnúmero de problemas de tipo ambiental debidos a la generación de aguas residuales contaminadas. La meta principal es la de construir sistemas que proporcionen una solución técnicamente factible y económicamente viable para las condiciones que prevalecen en gran parte del territorio nacional.

De manera particular, el presente proyecto tiene la finalidad de desarrollar un estudio de ingeniería básica para el diseño de una planta piloto para el tratamiento biológico de aguas residuales, a base de un HAFH. En cuanto a las actividades que componen el presente documento, en principio, mediante el estudio técnico-económico (capítulo 5), se describe la etapa experimental, la cual incluye estudios en columnas con diferentes tipos y diámetros de material de empaque (gravilla y tezontle), susceptibles de ser empleados como medios de soporte en estos sistemas, así como pruebas realizadas en un reactor empacado con tezontle de diferentes tamaños de partícula. Estas dos fases experimentales se efectuaron con el fin de obtener los siguientes parámetros de diseño: conductividad hidráulica, velocidad de infiltración, porosidad del medio de soporte y porcentaje de remoción de materia orgánica, en términos de la demanda bioquímica de oxígeno en cinco días (DBO_5) y la demanda química de oxígeno (DQO). Asimismo, se presenta el estudio de inversión, en el cual se estiman los costos de inversión, fijos y diferidos, y se evalúa la rentabilidad del proyecto. Finalmente, se establecen los criterios de selección del tren de tratamiento para la planta piloto, en los que se hace una evaluación en cuanto a la necesidades y recursos del proyecto para determinar los equipos y accesorios principales que conjuntan al sistema.

Con los puntos anteriores, en el capítulo 6, se elaboran los documentos que componen la ingeniería básica, los cuales son principalmente:

- Bases de diseño

En las que se fijan los lineamientos del diseño del HAFH.

- Criterios de diseño

Tienen la finalidad de establecer y uniformizar la aplicación de todos los criterios a considerar en el diseño de los equipos de tratamiento en el sistema.

- Balances globales de agua

En este documento se indican las características de las diferentes corrientes que entran y salen de los equipos de tratamiento.

- Descripción detallada del proceso de tratamiento

En este punto se incluyen los flujos volumétricos, características del agua residual y la calidad requerida en cada una de la etapas del tratamiento y en la descarga final

- Diagramas de proceso de tratamiento

En esta parte se elaboran los diagramas de todos y cada uno de los equipos que conforman el proceso de tratamiento, conforme a la alternativa seleccionada en la evaluación técnico-económica.

- Hojas de datos de los equipos principales de tratamiento

En las hojas de datos está contenida toda la información requerida para el diseño mecánico y especificación de los equipos seleccionados.

- Filosofías básicas de operación

En este documento se analiza el comportamiento del sistema, definiendo los lineamientos para su adecuada operación en situaciones normales y especiales.

4.2. Planeación

Para la generación del programa de fechas se toman en cuenta los factores siguientes:

- La meta a alcanzar
- Los recursos con que se cuenta
- Las limitantes para poder alcanzarla

Estas tres características son básicas para la elaboración de los siguientes documentos:

- Cronología de actividades
- Diagrama de Gantt
- Estimado de H-H (horas-hombre)

A continuación se muestran las tablas 4.1 y 4.2 y la figura 4.1 que conforman la fase de planeación.

Figura 4.1. Curva de avance para la ejecución del proyecto "HAFH"
.....

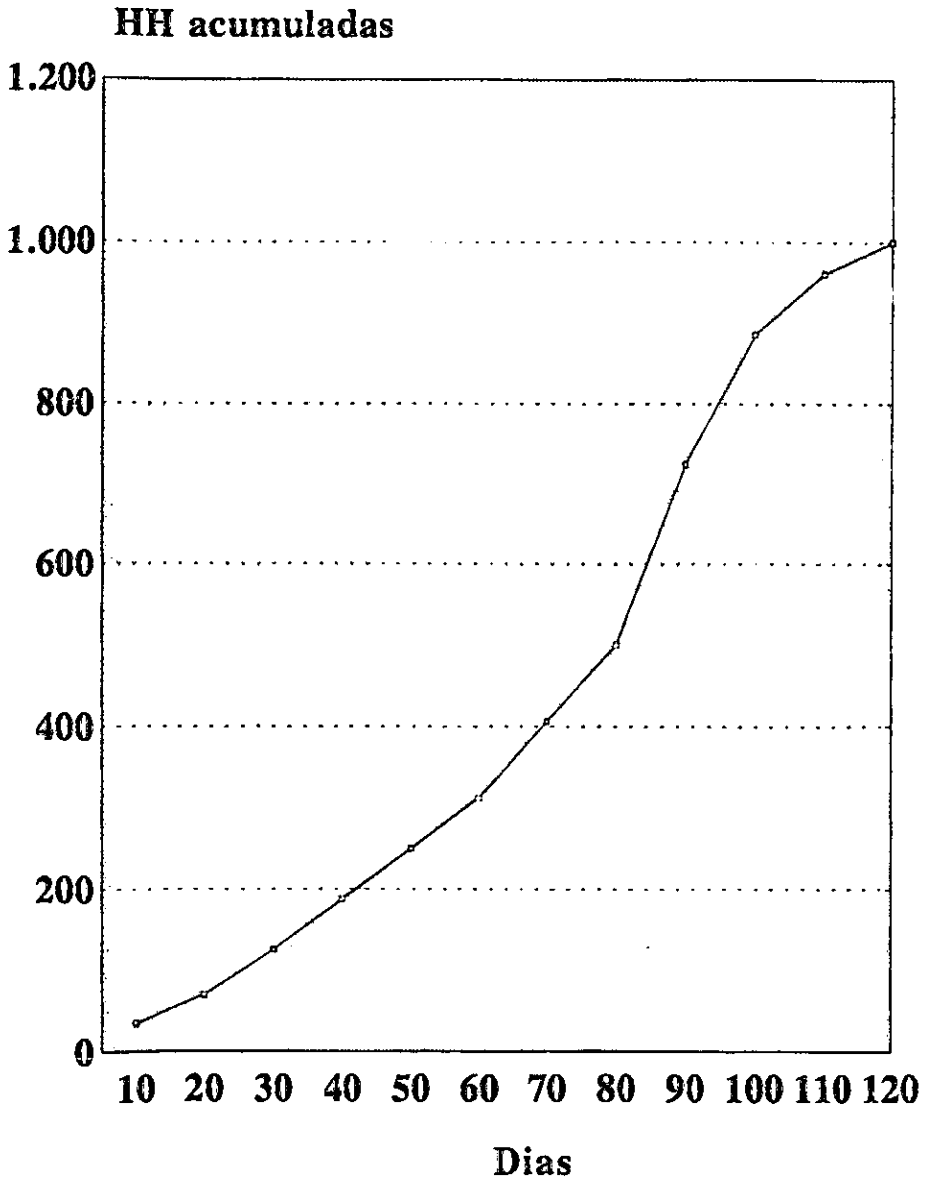


Tabla 3.1. Cronología de actividades para el proyecto de diseño y construcción de la planta de tratamiento

Núm	Actividad	Duración (días)	Fecha inicio	Fecha término	Actividad precedente
1	Inicio del proyecto	1	6/10/97	6/10/97	
2	Muestreo de corrientes	5	6/10/97	10/10/97	1
3	Análisis de las muestras	2	13/10/97	14/10/97	2
4	Reporte de resultados	1	15/10/97	15/10/97	3
5	Análisis de resultados	1	15/10/97	15/10/97	4
6	Selección del tren de tratamiento	2	16/10/97	17/10/97	5
7	Evaluación económica:	14	20/10/97	6/11/97	
8	Presupuesto de inversión global	6	20/10/97	27/10/97	7
9	Costos de operación y mantenimiento	5	28/10/97	3/11/97	8
10	Evaluación del proyecto	3	4/11/97	6/11/97	9
11	Ingeniería básica:	17	27/10/97	17/11/97	
12	Bases y criterios de diseño	2	27/10/97	28/10/97	11
13	Descripción detallada del HAFH	2	29/10/97	30/10/97	5,6,10
14	Diseño de los equipos y sistemas	3	30/10/97	3/11/97	12,13
15	Especificación de equipos y materiales	1	4/11/97	4/11/97	13,14
16	Arreglo general del sistema	2	5/11/97	6/11/97	13,14,15
17	Requerimiento de servicios auxiliares	1	7/11/97	7/11/97	16
18	Elaboración de planos	5	10/11/97	14/11/97	16,17
19	Elaboración de las filosofías básicas de operación	1	17/11/97	17/11/97	12,16
20	Ingeniería de detalle:	12	18/11/97	10/12/97	
21	Levantamiento topográfico	2	18/11/97	21/12/97	11
22	Diseño estructural del HAFH y de los equipos	2	24/11/97	25/11/97	11,12,13
23	Diseño hidráulico	1	26/11/97	26/11/97	19
24	Especificación detallada del HAFH y de los equipos	1	27/11/97	27/11/97	20
25	Diagramas típicos de instalación	1	28/11/97	28/11/97	20

Continuación

Núm	Actividad	Duración (días)	Fecha inicio	Fecha término	Actividad precedente
26	Planos de arreglo de tubería	2	1/12/97	2/12/97	21,22
27	Isométricos de tuberías	1	3/12/97	3/12/97	23
28	Planos a detalle del HAFH y de los equipos	3	4/12/97	9/12/97	24
29	Lista de tuberías y válvulas	1	10/12/97	10/12/97	26
30	Lista de equipos y materiales	1	10/12/97	10/12/97	21,25
31	Procura de equipos y materiales:	22	18/11/97	19/12/97	
32	Cotización	5	18/11/97	25/11/97	27
33	Análisis técnico-económico	1	26/11/97	26/12/97	29
34	Selección de compra de materiales equipo	3	27/11/97	1/12/97	30
35	Inspección de materiales y equipos	4	2/12/97	5/12/97	31
36	Expeditación de materiales y equipos	2	8/12/97	9/12/97	32
37	Entrega de materiales y equipos	6	10/12/97	19/12/97	33
38	Construcción:	33	2/12/97	30/01/98	
39	Limpieza del terreno	1	2/12/97	2/12/97	25
40	Excavación, cimentaciones	12	3/12/97	19/12/97	36
41	Montaje de estructuras	12	5/01/98	20/01/98	37
42	Montaje de equipos	4	21/01/98	26/01/98	38
43	Montaje de tuberías e instrumentos	4	27/01/98	30/01/98	39
44	Arranque y operación:	35	2/02/98	20/03/98	
45	Pruebas de todo el sistema	3	2/02/98	4/02/98	40
46	Arranque y estabilización	12	5/02/98	20/02/98	42
47	Pruebas de tratabilidad	15	23/02/98	13/03/98	43
48	Manuales detallados de operación y mantenimiento	5	16/03/98	20/03/98	44
49	Fin del proyecto	1	20/03/98	20/03/98	45-48

Tabla 3.2. Diagrama de Gantt

Núm	ACTIVIDAD	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
1	Inicio del proyecto:	xxx					
2	Muestreo de corrientes	xxx					
3	Análisis de las muestras	xxx					
4	Reporte de resultados	xxx					
5	Análisis de resultados	xxx					
6	Selección del tren de tratamiento	xxx					
7	Evaluación económica:	xxx	xxx				
8	Presupuesto de inversión global	xxx					
9	Costos de operación y mantenimiento	xxx					
10	Evaluación del proyecto		xxx				
11	Ingeniería básica:		xxx				
12	Bases y criterios de diseño		xxx				
13	Descripción detallada del HA		xxx				
14	Diseño de los equipos y sistemas		xxx				
15	Especificación de equipos y materiales		xxx				
16	Arreglo general del sistema		xxx				
17	Requerimiento de servicios auxiliares		xxx				
18	Elaboración de planos		xxx				
19	Elaboración de las filosofías básicas de operación		xxx				
20	Ingeniería de detalle:		xxx	xxx			
21	Levantamiento topográfico		xxx				
22	Diseño estructural del HA y de los equipos			xxx			
23	Diseño hidráulico			xxx			
24	Especificación detallada del HA y de los equipos			xxx			
25	Diagrama de tubería e instrumentación			xxx			
26	Planos de arreglo de tubería			xxx			
27	Isométricos de tuberías			xxx			
28	Planos a detalle del HA y de los equipos			xxx			
29	Lista de tuberías y válvulas			xxx			
30	Lista de equipos y materiales			xxx			
31	Procura de equipos y materiales:			xxx	xxx	xxx	
32	Cotización			xxx	xxx		
33	Análisis técnico-económico				xxx		
34	Selección de compra de materiales equipo				xxx	xxx	
35	Inspección de materiales y equipos				xxx	xxx	
36	Expeditación de materiales y equipos				xxx	xxx	
37	Entrega de materiales y equipos				xxx	xxx	
38	Construcción:				xxx	xxx	
39	Limpieza del terreno				xxx		
40	Excavación, cimentaciones				xxx		
41	Montaje de estructuras				xxx	xxx	
42	Montaje de equipos					xxx	
43	Montaje de tuberías e instrumentos					xxx	
44	Arranque y operación:						xxx
45	Pruebas de todo el sistema						xxx
46	Arranque y estabilización						xxx
47	Pruebas de tratabilidad						xxx
48	Manuales detallados de operación y mantenimiento						xxx
49	Fin del proyecto						xxx

CAPÍTULO 5: EVALUACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA

5.1. Introducción

En este capítulo se presenta un análisis técnico-económico que incluye, como principal actividad, una evaluación de las opciones de tratamiento que permita seleccionar la más adecuada en términos de la calidad requerida para el agua tratada. Para su ejecución se toman como base las características fisicoquímicas que posee el agua residual, las condiciones del sitio, los recursos técnicos y económicos con que se cuenta y, en particular, los objetivos que se persiguen con la construcción de un sistema de tratamiento a base de humedales artificiales.

Como parte inicial de la evaluación se realizan ensayos experimentales a nivel de laboratorio, que constan de pruebas en columnas empacadas y en un reactor de 0.155 m³. Estas pruebas tienen la finalidad de obtener los parámetros básicos de diseño para la construcción de un humedal artificial de flujo horizontal (HIAFH), a escala de planta piloto. También, se presenta el estudio de inversión, en el cual se estiman los costos de inversión, fijos y diferidos, y se evalúa la rentabilidad del proyecto. Finalmente, se establecen los criterios de selección del tren de tratamiento para la planta piloto, en los que se hace un análisis en cuanto a la necesidades y recursos del proyecto para determinar los equipos y accesorios principales que conjuntarán al sistema.

5.2. Ensayos experimentales

Aún cuando en la bibliografía referente al estudio de los humedales artificiales se puede encontrar abundante información sobre los resultados experimentales obtenidos bajo diversas circunstancias (criterios de diseño, tipo de material, condiciones de operación y características de las aguas residuales a tratar), frecuentemente los aspectos analizados resultan insuficientes para explicar el comportamiento real de los sistemas evaluados y más aún, para poder extrapolar las experiencias a condiciones típicas del medio donde se pretendan construir.

Con la finalidad de establecer las bases y criterios para el diseño y construcción de un humedal artificial a escala piloto, se lleva a cabo, entre otras actividades, la ejecución de pruebas experimentales tanto en columnas como en un reactor empacados con tezontle de diferentes tamaños de partícula. De manera particular, dichas pruebas son el antecedente necesario para determinar la información siguiente:

1. El porcentaje de contaminantes removidos en cada una de las etapas de tratamiento

El objetivo fundamental del tratamiento es la eliminación de la materia orgánica contenida en el agua residual, medida como DBO₅ y DQO. De acuerdo con la Tabla 3.1, éste es el principal contaminante que se encuentra en las aguas residuales evaluadas.

En especial, la evaluación experimental contribuye a definir el tren de tratamiento más adecuado que facilite la generación de un agua tratada con calidad para su reuso en riego agrícola. De acuerdo con las características del agua residual y del agua tratada que se desee

obtener, se elige el tren de tratamiento que permita la remoción de los contaminantes de forma eficiente, en menor tiempo y a menores costos.

2. Los parámetros reales para el dimensionamiento del sistema y los equipos adicionales

Uno de los objetivos de las pruebas experimentales que se llevan a cabo en este trabajo es el de generar los criterios básicos de diseño para el dimensionamiento de un HAFH a escala piloto. Cabe destacar que el principal inconveniente para realizar esta actividad, es el de no contar con modelos de aplicación generalizados para distintas condiciones de diseño; toda vez que existen diferencias significativas en cuanto a los parámetros seleccionados en los sistemas actualmente construidos, tanto a nivel piloto como a escala real. En este sentido, se propone montar pruebas experimentales que permitan obtener una estimación confiable de las variables siguientes:

- Flujo de alimentación al sistema
- Conductividad hidráulica del medio de soporte
- Velocidad de infiltración del medio de soporte
- Tiempo de residencia hidráulico
- Razón de carga hidráulica

3. Evaluación de materiales alternos para la adecuación del sistema

Con la finalidad de evaluar el comportamiento depurativo de materiales alternos a los propuestos, se propone la implementación del tezontle como medio de soporte en el HAFH, debido que cumple con las características que lo hacen comparativamente más adecuado en relación con otro tipo de materiales. En particular, es un mineral altamente ligero, posee una elevada porosidad, se encuentra en la mayor parte del país, es económico y tiene una alta capacidad de formar biopelícula en su superficie.

Con base en los tres puntos anteriores, en los subcapítulos siguientes se describen de manera detallada cada una de las pruebas llevadas a cabo experimentalmente.

5.2.1. Determinación de la conductividad hidráulica y eficiencia de remoción de materia orgánica en columnas empacadas con grava y tezontle

5.2.1.1. Materiales y métodos

Se construyeron 9 columnas de cloruro de polivinilo (PVC) de 60 cm de largo, 10.5 cm de diámetro y 5195.4 mL de volumen. Como material de empaque se utilizaron gravilla y tezontle, con diferentes diámetros (Tabla 5.1). Para evitar la salida del material de empaque se acondicionó una capa de fibra sintética entre la parte final del cilindro y el inicio de la parte cónica, como se muestra en la figura 5.1. El manejo experimental de las columnas se realizó como se ilustra en la figura 5.2.

Tabla 5.1. Características de las columnas empleadas en el experimento

Columna	Material	Diámetro promedio (mm)	Peso del material empacado (g)
1G (grava)	Grava	0.5-4	6434
2G (grava)	Grava	4-8	6334
3G (grava)	Grava	8-12	6050
1T (tezontle)	Tezontle	0.5-4	3362
2T (tezontle)	Tezontle	4-8	3197
3T (tezontle)	Tezontle	8-12	3096

Cada una de las columnas contó con un testigo, el cual consistió en una columna de iguales características, a la que se alimentó con agua corriente. Para ambos tipos de columna, grava (G) y tezontle (T), se efectuaron 100 corridas de 250 mL de agua residual del Río Magdalena, a fin de evaluar los parámetros siguientes, según los procedimientos indicados por la APHA (1992): porcentaje de remoción de materia orgánica disuelta, medida como demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) y como demanda química de oxígeno (DQO), pH, conductividad eléctrica (CE), sólidos sedimentables (Sse), sólidos totales fijos (STF), sólidos totales volátiles (STV), sólidos totales (STT), porcentaje de espacio poroso, velocidad de infiltración y conductividad hidráulica (CH).

5.2.1.2. Resultados y discusión preliminares

De acuerdo con los resultados experimentales observados (Tablas 5.2 y 5.3), a medida que disminuye el tamaño de partícula para ambos materiales, se reducen el porcentaje de espacio poroso, la velocidad de infiltración, y la conductividad hidráulica. En el caso del tezontle, este comportamiento es más evidente, debido fundamentalmente a que posee una mayor porosidad, en comparación con la gravilla, lo cual propicia una alta retención de materia orgánica. Además, dicha porosidad puede provocar una mayor proliferación de microorganismos que aumenten la capacidad depurativa (Ramírez Carrillo *et al.*, 1997).

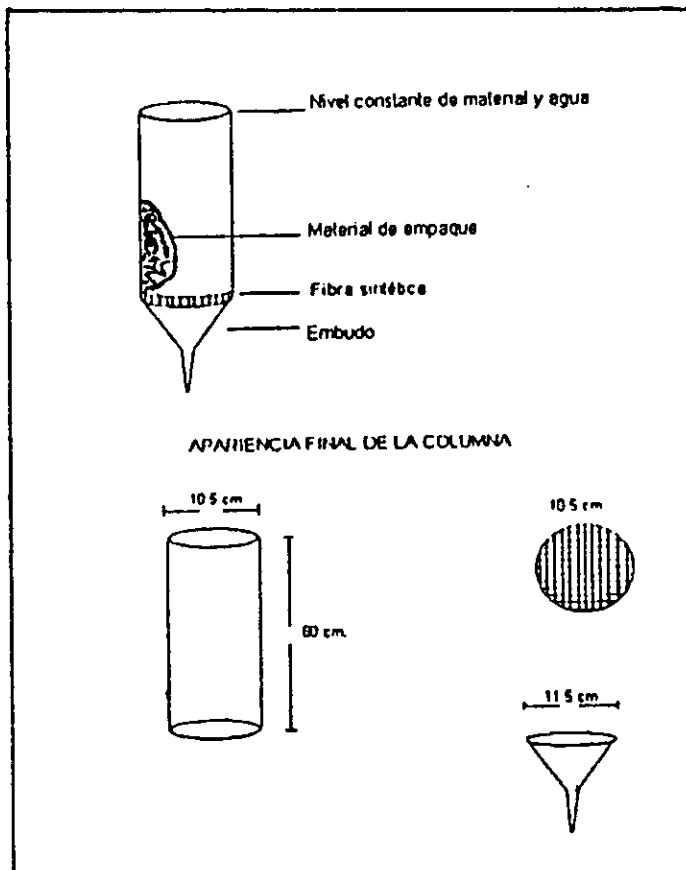


Figura 5.1. Esquema de una de las columnas empleada experimentalmente (Ramírez-Carrillo *et al.*, 1997)

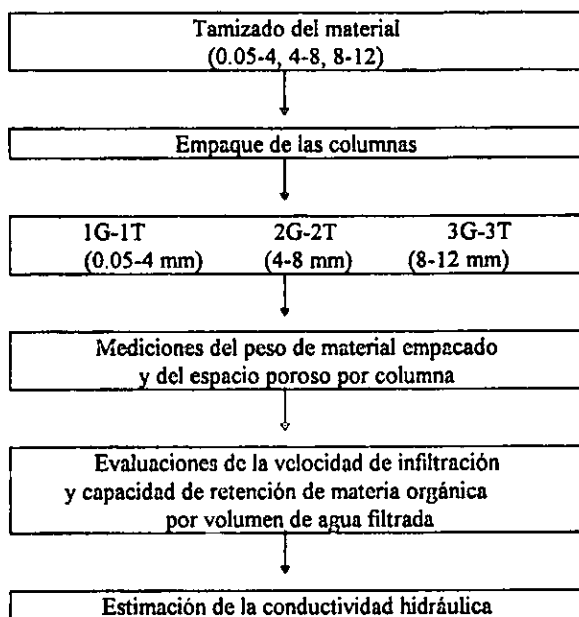


Figura 5.2. Diagrama del manejo experimental efectuado con las columnas empaçadas (Ramírez-Carrillo *et al.*, 1997)

Con relación a la calidad del agua tratada, después de su infiltración en las columnas con tezontle, se observa que ésta es mejor que la obtenida con grava (Gráfica 5.1). Con respecto a la remoción de materia orgánica, ésta alcanza un 80%, medida como DBO₅, en la columna 2T, que contiene tezontle con diámetro de 4-8 mm. Este resultado es comparativamente mejor que utilizando grava (50% de eficiencia). Por otra parte, en términos de la DQO, el porcentaje fue de 70% con tezontle y 60% con gravilla para los mismos diámetros.

Finalmente, de acuerdo con la calidad fisicoquímica del agua residual filtrada en las columnas empaçadas con tezontle, los resultados demuestran que comparativamente se obtienen mejores resultados en función de la evaluación de los siguientes parámetros: CE, Sse, STT, STF y STV, lo cual puede observarse en la tabla 5.3.

5.2.1.3. Conclusiones preliminares

De acuerdo con los resultados experimentales, con respecto a los intervalos de tamaño de partícula, conforme su diámetro disminuye, aumentan los porcentajes de remoción de materia orgánica, en términos de la DBO₅ y la DQO. Asimismo, los parámetros fisicoquímicos evaluados también disminuyen en su concentración (CE, Sse, STT, STF y STV).

Tabla 5.2. Relación de los parámetros evaluados en las diferentes columnas empacadas con tezontle y grava luego de 100 corridas

Columna	Espacio poroso (%)	Tiempo de residencia hidráulico (min)	Velocidad de infiltración (mL/s)	Conductividad hidráulica ($\text{cm}^3/\text{cm}^2\text{s}$)
1G	47.7	3.72	0.44	0.002
1T	54.1	6.72	0.62	0.022
2G	51.9	2.35	1.15	0.0395
2T	59.3	5.92	0.82	0.028
3G	53.1	1.92	2.3	0.0265
3T	66.7	4.50	0.92	0.033

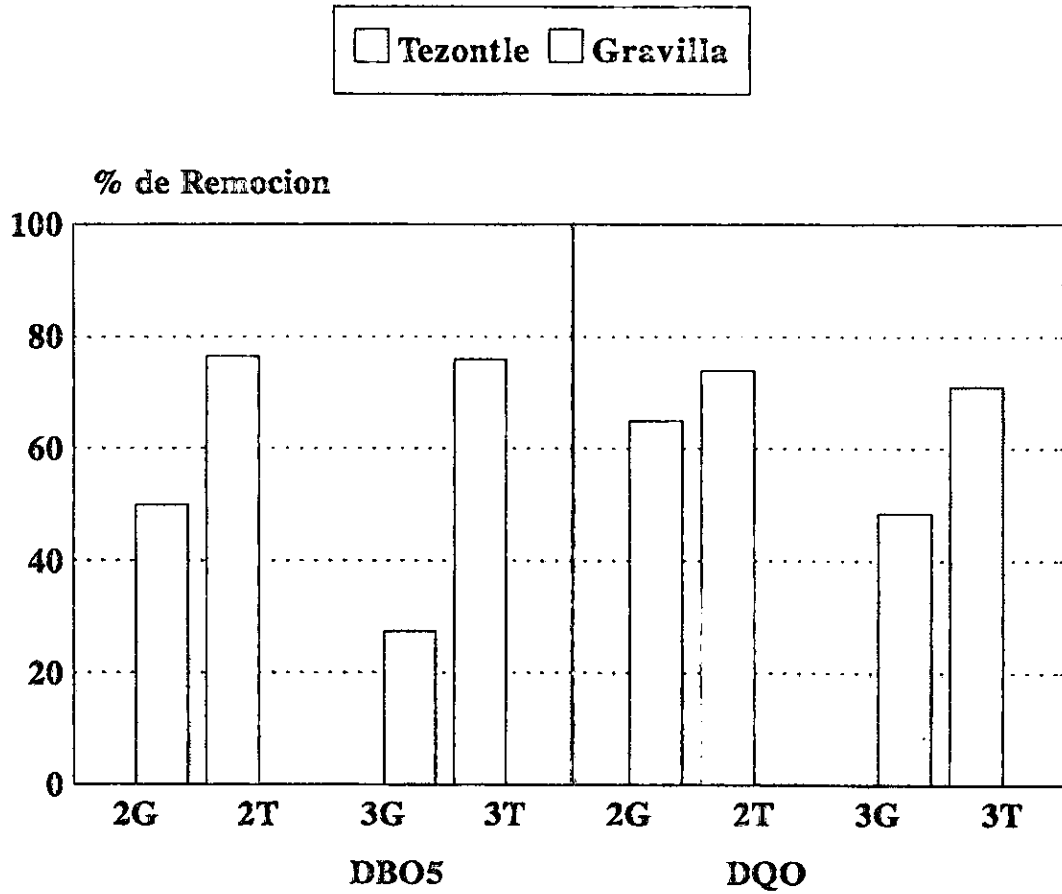
Tabla 5.3. Valores fisicoquímicos registrados en las muestras de agua residual y corriente antes y después de su filtración en las columnas empacadas con tezontle

Muestra	DBO ₅ (mg/L)	Porcentaje remoción DBO ₅ (%)	DQO (mg/L)	Porcentaje remoción DQO (%)	pH
Antes de la filtración	240	-	368	-	7.16
1G	70	71	130	65	7.1
1T	42	82	96	73	7.08
2G	120	50	140	60	6.59
2T	50	80	108	70	7.16
3G	168	30	260	30	7.20
3T	56	76	98	70	7.11

Tabla 5.3a. Continuación de resultados de los valores fisicoquímicos registrados

Muestra	CE ($\mu\text{mho}/\text{cm}$)	Sse (mg/L)	STT (mg/L)	STF (mg/L)	STV (mg/L)
Antes de la filtración	417	2.1	610	0.12	0.092
1G	250	11	428	0.16	0.056
1T	550	0.2	216	0.18	0.056
2G	510	13	81	0.33	0.10
2T	600	0.25	298	0.42	0.01
3G	520	18	319	0.99	0.29
3T	500	0.31	310	0.52	0.028

Grafica 5.1. Porcentaje de remocion de materia organica para ambos tipos de material por columna



De acuerdo con la gráfica 5.1, se observa que el tezontle ofrece una mayor capacidad para depurar los contaminantes que se encuentran en el agua residual estudiada, en comparación con la grava.

A partir de estos resultados se propone efectuar investigaciones a escala de laboratorio en donde se emplee al tezontle y su tamaño de partícula óptimo, como factores de diseño para el empaque de un reactor de 0.155 m^3 de volumen.

A continuación se presentan las pruebas efectuadas en el reactor experimental empacado.

5.2.2. Determinación de la eficiencia de remoción de materia orgánica y evaluación del tiempo de residencia hidráulico en un reactor empacado con tezontle

5.2.2.1. Materiales y métodos

Para el desarrollo de las pruebas se empleó un reactor experimental a escala de laboratorio, construido con material de acrílico. Las dimensiones con que contó el reactor fueron 0.395 m de ancho, 0.99 m de largo y 0.395 m de alto, dado un volumen de 154.4 L. Fue empacado con tres diferentes tamaños de tezontle: a) de 8 a 16 mm en la parte inicial y en el fondo del equipo; b) de 4 a 8 mm en la sección siguiente y c) de 0.5 a 4 mm en la zona final (Figura 5.3). Para su diseño general se tomaron como base los criterios obtenidos en los experimentos previos (Ramírez-Carrillo *et al.*, 1997) y la información sugerida por diversos investigadores (Brix, 1993; Haberl, 1997; Hu, 1994; Johansen y Brix, 1996; King, 1996; Vymazal, 1996). En la figura 5.4 se ilustra el manejo experimental del reactor.

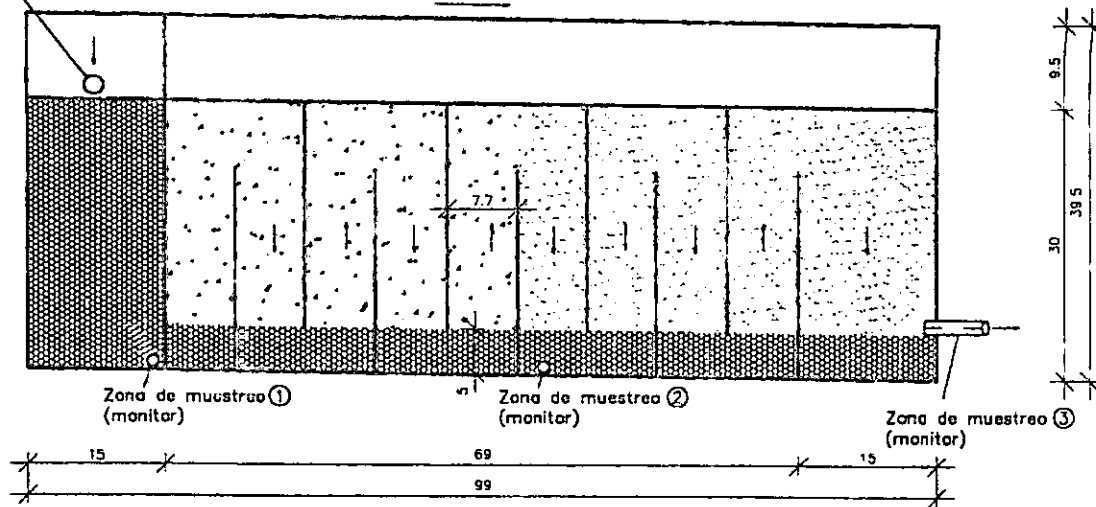
El sistema fue operado durante 25 días a diferentes flujos de alimentación de acuerdo con los criterios propuestos en la bibliografía (Burkhard y Müller, 1996; Butin *et al.*, 1996; Crites, 1994), recibiendo una carga total global de 0.992 m^3 (Tabla 5.4). El intervalo de razón de carga hidráulica (RCH) alimentado fue superior al manejado en diversos sistemas construidos a escala de laboratorio, 0.037-0.441 para el reactor experimental propuesto contra 0.01-0.32 m/d para los citados.

Un problema operativo que comúnmente se presenta en los HAFH es el provocado por la presencia de cortos circuitos hidráulicos y zonas "muertas" o estancadas. Normalmente, cuando el influente penetra al sistema, tiende a desplazarse, por acción de la gravedad, hacia la sección inferior del lecho, provocando que una parte del mismo no tenga la suficiente actividad. Este fenómeno puede propiciar que no se trate un mayor volumen de influente y que aumenten los tiempos de residencia hidráulico. La propuesta que se presenta es la de incluir mamparas a lo largo del sistema, las cuales pueden inducir el flujo de forma más homogénea y con ello aprovechar una mayor área del medio de soporte.

Para la inclusión de mamparas a lo largo del reactor se utilizó la ecuación de Kemp, que determina su número y espaciamiento adecuados. Esta ecuación es generalmente empleada para filtros empacados de flujo horizontal y como tal considera la ocurrencia de fenómenos de sedimentación-filtración en el medio de soporte (Ramalho, 1983).

Distribuidor del influente

Pendiente 1%



Zona	Tamaño	Altura
[-]	[mm]	[m]
1	0.5-4	0.25
2	4-8	0.25
3	8-12	0.30

Ancho = 0.395m

Largo = 0.99m

Alto = 0.395m

Reactor experimental de laboratorio

Programa de Ingeniería Química Ambiental y Químico Ambiental

Arreglo general del reactor

Elaboró : Paul Schaller
Héctor Ramírez

Revisó : V. M. L. P.

Aprobó : C. D. B.

$$m = \sqrt[3]{\frac{(2 * \mu * n * T_s * a * l * G)}{\rho(1.14 + f)(f_v)}}$$

Donde:

m = número de mamparas

T_s = 7.5 h

n = 0.48

ρ = 1290 kg/m³

G = 0.002 s⁻¹

μ = 1110 kg/m-s

f = 5.83

h = 0.3 m

a = 0.395 m

l = 0.99 m

f_v = 120 mL/min

tiempo de residencia (experimental)

porosidad del lecho (experimental)

densidad (Experimental)

gradiente de velocidad (Ramalho, 1983)

viscosidad dinámica, (experimental)

coeficiente de fricción de las mamparas (Ramalho, Idem)

altura del lecho

ancho del lecho

longitud del lecho

flujo de alimentación

Sustituyendo en la ecuación se obtiene un valor de m=10 mamparas, dispuestas a una longitud equidistante.

5.2.2.2. Resultados y discusión preliminares

Se llevaron a cabo tomas periódicas de muestras a la entrada del influente, de acuerdo con los diferentes flujos de alimentación. Dichos muestreos se efectuaron en las tres zonas de monitoreo intermedias y a la salida del efluente en el reactor, con la finalidad de determinar la eficiencia depurativa en cada una de ellas. En la tabla 5.6 se muestra la matriz de resultados obtenidos.

Tabla 5.4. Razones de carga del influente a diferentes tiempos de operación

Flujo volumétrico (mL/min)	Razón de carga hidráulica (m/d)	Tiempo de operación (d)	Volumen adicionado (m ³)
10	0.037	12.0	0.174
20	0.074	6.0	0.174
40	0.147	3.0	0.172
60	0.221	1.5	0.129
80	0.295	1.0	0.115
100	0.368	0.79	0.114
120	0.441	0.66	0.114

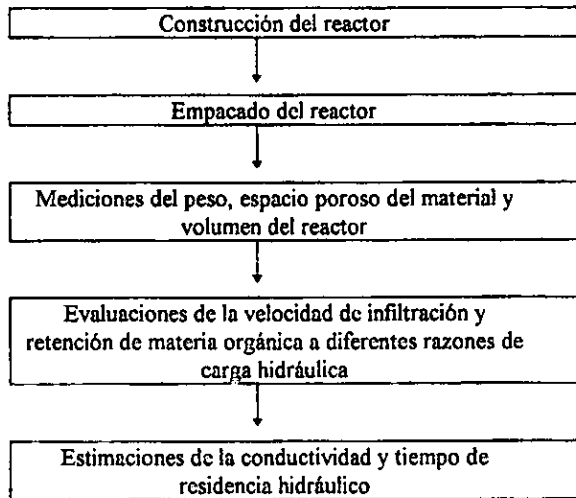


Figura 5.4. Diagrama del manejo experimental efectuado con el reactor empacado

Analizando el comportamiento depurativo de materia orgánica, medido como DBO₅ y DQO (Gráficas 5.2 y 5.3), se observó que la eficiencia del reactor disminuyó conforme se incrementaron el flujo de alimentación (F_{vm}) y el porcentaje de acumulación de los contaminantes en el sistema. En especial, tal fenómeno provocó una creciente saturación del medio, principalmente en la sección inicial del reactor (monitor 1 y 2), lo cual provocó un descenso de la capacidad depurativa del medio de soporte. Este efecto de saturación se vio acrecentado por la falta de plantas y microorganismos depuradores y por la elevada capacidad de retención que posee el tezontle, la cual provoca mayor acumulación de residuos en su superficie porosa (Wood, 1994).

En particular, se observa en las gráficas 5.2 y 5.3 un punto de máxima depuración de materia orgánica, lo cual ocurre cuando se alcanza un F_{vm} de 56 mL/min, debido a que se incrementó el tiempo de residencia hidráulico a 2.4 días, ante la falta de suministro de agua residual al sistema.

Debido a que la inclusión de mamparas en el sistema tuvo la finalidad de inducir el flujo y con ello aprovechar un mayor volumen del medio de soporte, los resultados obtenidos sugieren que su adecuación contribuyó a elevar la eficiencia depurativa de materia orgánica (98% a una alimentación de 10 mL/min y a un 30% en condiciones de máxima alimentación, 120 mL/min). En particular, la alimentación a 10 mL/min, para las dimensiones del reactor, es la calculada por las ecuaciones de diseño teóricas y la más empleada por la mayoría de los sistemas actualmente en operación a escala piloto. En consecuencia, la operación a 120 mL/min representa condiciones de alimentación superiores en doce veces la requerida. Estos

resultados permiten sugerir un volumen de alimentación confiable para la etapas iniciales de operación de la planta piloto, en conjunto con los que reportan las ecuaciones de diseño y los sistemas construidos, respectivamente.

Por otro lado, un problema que se presenta en los sistemas convencionales es el azolvamiento creciente en los fondos del sistema, lo cual limita el área disponible de depuración. Dado que el mayor efecto de saturación ocurre en las primeras celdas, la posible ventaja que presenta el empleo de mamparas es que facilita la remoción del material azolvado en esa zona y su restitución por material nuevo. Además, la inclusión de mamparas puede favorecer la conducción del flujo tipo "pistón", dando una mayor uniformidad a lo largo del sistema y restringiendo la presencia de zonas "muertas" o estancadas y cortos circuitos hidráulicos.

Con relación a la evaluación de la capacidad de remoción de residuos en las tres distintas zonas, se observó mayor eficiencia depurativa en el monitor 3. Esto es debido a que en esta zona se tiene el menor tamaño de tezontle (0.5-4 mm).

La estimación del tiempo de residencia hidráulico (TRH) se realizó determinando el intervalo de tiempo que transcurre desde el punto de entrada del influente hasta su salida en el reactor. En principio, el sistema se inundó completamente y posteriormente se alimentó según las cargas propuestas (Tabla 5.4); luego, se determinó el tiempo que transcurrió en el momento en que aproximadamente se alcanzó un flujo de descarga igual al de alimentación. Los valores alcanzados se muestran en la tabla 5.5.

Tabla 5.5. Tiempos de residencia hidráulica (TRH) obtenidos en función del volumen alimentado al sistema.

Fvm (mL/min)	20	40	60	80	100	120
TRH (día)	5.3	2.7	1.8	1.3	1.1	0.9

5.2.2.4. Conclusiones preliminares

Se constató que la eficiencia depurativa del sistema disminuyó conforme aumentó el flujo volumétrico del influente.

El tamaño de partícula que presentó mayor eficiencia fue el de 0.5-4 mm.

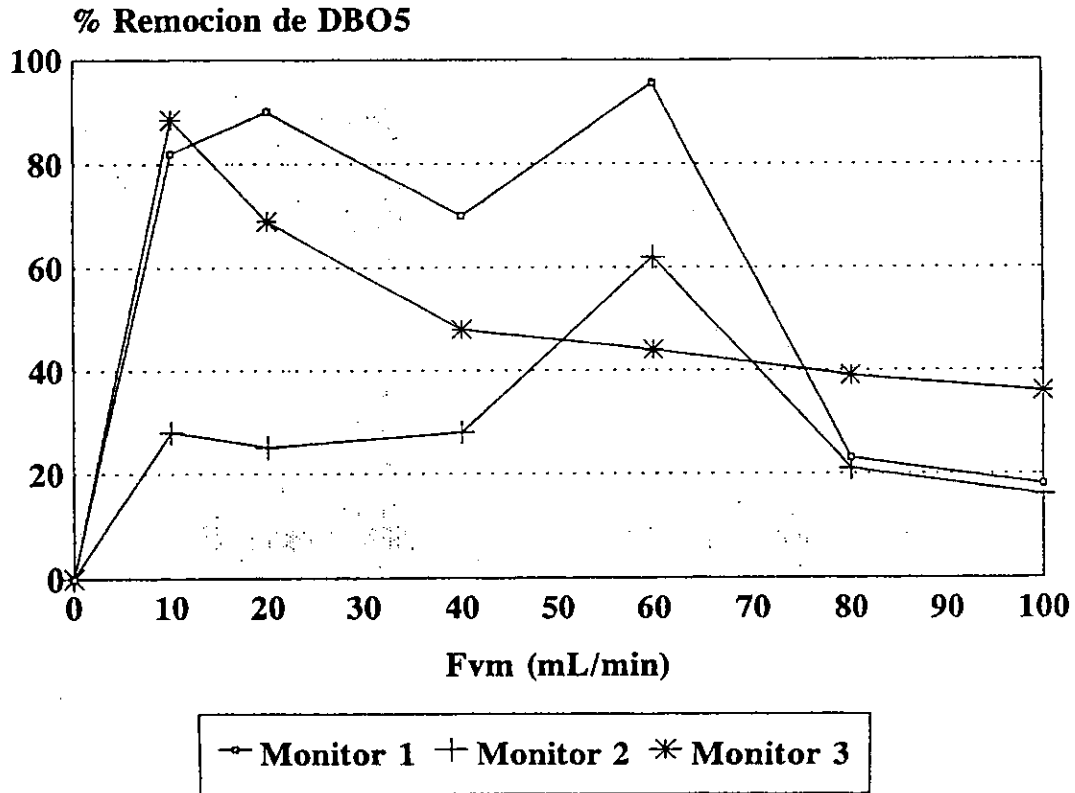
La inclusión de mamparas incrementó la eficiencia de remoción, ayudó a mantener mayor uniformidad en la conducción del flujo y limitó la presencia de zonas estancadas y cortos circuitos hidráulicos.

Se obtuvieron resultados que permitieron generar los criterios para el diseño de un HAFH, planta piloto, de flujo horizontal como son: Fvm, TRH, la selección del material, su tamaño de partícula y sus posibles horizontes en el sistema.

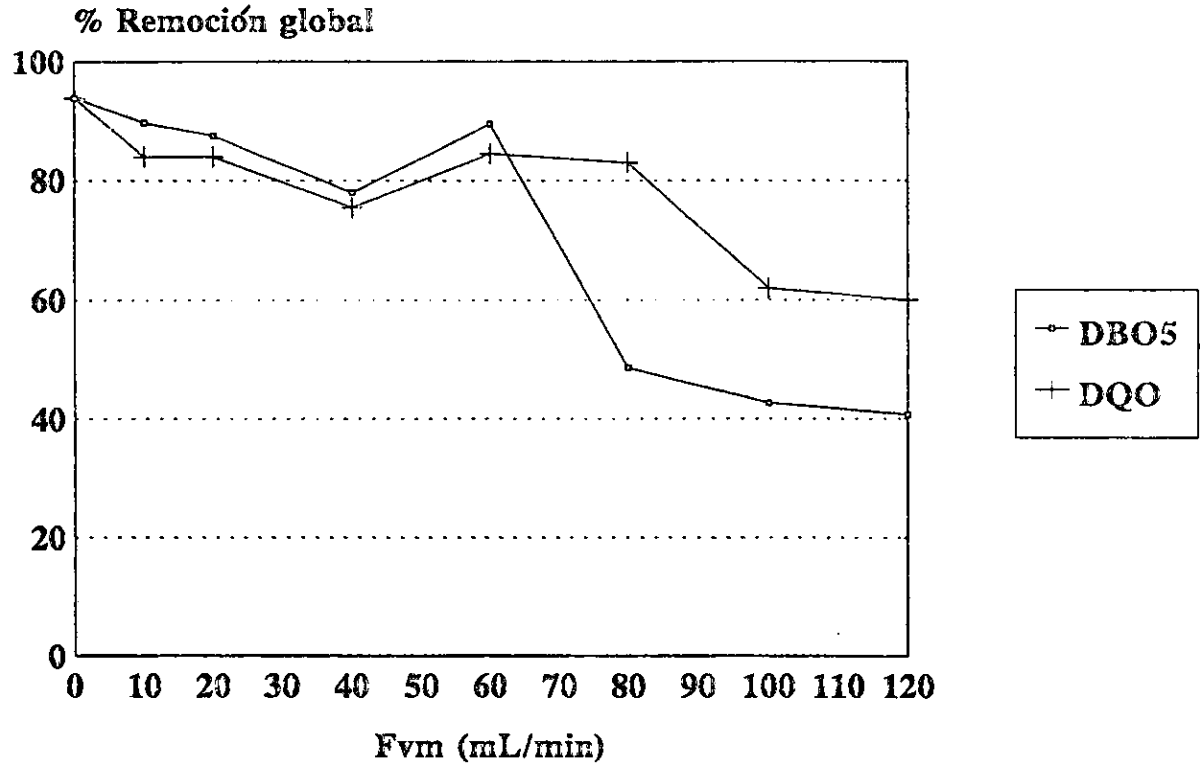
Tabla 5.6. Resultados obtenidos en las muestras tomadas en el influente y en las zonas de monitoreo, operando el reactor a diferentes volúmenes de alimentación

fvm (mL/min)	Muestra	DBO ₅ (mg/L)	% Rem (DBO ₅)	DQO (mg/L)	% Rem DQO	CE (μmho/cm)	Sse (mg/L)	STT (mg/L)
-	Influente	240	-	260	-	400	1.8	0.007
20	Monitor1	30	88	58	78	665	0.12	0.001
20	Monitor2	25	16	39	33	650	0.1	0.001
20	Monitor3	10	60	31	20	500	0.112	0.002
% Rem Global	-	-	96	-	88	-	94.4	85.7
-	Influente	240	-	260	-	350	0.9	0.01
40	Monitor1	80	67	91	65	490	0.07	0.005
40	Monitor2	65	19	64	30	420	0.01	0.006
40	Monitor3	35	46	43	33	420	0.01	0.006
% Rem Global	-	-	85	-	83	-	98.9	50.0
-	Influente	110	-	210	-	350	0.9	0.01
60	Monitor1	15	86	70	67	500	0.35	0.006
60	Monitor2	5	67	40	43	475	0.26	0.005
60	Monitor3	3	40	29	27	450	0.01	0.001
% Rem Global	-	-	97	-	86	-	98.9	90.0
-	Influente	150	-	191	-	400	0.1	0.007
80	Monitor1	130	13	188	2	400	0.09	0.006
80	Monitor2	110	15	135	28	400	0.04	0.005
80	Monitor3	70	36	39	71	400	0.03	0.001
% Rem Global	-	-	40	-	80	-	67.0	85.7
-	Influente	145	-	188	-	400	0.9	0.005
100	Monitor1	135	7	160	15	350	0.8	0.007
100	Monitor2	120	11	146	9	300	0.8	0.006
100	Monitor3	90	25	70	52	350	0.6	0.004
% Rem Global	-	-	38	-	63	-	33.3	20
-	Influente	145	-	160	-	400	1.1	0.003
120	Monitor1	140	3	160	0	450	1.2	0.005
120	Monitor2	115	18	146	9	350	0.8	0.006
120	Monitor3	100	20	58	60	270	0.7	0.003
% Rem Global	-	-	30	-	64	-	36.4	0.0

Grafica 5.2. Porcentaje de remocion de materia organica en terminos de la DBO5
por monitor



Gráfica 5.3. Porcentaje de remoción global de materia orgánica
por volumen alimentado al sistema



5.2.2.5. Recomendaciones para experimentos futuros

1. Aplicar el mismo procedimiento experimental en un sistema sin mamparas y otro con mamparas, plantas y microorganismos ya adaptados, para comparar las ventajas que pudiera ofrecer el colocar mamparas, en cuanto a la capacidad depurativa.
2. Emplear técnicas con trazadores para evaluar con mayor precisión los parámetros: conductividad y tiempo de residencia hidráulicos.

5.3. Selección del tren de tratamiento

Tomando como base el tipo de agua residual problema, en conjunto con las pruebas de realizadas a nivel experimental, el tren de tratamiento seleccionado consiste de las siguientes etapas:

- Pretratamiento a nivel físico
- Tratamiento a nivel biológico

El pretratamiento consta de un arreglo de rejillas, dispuestas en la succión de la tubería, y de una fosa séptica que permite remover los materiales sólidos no disueltos en el agua residual. El tratamiento biológico incluye la implementación de un humedal artificial de flujo horizontal (HAFH).

Para la elección de este proceso se tomaron en cuenta los siguientes puntos:

- El estudio de inversión y la evaluación económica señalan que comparación con otros sistemas, el HAFH es altamente viable para su construcción en los Viveros de Coyoacán.
- El agua residual a tratar es una combinación de características doméstica e industrial, conteniendo niveles mínimos de residuos de esta última, los cuales pueden ser tratados eficazmente con el sistema propuesto.
- La calidad del agua tratada por medio de este sistema cumple con la normatividad nacional e internacional vigente en términos de su descarga o para reuso como riego agrícola.
- La necesidad de grandes espacios para su implementación puede ser una limitante, pero considerando que en la zona de los Viveros de Coyoacán se cuenta con área disponible, este punto no restringe su construcción.
- El sistema a base de humedales posee por su naturaleza características estéticas que lo hacen estar en armonía con el medio natural de los Viveros.
- La construcción, equipo utilizado, operación y mantenimiento son mínimos y de bajo costo en comparación con los sistemas convencionales.
- Las condiciones topográficas del terreno facilitan su construcción (suelo no volcánico ni rocoso, con pendientes que favorecen el flujo del influente).

- Las condiciones climatológicas de la zona benefician el funcionamiento del HAFH (temperaturas superiores a los 15°C, humedades relativas superiores al 50% y soleado la mayor parte del año).

5.4. Estudio de prefactibilidad-económica

5.4.1. Presupuesto de inversión total

El presupuesto de inversión global se divide en costos de inversión total inicial y costos de tratamiento (operación y mantenimiento). A su vez la inversión total inicial incluye la inversión inicial fija (tangibles) y la inicial diferida (intangibles). En el presente estudio se presenta una evaluación de tipo "Budgeting", la cual posee una precisión aproximada del 10%.

La estimación se realizó tomando como base los costos de los meses de noviembre-diciembre de 1997. No se consideran los costos del terreno debido a que el sistema se ubica en una zona de alto valor económico y que además es propiedad federal. Asimismo, se considera que el sistema operará con un volumen de alimentación de 5.6 m³/d, obtenido de la memoria de cálculo propuesta (Anexo A)

Tabla 5.7. Presupuesto global de la inversión fija del sistema

Concepto	Porcentaje (%)	Monto (\$)
Obra civil	45	
- Materiales		11300.00
- Mano de obra		17200.00
Subtotal		28500.00
Equipo	19	
- Bomba sumergible		2600.00
- Fosa séptica		2900.00
- Controlcs		3100.00
- Tubería y accesorios		2900.00
- Rejilla		800.00
Subtotal		12300.00
Accesorios principales	24	
- Geomembrana		3800.00
- Dispositivos de muestreo		900.00
- Material para el lecho		4800.00
- 300 plantas		1300.00
- Cercado		4500.00
Subtotal		15300.00
Imprevistos	12	6900.00
Total	100	62900.00

Tabla 5.8. Presupuesto de la inversión diferida

Concepto	Porcentaje (%)	Monto (\$)
Instalación y montaje	33	9700.00
Ingeniería, asesoría y supervisión	42	12400.00
Puesta en marcha	8	2600.00
Fletes	8	2400.00
Contingencias	8	2500.00
Total	100	29600.00

5.4.1.1. Costos de operación y mantenimiento

Tabla 5.9. Costos del tratamiento para el primer año de operación

Concepto	Porcentaje (%)	Monto (\$)
Costos de operación	39	
- Servicios (electricidad)		800.00
- Costos de pruebas de tratabilidad		4500.00
- Otros insumos		2000.00
Subtotal		7300.00
Mano de obra directa	23	
Supervisión		1200.00
Operación		3100.00
Subtotal		4300.00
Costos de mantenimiento	26	
- Limpieza		2400.00
- Reparaciones		1000.00
- Reemplazos menores		1500.00
Subtotal		4900.00
Otros	12	2200.00
Total	100	18700.00

Tabla 5.10. Depreciaciones y amortizaciones

Concepto	Valor original	Tasa (%)	Cargo Anual	Valor de rescate
Depreciaciones				
Obra civil	28500.00	5	1425.00	14250.00
Equipo	12200.00	10	1220.00	
Accesorios principales	15300.00	10	1530.00	
Amortizaciones	29600.00	10	2960.00	
Cargo total anual			7135.00	14250.00

Como un proyecto de construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales no genera utilidades netas como venta de su producción, se toma como base de cálculo el ahorro que se genera por la no compra de agua tratada a las empresas dedicadas a su comercialización.

Para esta evaluación se investigó el precio de venta del agua tratada, según la información aportada por tres compañías consultadas (Siglo XXI, Megafarma S.A. de C.V. y SILI S.A. de C.V.).

Precio promedio de venta:	\$10.00/m ³
Precio por flete a la zona de los Viveros:	\$20.00/m ³
Costo total, incluyendo el IVA:	\$34.50/m ³

Tabla 5.11. Estado de resultados proforma

Concepto	Año						
	1	2	3	4	5	6	7
Factor de inflación	1.00	1.12	1.25	1.35	1.47	1.58	1.69
Precio por volumen de agua tratada	70518	78980	88148	95199	103661	111418	119175
Costos de operación y mantenimiento	18700	20994	23375	25245	27489	29546	31603
Ahorro en bruto	51818	57986	64773	69954	76172	81872	87572
Depreciaciones y amortizaciones	7135	7135	7135	7135	7135	7135	7135
Ahorro antes del ISR y PTU	44683	50851	57638	62819	69037	74737	80437
ISR (35%)	15640	17798	20173	21987	24163	26158	28153
PTU (10%)	4468	5085	5764	6282	6904	7474	8044
Ahorro neto	24575	27968	31701	34550	37970	41105	44240

5.4.2. Evaluación del proyecto

Para evaluar el proyecto es necesario efectuar la comparación en el presente de los flujos que se encuentran ubicados en diferente momento del tiempo. En la tabla 5.12 se muestra el flujo neto de ahorro, el cual será la base para evaluar la rentabilidad del proyecto mediante los indicadores: Valor Presente Neto (VPN), Tasa Interna de Rendimiento (TIR) y Análisis Beneficio/Costo. Su forma de evaluación se realiza sin considerar las aportaciones por financiamiento.

Tabla 5.12. Flujo neto de efectivo sin financiamiento

Año	Precio por volumen de agua tratada	Costos por operación	I.S.R. y P.T.U.	Inversión fija y diferida	Valor de rescate	Flujo neto de ahorro
n	+	-	-	-	-	=
0				92500		-92500
1	70518	18700	20108			31710
2	78980	20994	22883			35103
3	88148	23375	25937			38836
4	95199	25245	28269			41685
5	103661	27489	31067			45105
6	111418	29546	33632			48240
7	119175	31603	36197		14250	65625

Cálculo del Valor Presente Neto

Este método consiste en determinar la equivalencia, en el tiempo cero, de los flujos de ahorro en el futuro que generará el proyecto. Cuando dicha equivalencia es mayor que el desembolso o inversión inicial, entonces la inversión es recomendable. El VPN se obtiene sumando sus Beneficios Netos anuales actualizados a una determinada tasa de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$VPN = -S_0 + S_1/(1+i) + S_2/(1+i)^2 + \dots + S_n/(1+i)^n$$

Donde:

S_0 = Inversión inicial en el tiempo o período cero

S_t = Flujo neto de ahorro para el período t

i = tasa de descuento

n = número de períodos

Sustituyendo en la ecuación anterior los valores correspondientes al Flujo Neto de Ahorro de la tabla 5.13 y considerando un tasa de descuento (i) del 15%, se obtiene:

$$VPN = 78937$$

Como el resultado es positivo se acepta el proyecto y se procede a la determinación de la TIR.

Evaluación de la Tasa Interna de Rendimiento

Este indicador refleja el rendimiento de los fondos invertidos. Es una tasa de actualización que hace nulo el valor actual neto del proyecto, cuando el VPN es cero. Es decir, que a diferencia del VPN, la TIR supone que el cálculo de ésta va al encuentro de una tasa de interés, generalmente mediante tanteos.

Para determinar la TIR se sustituye un valor sugerido de la i_1 igual a 0.35 en la ecuación propuesta, con ello se obtiene un VPN_1 de 166. Análogamente, si se calcula por segunda vez la VPN_2 , con una i_2 de 0.37, resulta un valor de -122. Si estos valores se sustituyen en la siguiente ecuación resulta:

$$TIR_{\text{aprox}} = \frac{(i_2)(VPN_1) - (i_1)(VPN_2)}{VPN_1 - VPN_2}$$

$$TIR_{\text{aprox}} = 36.1528$$

Con este dato se observa que la TIR se ubica entre 0.35 y 0.3615. Realizando iteraciones se encuentra finalmente que la TIR del proyecto sin financiamiento es de 0.3582, con lo que se comprueba la precisión de este método.

Análisis Beneficio/Costo

Este indicador se define como la relación entre los beneficios y los costos a valores actuales. Si la relación B/C es mayor o igual que uno, el proyecto deberá aceptarse por cuanto indica que los beneficios son mayores que los costos. Lo anterior se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{B}{C} = \frac{\sum \frac{BB_t}{(1+i)^t}}{\sum \frac{I_t}{(1+i)^t} + \sum \frac{CO_t}{(1+i)^t}}$$

Donde:

BB = Beneficios brutos (ahorro en bruto)

CO = Costos de operación y mantenimiento

I = Costos de inversión, fija y diferida

i = tasa de actualización seleccionada

n = vida útil del proyecto

Para una $i = 0.15$ y sustituyendo en la ecuación se tiene:

$$\frac{B}{C} = 1.94$$

El valor mínimo de esta razón para aceptar un proyecto es de 1. Por lo tanto, este resultado corrobora las estimaciones obtenidas con los métodos anteriores.

Periodo de recuperación de la inversión (PRI)

El ahorro neto por año (ANA) es el que está reportado en la tabla 5.12. La suma de estos valores es la siguiente:

$$\text{ANA} = \$306304.00$$

De la misma tabla, la inversión neta requerida (INR) es de \$92500.00. Al sustituir estos valores en la siguiente ecuación, se obtiene el periodo de recuperación de la inversión:

$$\text{PRI} = \frac{\text{ANA}}{\text{INR}}$$

$$\text{PRI} = 3.3 \text{ años}$$

Con base en estas estimaciones, el periodo de recuperación al evaluar el proyecto se considera aceptable, dado que se encuentra dentro del intervalo 2-5 años, el cual es el recomendado para cualquier proyecto de inversión.

Complementariamente con los beneficios que se deducen de la evaluación económica, el valor adicional que resulta de la construcción de un humedal artificial, reside en cuanto a los beneficios sociales que reciben los miembros de una comunidad a quienes el proyecto beneficia. En particular, se observan los siguientes puntos:

- Producción agrícola

En el caso de que el agua tratada sea utilizada para riego agrícola, se obtendrá un beneficio por el ahorro de agua potable, al sustituirla por agua tratada de calidad. Los cálculos de beneficios económicos en producción agrícola, pueden ser un elemento a considerar en cuanto a la selección de este tipo de tratamiento.

- Salud

Existe una relación entre la contaminación del agua y una serie de padecimientos conocidos como enfermedades hídricas. Es importante evaluar tanto las consecuencias sociales que se provocan por este problema, como por los costos económicos que se derivan por atención médica a las poblaciones, principalmente rurales, que tienen un contacto directo con las aguas residuales.

- Intangibles

Los beneficios intangibles, como la mejora del aspecto del lugar, la eliminación de malos olores e insectos es relevante, puesto que en muchas zonas existe presencia humana en las zonas cercanas a la planta.

CAPÍTULO 6: INGENIERÍA BÁSICA

6.1. Bases de diseño

6.1.1. Objetivos

Diseñar y construir un humedal artificial de flujo horizontal (HAFH)), a nivel planta piloto para tratar aguas residuales de tipo doméstico.

6.1.2. Capacidad

En función del análisis realizado en la memoria de cálculo (Anexo A), se establece el flujo de alimentación al sistema:

Flujo mínimo = 3.92 m³/día
Flujo de operación = 5.60 m³/día
Flujo máximo = 11.05 m³/día

6.1.3. Ubicación

Calle Circunvalación y Calle Olmos. Interior de los
Viveros Forestales de Coyoacán (SEMARNAP)
Av. Universidad y Av. Progreso
Col. Barrio de Santa Catarina
Delegación Coyoacán. México. D. F.
Código Postal 04100
Tel. 5-54-18-51

6.1.4. Características del influente y del efluente

En la tabla 6.1 se muestra el intervalo de los valores fisicoquímicos evaluados para el agua residual problema, procedente del Río Magdalena, que cruza por los Viveros de Coyoacán. Asimismo, se presentan los valores esperados para el agua tratada mediante el humedal artificial que se pretende construir, según los criterios de tratabilidad propuestos por diferentes autores (Breen, 1990; George y Kemp, 1996; Hammer, 1994; Hiley, 1990; House y Frederick, 1996).

6.1.5. Eliminación de desechos

La presencia de materiales sólidos de desecho en la rejilla de protección de la tubería de succión y el exceso de lodos en la fosa séptica serán removidos y destinados a una zona alejada del Vivero para su posterior "compostaje".

En el caso de la producción de hierbas y tallos, provenientes de la poda periódica de los carrizos en el humedal, éstos pueden procesarse por medio de “compostaje” o bien, ser usados en la elaboración de productos artesanales (sombreros, petates, bolsas, canastas, etc.).

Tabla 6.1. Valores fisicoquímicos promedio del influente y valores esperados del efluente

Parámetro	Unidades	Influente	Efluente
DBO ₅	mg/L	210-350	20-30
DQO	mg/L	280-630	60-80
STT	mg/L	250-430	35-50
Sse	mg/L	0.5-3.2	0.5-3.0
pH	unidades	6.7-7.6	6.2-7.6
T	°C	12-19	12-19
N-NH ₃	mg/L	2.5-7.0	2.5-6.8
NK	mg/L	27-36	8-14
Ortofosfato	mg/L	2.5-5.3	0-2
CE	µmho/cm ²	350-670	460-580

6.1.6. Instalaciones requeridas

En el área próxima al sistema se cuenta con los servicios básicos para el funcionamiento de la planta. Existe una subestación de energía eléctrica, la cual posee un voltaje de 110 V, suficiente para suministrar energía a la bomba de alimentación al sistema. El aporte de agua corriente se realiza de manera continua por medio de canales construidos en la zona aledaña al humedal. Asimismo, dentro de los Viveros se tienen vías de acceso adecuadas para el transporte al sistema.

Para limitar el acceso de gente ajena a la planta se construirá una malla de protección alrededor del sistema y una caja para la bomba de alimentación. Para guardar los reactivos, cristalería y herramientas, indispensables para la operación y mantenimiento del HAFH, los Viveros ya cuentan con un almacén, construido en una zona próxima a la planta.

6.1.7. Características de los servicios auxiliares

Como ya se mencionó en el punto anterior, es necesario contar con servicios de agua corriente y de electricidad. El agua corriente se empleará para alimentar al HAFH en su etapa de arranque y estabilización, dado que las plantas y los microorganismos requieren de un cierto período de estabilización y aclimatación. Además, el agua es necesaria para el lavado y remoción de los lodos en la fosa séptica. La energía eléctrica es útil para la operación de la bomba y para la utilización de equipos de evaluación de pruebas analíticas en campo.

6.1.8. Condiciones climatológicas promedio

Los datos climatológicos que se presentan en la tabla 6.2 fueron registrados en la estación meteorológica de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, que se encuentra a una distancia aproximada de 3 km de los Viveros de Coyoacán (García, 1998). Se eligieron estos datos debido a que esta estación es la más próxima al sistema.

Tabla 6.2. Condiciones climatológicas puntuales promedio, estimadas en la zona sur de la Ciudad de México, en el período de 1984-1994

Parámetro	Unidades	Valor
Precipitación anual	mm	691
Temperatura	°C	16.3
Presión atmosférica	mm Hg	583
Humedad relativa	%	67

6.1.9. Normas, códigos y especificaciones

Los criterios para la calidad del agua tratada por el HAFH se basan en las normas descritas en la NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola.

Adicionalmente, se considera a la norma austriaca, referente a las restricciones que establece en cuanto a las descargas de aguas residuales (Tabla 3.1), debido a que sus criterios son aplicados para evaluar la funcionalidad de los HA.

6.2. Bases y criterios de diseño para equipos

6.2.1. Rejillas de cribado

El propósito principal de las rejillas es el de remover la basura y los objetos grandes que puedan dañar la bomba, las válvulas y los accesorios del arreglo de tuberías. Las rejillas se limpian manualmente y poseen un claro de 5 mm entre las barras. Están dispuestas en forma de canasta de protección, en la zona de succión de la tubería. El material de construcción es hierro fundido. Su finalidad adicional es la de aumentar la eficiencia de los equipos de tratamiento en el proceso.

6.2.2. Bomba

La electrobomba sumergible está diseñada para bombear aguas residuales domésticas que no contengan partículas en suspensión con diámetro superior a 20 mm. Las características generales para la bomba son las siguientes:

Bomba L-111

Centrífuga, sumergible y semiautomática

Capacidad: 0.5 Hp

Gasto de máximo de operación: 45 L/min

Carga máxima total: 8 m

Los límites de utilización principales para la bomba son:
Máxima profundidad de uso, hasta 5 m por debajo del nivel de agua
Máxima temperatura del líquido, hasta 40 °C
Paso máximo de cuerpos sólidos en suspensión, hasta 20 mm

6.2.3. Fosa séptica

La fosa séptica tiene como objetivo la de retener las partículas de materia orgánica de bajo peso específico y transformarlas parcialmente en compuestos más fáciles de remover por el HAFH. Con ello se propicia que la operación del sistema sea más eficiente y con tiempo de vida útil más largo, obteniéndose, además, un influente de mayor calidad depurativa. La capacidad de la fosa séptica es de 1.848 m³, con un tiempo de residencia hidráulico de 3.5 horas. Posee un porcentaje de remoción de DBO₅ entre 10 a 20% y de SST de 40 a 60%.

6.2.4. Humedal artificial

En la construcción de los humedales artificiales se han desarrollado diferentes tipos de diseño, los cuales se seleccionan en función de los objetivos y necesidades que se requieran para el tratamiento de las aguas residuales. Los criterios de diseño dependen fundamentalmente de la tolerancia y adaptación de las plantas y microorganismos a las condiciones y tipo de agua residual que se desee depurar. Conjuntamente, se toman en cuenta las normas y estándares oficiales en calidad de aguas tratadas que cada localidad y país determina (Hu, 1994).

Los principales parámetros de diseño para la construcción de los humedales artificiales son: tiempo de residencia hidráulico (TRH), profundidad del lecho (h), relación largo-ancho (l-a), área superficial (As), razón de carga de la DBO₅ (RCDBO₅) y razón de carga hidráulica (RCH) (Crites, 1994). En particular, las variables TRH y RCH conforman la hidráulica del sistema, en conjunto con parámetros secundarios como la capacidad de infiltración (CI), el balance global del agua, la conductividad hidráulica (CH) y la evapotranspiración (ET) (George y Kemp, 1996; Sereico y Larneo, 1988).

6.2.4.1. Área superficial total

En relación con el área superficial total (As), su determinación está en función del volumen de agua residual a tratar y de la carga de contaminantes orgánicos contenida, en términos

principalmente de la DBO₅. Para la remoción de estos contaminantes, la ecuación de Darcy considera una cinética de primer orden, según (Hu, 1994):

$$A_s = \frac{F_v \cdot (\ln C_i - \ln C_e)}{K_t \cdot h \cdot n}$$

Donde:

C_i = concentración de DBO₅ del influente, (mg/L)

C_e = concentración de DBO₅ del efluente, (mg/L)

K_t = constante de 1er. orden, dependiente de la temperatura, (1/día)

l = longitud del lecho, (m)

h = profundidad del lecho en la sección inicial del sistema, (m)

n = porosidad del lecho, (adimensional)

F_v = flujo volumétrico, (m³/d)

A_s = área superficial, (m²)

Con respecto a la constante K_t , si el agua residual posee temperaturas diferentes a 20 °C, se emplea la siguiente ecuación:

$$K_t = K_{20} \cdot (1.1)^{T-20}$$

Donde:

K_{20} = constante de 1er. orden a 20 °C, (1/día)

T = temperatura (°C)

A su vez, para estimar el valor de K_{20} se utiliza la expresión:

$$K_{20} = K_o \cdot (37.31 \cdot n)^{4.172}$$

Por otro lado, para calcular el área de sección frontal del lecho (A_f), la ecuación aproximada es la siguiente.

$$A_f = h \cdot a = \frac{f_v}{K_f \cdot p}$$

Donde:

A_f = área de sección frontal del lecho, (m²)

K_f = conductividad hidráulica del lecho, (m³/m²-d)

p = pendiente del lecho, (%)

a = ancho, (m)

Los valores promedio para la determinación de la pendiente en los sistemas construidos está entre 0.8 y 2.5% (Johansen y Brix, 1996). Por su parte, la altura promedio del lecho (h_f) en la sección final del sistema, se calcula según la siguiente ecuación:

$$h_f = h + \frac{p}{100}$$

Con respecto al gradiente hidráulico (G_h), éste se evalúa a partir de:

$$G_h = h_f * \frac{100}{l}$$

6.2.4.2. Tiempo de residencia hidráulico

El tiempo de residencia hidráulico (TRH) es considerado como el período necesario para remover los contaminantes y la materia orgánica presente en el agua residual. Para evaluar este parámetro se toma en cuenta la forma de alimentación del influente, ya sea continua o intermitente. Si es de tipo continuo, la ecuación que lo define es la siguiente (Knight e Iverson, 1990):

$$TRH = \frac{\text{volumen total alojado}}{\text{flujo volumétrico}}$$

Si el HAFH posee un arreglo rectangular, con una zona de descarga en la parte final del sistema, entonces la ecuación de diseño para el TRH teórico es (House y Frederick, 1996; Reed y Brown, 1995):

$$THR = \frac{l * a * n * h}{fv}$$

6.2.4.3. Profundidad del lecho

La profundidad del lecho depende de las características de la planta seleccionada. En la tabla 6.3 se muestra la altura promedio del lecho según la profundidad de las raíces de las especies de plantas más usuales (Gersberg, 1985; Hu, 1994).

En climas fríos, la selección adecuada de la profundidad del lecho es sumamente importante, puesto que propicia que en el interior del sistema se puedan mantener temperaturas más estables. Adicionalmente, profundidades excesivas pueden provocar que no exista un buen contacto entre las raíces y rizomas de las plantas y el agua residual, limitándose el aporte de oxígeno y disminuyendo, por tanto, la eficiencia del humedal (Marsteiner *et al.*, 1996).

Tabla 6.3. Alturas promedio recomendadas, según el tipo de planta seleccionado (Gersberg, 1985)

Especies	Profundidad (m)
<u>Scirpus</u> spp.	0.76
<u>Phragmites</u> spp.	0.70
<u>Juncus effusus</u>	0.60
<u>Carex</u> spp.	0.60
<u>Lepironia mucronata</u>	0.45
<u>Cyperus haspan</u>	0.40
<u>Typha</u> spp.	0.30

6.2.4.4. Relación largo-ancho

En los HAFH, el ancho (a) del medio de soporte es determinado por su capacidad hidráulica y su longitud (l). En gran parte de los sistemas construidos, las relaciones l-a más comunes son 1:1, 2:1 y 3:1; su elección depende de los objetivos del tratamiento (Metcalf y Eddy, 1991).

En los humedales artificiales actualmente existentes, el mayor porcentaje de remoción se lleva a cabo en las áreas próximas a la zona de alimentación y va decreciendo conforme se incrementa la distancia. Asimismo, influentes con alta carga de contaminantes propician una mayor actividad depurativa en las zonas iniciales del sistema (Mander, 1996).

6.2.4.5. Perfil hidráulico

Para el diseño del perfil hidráulico se deben considerar diversos factores que faciliten un adecuado mantenimiento del flujo en el medio y que prevengan la formación de canalizaciones, zonas "muertas" y cortos circuitos hidráulicos (Hu, 1994).

Según las teorías hidráulicas, el mejor tipo de flujo es el tapón o anular, debido a que propicia mayor uniformidad de las corrientes en el medio y reduce la presencia de cortos circuitos hidráulicos (Levenspiel, 1993). El problema es que este tipo de flujo difícilmente puede ser alcanzado en la práctica, debido a que la corriente no es del todo constante ni uniforme a lo largo de la sección del lecho (King, 1996).

El nivel de agua residual en el lecho puede ser fijado y controlado por la altura en que se disponga el dispositivo de salida del efluente. Algunos puntos importantes que se deben considerar para el control del perfil hidráulico son (Hiley, 1995):

- Evitar la formación de montículos (remolinos) en la sección inicial del lecho cuando se introduzcan flujos volumétricos máximos.
- Evitar la disposición del influente en la parte inferior del lecho cuando se reciban flujos mínimos.

- Procurar que el crecimiento de las raíces sea lo más profundo y uniforme posible

Diversos estudios (Reed y Brown, 1995; Tanner y Sukias, 1995) señalan que el modelo de flujo anular describe aceptablemente el comportamiento del perfil hidráulico, si se efectúa un buen diseño y operación del sistema y si, además, se toman en cuenta los aspectos indicados anteriormente (Boon, 1985).

6.3. Balance global de agua

Tanto en el diseño como en la operación del HAFH es importante determinar el balance de agua que permita controlar las condiciones de alimentación y el tiempo de residencia de hidráulico, con la finalidad de que se obtenga la cantidad y calidad previstas del agua tratada. A continuación se presenta el balance global de agua en el HAFH. Se efectúa una estimación teórica anual, tomando en cuenta los valores promedio de la precipitación pluvial (García, 1998) y de la evapotranspiración (Tanner y Sukias, 1995; Breen, 1990) en la parte sur de la Ciudad de México, debido a que en esta zona se ubican los Viveros de Coyoacán. La ecuación que define el balance de agua es:

$$dV/dt = (fvi+P)-(fve+ET+I)$$

Donde:

dV/dt = volumen de acumulación en el sistema, (adimensional)

fvi = flujo volumétrico anual que entra al sistema, ($m^3/año$)

P = volumen de precipitación anual, ($m^3/año$)

fve = flujo volumétrico anual que sale del sistema, ($m^3/año$)

ET = volumen de evapotranspiración, ($m^3/año$)

I = volumen de infiltración, ($m^3/año$)

En cuanto a la variable evapotranspiración (ET), su valor depende de diversos factores climáticos, como son la radiación solar, la humedad relativa, la temperatura, los vientos e inclusive el tamaño de las plantas. Normalmente, la capacidad de ET aumenta en verano y decrece en invierno (Phillips, 1989; Poiani, 1995).

Con respecto a la infiltración (I) del agua en lecho hacia los alrededores, se debe procurar limitar su efecto al máximo para evitar que se contaminen los posibles mantos freáticos que se encuentren próximos al sistema. Un control adecuado de esta variable facilita la determinación óptima del balance de agua. Para evitar problemas por infiltración, el sistema se impermeabiliza con arcilla o arena fina apisonada, pero para mayor seguridad se coloca un material plástico conocido como geomembrana, que posee mayor resistencia y es inerte a las reacciones que se llevan a cabo en el lecho (Crites, 1994).

En función de que no existen variaciones significativas de flujo en los elementos de cribado y en los tratamientos preliminar y primario, no se presenta un balance global de agua, toda vez que el resumen del mismo se describe en el diagrama de flujo de proceso (DFP) (Subcapítulo 6.4).

Los valores propuestos son:

- $dV/dt = 0$ (la cantidad de agua acumulable en el humedal es despreciable en términos del balance macroscópico)
- $P = 51.825 \text{ m}^3$ (en función del área superficial del HAFH)
- $fvi = 2044 \text{ m}^3/\text{año}$ (acorde con el diseño)
- $ET = 54.75 \text{ m}^3/\text{año}$ (en función del área superficial del HAFH)
- $I = 0$ (no hay infiltración hacia los alrededores)

Para los anteriores datos el volumen anual de agua tratada es de:

$$fvc = 2041.075 \text{ m}^3/\text{año}$$

6.4. Descripción detallada del proceso de tratamiento

El sistema está diseñado para tratar un volumen promedio de 5.6 metros cúbicos diarios. En la tabla 6.2 están señalados los niveles de concentración de los principales contaminantes en el influente y la calidad esperada del efluente. En términos generales, el HAFH consta de las siguientes etapas de tratamiento:

- Tratamiento preliminar
- Tratamiento primario
- Tratamiento en el HAFH

A continuación se describe el proceso, considerando cada una de estas etapas:

Tratamiento preliminar

En esta sección, se lleva a cabo la eliminación de materiales sólidos y basuras de tamaño mayor a 5 mm, mediante la operación de cribado. El dispositivo consta de una rejilla o criba de protección en forma de cilindro, que protege todo el cuerpo de la bomba y facilita la limpieza por medios manuales. El porcentaje de eliminación de sólidos en esta etapa, está en función de la concentración que presente el agua residual del Río Magdalena, la cual es variable a lo largo del año. El objetivo de este tipo de tratamiento es el de aumentar la eficiencia del HAFH, alargar la vida útil de todo el sistema y evitar los posibles daños por taponamiento u obstrucción, que se pudieran presentar en la bomba o en la tubería de alimentación. No se requiere energía adicional a la de bombeo.

Tratamiento primario

Consta de una fosa séptica prefabricada a base de fibrocemento, con una capacidad de 1.848 m^3 . En esta etapa se eliminan entre un 40 y 60% de sólidos sedimentables y en suspensión. Es factible que ocurran fenómenos de biodegradación, por lo se espera un porcentaje de remoción de materia orgánica entre el 5 y 15%, en términos de la DBO_5 . El tiempo de residencia hidráulico es de 3.5 horas. Las dimensiones de la fosa permiten un mantenimiento sencillo, con una generación de

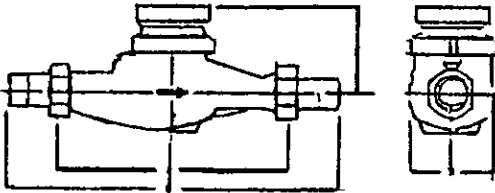
lodos mínima, dadas las características que presenta el influente. El volumen de almacenamiento en la fosa y el tiempo de residencia hidráulico están controlados por un dispositivo automático, de alto y bajo nivel, que a su vez manda la señal de paro y/o arranque a la bomba de alimentación.

Tratamiento en el HAFH

Consta de un humedal artificial de flujo horizontal (HAFH), el cual está diseñado para tratar un volumen de 5.6 metros cúbicos por día. La alimentación es de tipo continuo y es controlada mediante un medidor de flujo y una válvula manual, adaptados a la tubería que proviene del tratamiento primario. El tiempo de residencia hidráulico es de 1.7 días, con el cual se espera una remoción de materia orgánica entre 80 y 95%, medidos como DBO₅ y DQO.

6.5. Hojas de datos de los principales equipos de tratamiento

En esta sección se muestran las hojas de datos para la rejilla, bomba de alimentación, fosa séptica y el medidor de flujo, toda vez que estos dispositivos son los que requieren un mayor detalle para su especificación. Los datos fueron seleccionados en función de las necesidades del proceso y de la información proporcionada por el proveedor.

KENT		
HOJA DE DATOS PARA EL MEDIDOR DE FLUJO		
PROYECTO "VIVEROS DE COYOACÁN"		
<i>Tipo:</i> chorro múltiple		<i>Modelo:</i> MD-25
<i>Diámetro:</i> 1 pulg	<i>Cuerpo:</i> bronce	<i>Temp máx:</i> 25 C
<i>Presión máx. de Trabajo:</i> 10 kg/cm ²		<i>Caudal máx:</i> 400 LPH
<i>Longitud:</i> 190 mm	<i>Altura:</i> 165 mm	<i>Peso:</i> 1.35 kg
<i>Pendiente tubería:</i> 1 ‰		<i>Tipo de tubería:</i> cilíndrica, parcialmente llena
<i>DN tubería:</i> 1 pulgada		<i>Material tubería:</i> cobre
<i>Tipo de fluido:</i> agua residual		<i>Sólidos en suspensión:</i> 5 ‰
<i>Flujo por:</i> (X) gravedad () bombeo		<i>Nivel de flujo:</i> a 3/4 de altura
		

PEDROLLO

HOJA DE DATOS PARA LA BOMBA

PROYECTO "VIVEROS DE COYOACÁN"

Tipo: centrífuga sumergible. VH-40KA

Material a manejar: aguas residuales Capacidad requerida: 20 L/s

Unidad motriz: eléctrica BHP: 1/4 HP

Eficiencia: 60 % RPM:

Presión de succión: 4 psig Presión de descarga: 7 psig

viscosidad: 1110 kg/m-s Temperatura: 20°C Alcalinidad: 6.2-7.6

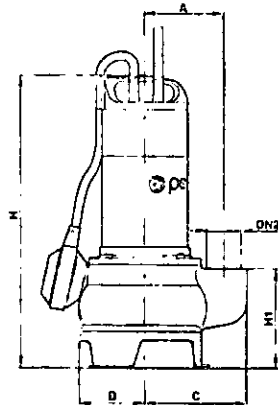
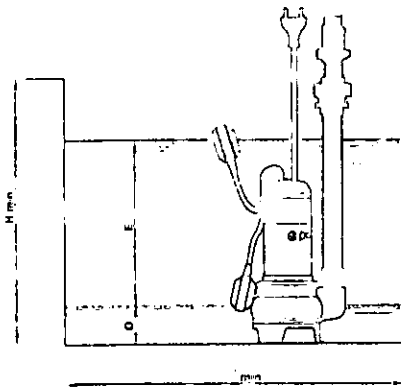
Tamaño de partículas: 0-5 mm Porcentaje de sólidos: 5-15 %

N.P.S.H. Disponible: 22 pies N.P.S.H. Requerido:

Densidad: 1099 kg/m³ Ciclo de servicio- Horas/Día: 1.2

Arranque/Paro o continuo: A/P Medio ambiente de operación: húmedo

DN Paso: 8 mm DN Boquilla descarga: 2 pulg



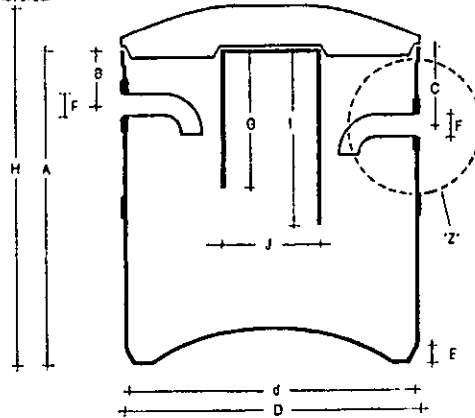
DN2	paso de cuerpos sólidos (Ø)	DIMENSIONES en mm								
		A	B	C	D	E	H	H1	H m.n	Ø m.n
1/2"	Ø 35 mm	105	87	137	40	Regulable	380	123	500	500

Eureka

HOJA DE DATOS PARA LA FOSA SÉPTICA PROYECTO "VIVEROS DE COYOACÁN"

Capacidad nominal: 1846 L	Capacidad operación: 1500 L
Producto: agua residual	Densidad: 1099 kg/m ³
Pres. Op. Cuerpo: 12.5 psia	Temp. Máx. Op.: 35 °C
Construcción	Datos de diseño mecánico
Tipo: cilindro vertical	Códigos: NOM-C-31-1983
Diámetro: 151 cm	Material: fibrocemento reforzado
Altura: 184 cm	Aislamiento: ninguno
Espesor: 4 cm	Recubrimiento: ninguno
Tipo de tapa: cónica	Fabricación soldada: No
Soportes:	Corrosión Int: 0.9 mm
Cuello boquilla Ent: 12.6 cm	Corrosión Ext: 0.7 mm
Cuello boquilla Sal: 12.6 cm	Coef. sísmico:
Refuerzos:	Peso vacío: 295 kg
Bridas: ninguna	Peso Operación: 2195 kg
Empaques:	

Corte Transversal



CAPACIDAD PARA 12 Y 15 PERSONAS

Considerando 150 l/persona/día establecidos en la NOM-C-31-1983.

CAPACIDAD	
Lts	1846
PERSONAS	12/13
A	162.0 cm
B	27.9 cm
C	39.9 cm
D	151.0 cm
d	145.0 cm
E	20.0 cm
F	12.6 cm
G	78.0 cm
H	184.0 cm
I	90.0 cm
J	50.0 cm
PESO	295 kg

HOJA DE DATOS PARA LA REJILLA	
PROYECTO "VIVEROS DE COYOACÁN"	
Servicio: cribado de la materia flotante del agua residual en la bomba de alimentación al sistema	
Tipo: caja cúbica, como protección para la bomba	Flujo: 5.6 m ³ /d
Número de charolas (lados): 6 unidades	Material de construcción: hierro al carbón
Ancho por charola: 0.4 m	Altura por charola: 0.6 m
Número de barras por charola: 133	Número de espacios libres por charola: 132
Mecanismo de movimiento de la charola superior: manual	Diámetro de los orificios de las charolas: 5 mm
Claro entre barras:	Espesor de las barras: 3 mm
Ancho de la barra:	Angulo de las rojas: 90°
Pérdida de carga: 3.76 mm	Velocidad de aproximación: 9 m/s

6.6. Diagramas del proceso de tratamiento

En este subcapítulo se presentan los diagramas básicos que componen el proceso de tratamiento. En ellos se muestra, de manera esquemática, el proceso para el cual se diseñó el sistema. Asimismo, se ubica el equipo involucrado, su interrelación con el proceso, clave y condiciones de operación (Figuras 6.1 y 6.2).

La información que contienen es la siguiente:

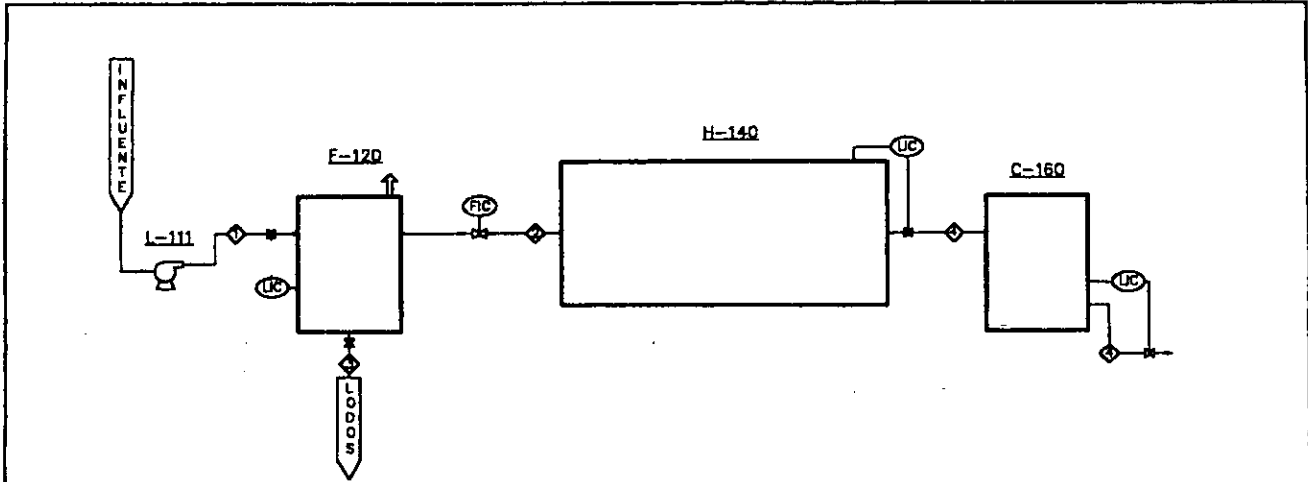
- Instrumentación básica de los equipos de tratamiento
- Corrientes del proceso de tratamiento, numeradas para su identificación
- Sumario del balance de agua por equipo
- Lista de equipos con características y dimensiones

6.7. Arreglo general del sistema

En este plano se presenta el arreglo del sistema de tratamiento, describiendo los equipos, accesorios y zonas que comprenden la planta. Se indican también los límites de batería y un listado general de los equipos que componen el proceso (Figura 6.3) (Jiménez-Leon, 1983).

6.8. Filosofías básicas de operación

En este subcapítulo se analiza el comportamiento del HAFH, definiendo las bases para su adecuada operación en situaciones normales y especiales. Los puntos analizados se describen a continuación:



LISTA DE EQUIPO

CLAVE	NOMBRE
L-111	Bomba de alimentación
F-120	Fosa-séptica
H-140	Humedal artificial
C-160	Cisterna

CORRIENTE	1	2	3	4
SERVICIO	Influente	Influente	Lodos	Efluente
FLUJO[m ³ /d]	5.80	5.80	0.22	5.38
DBO[mg/l]	350	297	53	20
STT[mg/l]	430	194	236	35

HUMEDAL ARTIFICIAL	
Programa de Ingeniería Química Ambiental y Química Ambiental	
Diagrama de flujo de proceso	
Elaboró :	Paul Schaller Héctor Ramírez
Revisó :	V. M. L. P.
Aprobó :	C. D. B.

Figura 6.1. Diagrama de flujo de proceso

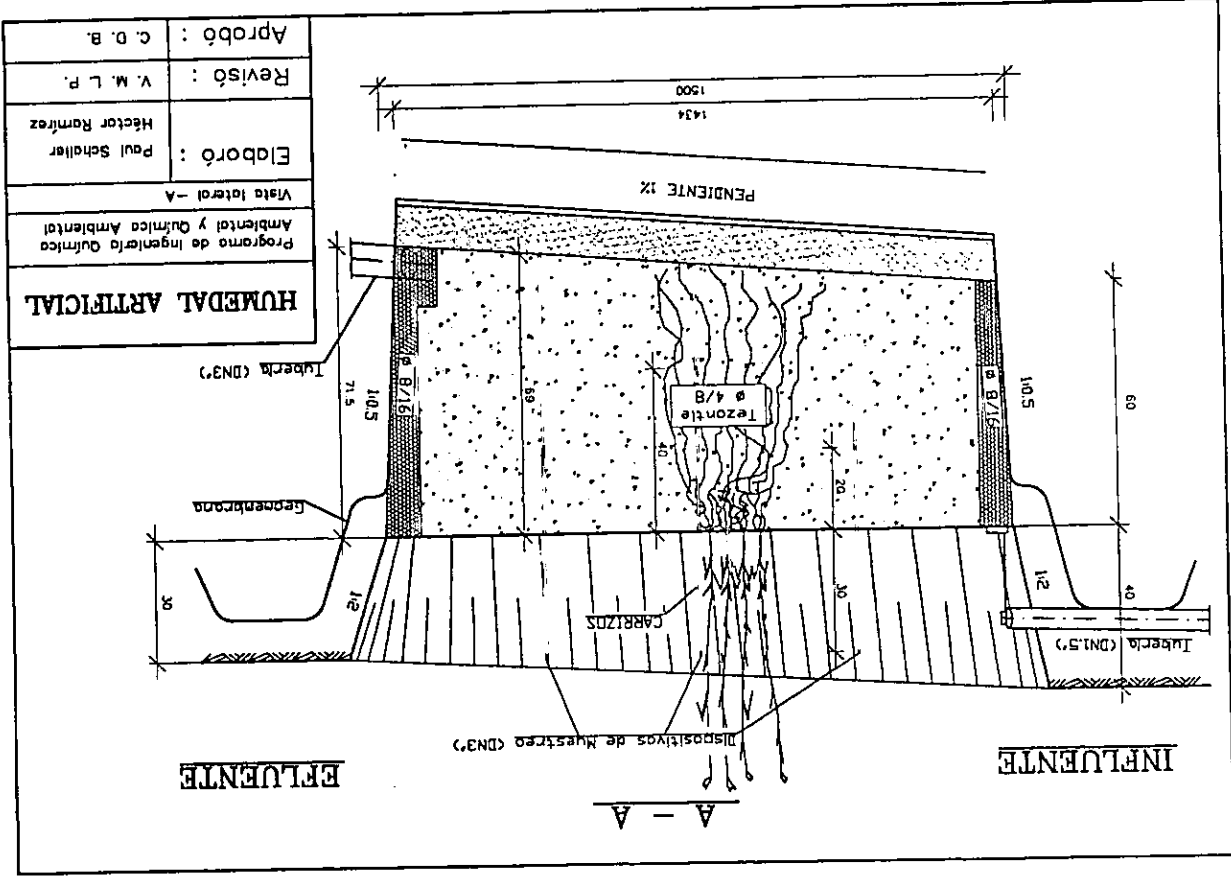


Figura 6.2. Vista lateral de la obra civil para el humedal artificial

Generales

El proceso consta de tres etapas de tratamiento, descritas en el subcapítulo 5.3, de las cuales la principal es la que compone al humedal artificial de flujo horizontal (HAFH). En esta etapa ocurren diversos fenómenos depurativos, entre los que destacan la filtración, sedimentación, adsorción y degradación microbiológica, que en conjunto deben generar un agua tratada con la calidad prevista en la Tabla 3.1. Esto significa que la planta debe operar a un intervalo de rendimiento de 80 a 95 %, en términos de la remoción de materia orgánica, medida como DBO₅, la cual es el principal contaminante que contienen las aguas residuales de tipo doméstico.

Variables de operación y control del proceso

Las variables más importantes para el diseño y operación del sistema son:

- Flujo de alimentación (fve)

Esta variable se manipula mediante el medidor de flujo y la válvula manual, que están conectados en la tubería de alimentación al HAFH. La planta de tratamiento está diseñada para tratar un volumen de operación de 5.6 metros cúbicos. Si es operada a un mayor volumen de alimentación, el tiempo de residencia hidráulico (TRH) tiende a disminuir y la eficiencia depurativa decrece. En caso contrario, si se disminuye el volumen, aumenta la capacidad depurativa, pero esto debe ocurrir luego de un período de readaptación de los microorganismos y plantas a estas condiciones.

Existe información reportada, que señala que si se deja de suministrar el influente, el sistema es capaz de soportarlo hasta por tiempo prolongado, debido a que tanto las plantas como los microorganismos poseen un alta adaptabilidad a condiciones variables de alimentación, periodos prolongados de secas, temperaturas extremas y variaciones de concentración de los contaminantes.

- Concentración del influente

La concentración de contaminantes que presenta el agua residual a tratar está reportada en la Tabla 3.1. Según los objetivos previstos, la materia orgánica es el principal contaminante a eliminar; para ello se toma como criterio de tratabilidad el obtener un efluente con un valor próximo que esté en intervalo de 20 a 40 mg/L, en términos de la DBO₅. Una variación en las concentraciones iniciales del influente no provoca serios daños en la eficiencia del sistema, pero se tiene reportada información de que el intervalo óptimo para el tratamiento en los HAFH está entre 220 y 380 mg/L, con respecto a la DBO₅.

En relación con los compuestos nitrogenados y fosfatados, el sistema debe depurarlos en un intervalo comprendido entre el 40 y 50%.

- Tiempo de residencia hidráulico (TRH)

El tiempo de residencia hidráulico (TRH) estimado es de 1.7 días, para una alimentación de tipo continua. El valor óptimo sólo se puede obtener después de realizar varias pruebas operativas que tomen en cuenta la calidad y el volumen máximo posible del influente. El control del TRH se realiza modificando a conveniencia el nivel de la tubería flexible en la zona de salida del efluente (Figura 2.11).

En función de que el sistema está conceptualizado a nivel planta piloto, uno de los puntos importantes a evaluar es la distribución del TRH, empleando para ello trazadores inertes. La finalidad es la de obtener un parámetro confiable que sea útil para diseñar sistemas a escala real.

- Infiltración (I)

El concepto de infiltración se refiere al volumen de agua residual que se propaga fuera de las fronteras del sistema. Si este fenómeno se presenta en el HAFH, puede provocar problemas de contaminación en el subsuelo o en los posibles mantos fráticos que se encuentren en los alrededores de la planta. Asimismo, impide cuantificar correctamente el balance global de agua. Para el control de esta variable se coloca en la base del lecho un material plástico impermeable, conocido como geomembrana; el cual impide que existan pérdidas de agua por infiltración (Magmedov, 1986).

- Evapotranspiración (ET)

Uno de los parámetros con mayor variación es la evapotranspiración (ET), debido a que es influenciada por factores tales como la radiación solar, la humedad relativa, la temperatura, los vientos e inclusive el tipo y tamaño de las plantas. Dado que sólo se tienen valores teóricos de esta variable (Phillips, 1989; Poiani, 1995), es importante cuantificarla, de acuerdo con las condiciones de la zona en donde se construirá el HAFH, con el fin de obtener un correcto balance de agua.

- Precipitación (P)

En función del área de tratamiento se calcula el volumen de precipitación pluvial anual en el HAFH. Este valor es de aproximadamente 51.825 m³/año, el cual es útil para realizar el balance de agua en el sistema. En los sistemas actualmente construidos, se ha observado que el fenómeno de precipitación provoca problemas en la aplicación del tiempo de residencia hidráulico requerido, una mayor propagación de las plantas y fenómenos de dilución del agua residual; pero de manera general, la presencia de altos valores de precipitación pluvial no ha generado un decremento significativo de la eficiencia de los HAFH. El cambio operativo que normalmente ocurre es que el trabajo de la bomba para el desalajo del efluente se incrementa. Para mantener una estimación adecuada de este fenómeno es importante instalar un equipo de medición de precipitación pluvial próximo al sistema u obtener datos periódicos que reporta el Servicio Meteorológico Nacional.

CAPÍTULO 7: ANÁLISIS DE RESULTADOS

- De acuerdo con las condiciones actuales referentes a la contaminación del agua, es indispensable generar alternativas de solución viables para el reuso o descarga de las aguas residuales. En el caso de los humedales artificiales, su aplicación se ha desarrollado con éxito en diversas regiones del mundo, adaptándose a las condiciones particulares que cada zona presenta. Para la situación de México existen varios aspectos que hacen deseable su construcción, en especial la necesidad de contar con sistemas de tratamiento económicos, de fácil construcción y operación y que cumplan con la calidad requerida por las normas nacionales e internacionales en cuanto a disposición y/o reuso del agua tratada; asimismo, existen condiciones que pueden permitir su adecuado apropiamiento tecnológico: humedad y temperaturas promedio óptimas para la aclimatación del sistema, diversidad de materiales susceptibles de ser empleados como medios de soporte (vgr. jales, piedra pómez o de río, tepetate, tezontle, agrolita, etc.) y variedad de especies vegetales, además de los carrizos y tifas, comunes en los HA.

- La aplicación directa de los humedales artificiales se ubica en zonas rurales y semiurbanas, donde existe disponibilidad del espacio requerido por el sistema. Debido a que en más del 85% del total de las 198311 comunidades rurales existentes en México (CNA, 1997), con menos de 5000 habitantes, no se cuenta con sistemas depuradores de las aguas que ahí se generan, es indispensable la construcción de plantas de tratamiento, factibles técnicamente y viables económicamente.

- Se sugirió el diseño de un humedal artificial de flujo horizontal debido a que: a) se desean realizar evaluaciones experimentales aplicadas a un sistema de este tipo para verificar su funcionalidad y adaptación a las condiciones de México; b) evaluar su eficiencia en comparación con un sistema de tipo vertical, que será construido en Ciudad Universitaria, UNAM, bajo condiciones similares (clima, medio de soporte y tipo de plantas); c) se desea obtener un agua tratada con las características necesarias para reutilizarla como riego agrícola, dado que a diferencia de otros tipos de humedales existentes, los HAFH propician una limitada remoción de compuestos que puedan servir como nutrimentos, tales como los nitratos y fosfatos y c) presentan una mayor facilidad de construcción, operación y mantenimiento, con respecto a los sistemas inundados o a los de tipo vertical.

- De manera general, los resultados experimentales contribuyeron a definir los valores de las variables básicas para el diseño del sistema. En este caso, el tamaño y tipo de partícula adecuado para el medio de soporte, el porcentaje de remoción de materia orgánica en función de los tiempos de residencia hidráulicos y flujos de alimentación propuestos, la conductividad hidráulica y velocidad de infiltración del medio de soporte.

- La zona de los Viveros de Coyoacán reúne las condiciones para la construcción de un HAFH: un canal de aguas residuales (el Río Magdalena), área disponible, clima óptimo para el funcionamiento del sistema, necesidad de agua tratada con calidad para riego agrícola, materiales y mano de obra disponibles.

- La características del agua residual que se conducen por el Río Magdalena hacen adecuado el tratamiento por medio de un HAFH, dado que la relación DBO_5 -NT-PT es aproximadamente igual a 300-30-10, mg/L, respectivamente, la óptima según los manuales de construcción para estos sistemas.

- En función de la superficie disponible en los Viveros de Coyoacán y de acuerdo a los requerimientos técnicos, el área necesaria para la totalidad del sistema es de 190 m^2 . Para la zona que comprende únicamente al HAFH son necesarios 75 m^2 .

- Para el dimensionamiento del sistema se efectuó una revisión de los datos empleados en el diseño de alrededor de 70 HAFH, los cuales ya fueron construidos. Asimismo, se empleó la información generada por las pruebas experimentales realizadas en laboratorio y los valores obtenidos a partir de las ecuaciones teóricas de diseño.

- El volumen de agua tratada, según el diseño propuesto, es de $5.6 \text{ m}^3/\text{día}$, lo que sugiere que el sistema está diseñado para tratar el volumen de agua residual generado por 37 personas ($150 \text{ L/persona-día}$). Es decir, que las aguas residuales generadas por cada persona requieren de aproximadamente de 2 m^2 de área para su tratamiento.

- En general, puede decirse que el sistema tiene un sobredimensionamiento del 25%, esto significa que en condiciones de máxima operación se pueden tratar hasta $7.8 \text{ m}^3/\text{día}$.

- El tiempo de residencia propuesto para el HAFH es de 1.7 días, tal valor está en función de los siguientes parámetros: dimensiones del sistema, flujo de alimentación, velocidad de infiltración, conductividad hidráulica, tipo y tamaño de las partículas que conforman el lecho.

- Se prevee que la calidad esperada de agua tratada cumplirá con las condiciones, para reuso en riego agrícola, tal como marcan las normas nacionales e internacionales. En especial, por la importancia de este parámetro, se está considerando obtener un valor de la DBO_5 menor a 20 mg/L .

- Se propuso llevar a cabo el desarrollo del estudio técnico-económico para contar con un documento que represente, de manera aproximada, las condiciones necesarias para su construcción a escala real en sitios que presenten problemas derivados por el no tratamiento de las aguas residuales generadas, los cuales requieren de agua tratada con calidad para ser usada en riego agrícola y que no posean colectores centrales, ni recursos para construir los sistemas de tratamiento convencionales.

- En términos del análisis económico, la planta de tratamiento genera un ahorro de dinero si se compara con el precio de venta que tiene el agua tratada con similares condiciones. En particular, el valor del análisis de beneficio/costo es de 1.9 y el período de recuperación de la inversión de 3.3 años.

- Con respecto a la construcción de una planta de tratamiento a base de HAFH, su valor principal reside en cuanto a los beneficios sociales que reciben los miembros de la comunidad a quienes el proyecto beneficia. En particular, se observan los siguientes puntos: a) mejoramiento y ahorro económico de la producción agrícola, si el agua tratada es utilizada para riego, se obtendrá un beneficio por el ahorro del pago por el uso de agua potable; b) salud, es importante evaluar tanto las consecuencias sociales que se provocan por las enfermedades derivadas de la contaminación del agua, como por los costos económicos que se generan por atención médica a las poblaciones que presentan este problema; c) intangibles, como pueden ser la mejora del aspecto del lugar, la eliminación de malos olores e insectos, la cosecha de carrizo para la elaboración de artesanías, entre otros aspectos que contribuyen a elevar el bienestar de la población que se beneficia con la planta de tratamiento.

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en el estudio realizado se plantean las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- El sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas a base de humedales artificiales de flujo horizontal (HAFH) representa una opción con alta viabilidad para implementarse en comunidades rurales o semiurbanas de México, con poblaciones menores a 5000 habitantes y que cuenten con escasos recursos económicos y técnicos, pero con espacio disponible para su construcción. En su construcción puede emplearse material propio de la zona. Las plantas vasculares empleadas en el sistema depurador pueden ser colectadas de las cercanías de la región en donde se construirá, pudiendo ser cosechadas para realizar trabajos artesanales.

- Este sistema de tratamiento está diseñado para tener una vida media estimada de 25 a 30 años y una eficiencia global en la eliminación de los contaminantes presentes en las aguas residuales del 90% en promedio, la cual es mayor que la del resto de plantas convencionales de su tipo, garantizando una calidad de agua adecuada para riego agrícola y un tiempo de vida útil bastante aceptable.

- En relación con las pruebas experimentales efectuadas en columnas, se evaluaron los parámetros: capacidad de remoción de materia orgánica, conductividad hidráulica, porosidad y velocidad de infiltración para distintos tamaños de los materiales de empaque tezontle y gravilla. Se constató con estos ensayos que el tezontle ofrece mejores resultados que la gravilla, por lo que se recomienda se elija como material de soporte en un humedal artificial de flujo horizontal, a nivel planta piloto.

- Referente a las pruebas realizadas en el reactor experimental de 0.155 m^3 , se pudo obtener la estimación de los siguientes parámetros: flujo de alimentación, porcentaje de remoción de materia orgánica, medida como DBO₅ y DQO, tiempo de residencia hidráulico, velocidad de infiltración, conductividad hidráulica, tipo y tamaño de partícula para ser utilizada como medio de soporte en el lecho. Estos parámetros permitieron contar con información útil para el diseño, a escala piloto, del HAFH de 75 m^2 .

- Se realizó una estimación económica para evaluar los costos de inversión en el diseño y construcción de un HAFH.

- Se generaron los documentos principales que componen a la ingeniería básica, con la finalidad de contar con la información requerida para desarrollar con precisión el diseño del sistema.

En cuanto a las recomendaciones, se tienen los siguientes puntos:

- Para las pruebas realizadas, en el caso del reactor experimental, emplear técnicas con trazadores inertes, con el fin de evaluar de manera más precisa el tiempo de residencia hidráulico, perfil y tipo de flujo.

- Llevar hasta saturación máxima de materia orgánica el lecho del reactor experimental, alimentando cargas continuas de agua residual, con la finalidad de evaluar el comportamiento del sistema en tales condiciones.

- Instalar un sistema de adquisición de datos meteorológicos que permita evaluar los volúmenes de evaporación y transpiración en un medio conocido, con el fin de contar con datos más confiables para la determinación del balance global de agua.

- Afinar el análisis económico con objeto de verificar la opción de instalar una planta a escala real para el tratamiento de aguas residuales.

BIBLIOGRAFÍA

1. Adler, P. 1996. Evaluation of a wetland system design to meet stringer phosphorus discharge requirements. *Wat. Environm Res.*, 68(5): 836-840.
2. Armstrong, J. y Armstrong, W. 1990. Pathways and mechanisms of oxygen transport in *Phragmites australis*. En *Memories of Constructed Wetland Water Pollution Control*. Reino Unido. Pp. 529-534.
3. APHA. 1992. Standard methods for the examination of water and wastewater analysis. 19a Ed. American Public Health Association. AWWA and WPCF. EEUUA. Pp. 233-258.
4. Bahlo, K., Wach, G. y B. Auflage. 1995. *Naturnahe Abwasserreinigung: Planung und Bau von Pflanzenklaeranlagen*. Staufen bei Freiburg. RFA. Pp. 138-146.
5. Bardecki, M. 1984. What value wetlands? *JSWC*, 39(3): 166-169.
6. Batchelor, A. y Loots, P. 1996. A critical evaluation of a pilot scale subsurface flow wetland: 10 years after commissioning. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. XI/4-1 a XI/4-9.
7. Bavor, H. 1995. Challenges for the development of advanced constructed wetlands technology. *Wat. Sci. Technol.*, 32(3): 13-20.
8. Blazejewski, R. 1996. Soil clogging phenomena in constructed wetlands with subsurface flow. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. IV/3-1 a IV/3-7.
9. Bogdanowicz, R. 1996. Ecotechnology in wastewater management- functioning facilities in the Baltic Region. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Poster 3.
10. Boon, A. 1985. Report of a visit by members and staff of Wrc to Germany to investigate the root zone method for treatment of wastewaters. *Wrc Report 376-S/1*. Reino Unido. Pp. 133-198.
11. Bowner, K. 1987. Nutrient removal from effluents by an artificial wetland: Influence of rhizosphere aeration and preferential flow studied using bromide and dye tracers. *Wat. Res.*, 21(5): 591-594.
12. Breen, P. 1990. A mass balance method for assessing the potential of artificial wetlands for wastewater treatment. *Wat. Res.*, 24(6):669-679.

13. Brix, H. 1987. Treatment of wastewater in the rhizosphere of wetland plants -the root-zone method. *Wat. Sci. Technol.*, 19(1):107-118.
14. Brix, H. 1993. Wastewater treatment in constructed wetlands: system design, removal processes, and treatment performance. En *Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*. Lewis Publisher. Japón. Pp. 9-21.
15. Brix, H. 1994a. Use of constructed wetlands in water pollution control: historical development, present status, and future perspectives. En Reprint of paper presented at the IAWQ Biental Conference. Hungary. Pp. 344-389.
16. Brix, H. 1994b. Subsurface horizontal flow systems-systems components. En *CICHEAM-IAWQ Course: Role of wetlands for the control of pollution*. España. Pp. 1-14.
17. Brix, H. 1996. Role of macrophytes in constructed wetlands. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. 2-1 a 2-6.
18. Burgoon, P. 1995. Performance of subsurface flow Wetlands with batch-load and continuous-flow conditions. *Wat. Environm. Res.*, 67(5): 855-862.
19. Burkhard, T. y Müller, R. 1996. Example for a constructed wetland in combination whit an additional technical treatment stage (3000 P.E.). En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Poster 4.
20. Butin, C., Lienard, A. y Esser, D. 1996. Development of a new generation of reed- bed filters in France: First results. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. IX/2-1 a IX/2-7.
21. Carter, V. 1986. An overview of the hydrologic concerns related to wetlands in the United States. *Can. J. Both.*, 64(1): 364-374.
22. Ciupa, R. 1996. The experience in the operation of constructed wetlands in Northeastern Poland. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. IX/6-I a X/6-9.
23. CNA. 1997. Inventario nacional de plantas de tratamiento. Subdirección General Técnica. Gerencia de Saneamiento y Calidad del Agua. México. Pp. 26-29.
24. Cochet, C. 1990. Soil absorption systems and nitrogen removal. *Wat. Sci. Technol.*, 22(3-4): 109-116.

25. Conley, L. 1991. An assessment of the root zone method of wastewater treatment. *JWPCF.*, 63(1): 239-247.
26. Coombes, C. 1995. Use of constructed wetland to protect bathing water quality. *Wat. Sci. Technol.*, 29(4): 149-155.
27. Cooper, P., Job, G. y Green, G. 1996. Reed beds and constructed wetlands for wastewater treatment. *Wrc. Severn Tren Water. Reino Unido.* Pp. 123-138.
28. Crites, R. W. 1994. Design criteria and practice for constructed wetlands. *Wat. Sci. Technol.*, 29(4):1-6.
29. Davies, T. y Hart, B. 1990. Reed bed Treatment of wastewater in a pilot-scale facility. En *Memories of Constructed Wetland Water Pollution Control.* Reino Unido. Pp. 517-520.
30. Denny, P. 1996. Implementation of constructed wetlands in developing countries. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control.* Austria. Pp. 4-1 a 4-10.
31. Díaz del Castillo, B. 1955. Historia verdadera de la conquista de la Nueva España. Edición preparada por J. Ramirez Cabañas, 2 vols. Editorial Porrúa. México. Pp. 88-92.
32. Drizo, A. y Frost, C. 1996. Phosphate and ammonium removal by constructed wetlands with horizontal subsurface flow, using shale as a substrate. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control.* Austria. Pp. I/10-1 a I/10-8.
33. García, E. 1998. Modificaciones al sistema de clasificación climática de Koppen. UNAM. México. Pp. 192-194.
34. Geller, G. 1996. Horizontal flow systems for waste-water treatment. Long-term scientific and practical experiences, recommendations. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control.* Austria. Pp. III/2-1 a III/2-9.
35. George, D. y Kemp, M. 1996. Design of subsurface flow wetlands treating municipal wastewater. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control.* Austria. Pp. III/3-1 a III/3-8.
36. Gersberg, R. 1985. Role of aquatic plants in wastewater treatment by artificial wetlands. *Wat. Res.*, 20(4): 363-371.
37. Green, M. y Upton, J. 1994. Constructed reed beds. A cost-effective way to polish wastewater effluents for small communities. *Wat. Environm. Res.* 31(2): 4-44.

Green, M. y Upton, J. 1995. Constructed reed beds: Apropiate technology for small communities. *Wat. Environm. Res.*, 32(3): 339-348.

Haberl, R. 1997. Constructed wetlands in Europe with emphasis to Austria. En *McMorias delTercer Seminario Internacional de Expertos en Tratamiento de Efluentes Industriales y Residuos. PIQAYQA- UNAM. México. Pp. 232-245.*

Haberl, R. y Perfler, R. 1995. Pilotanlagen zur Abwasserreinigung mit Pflanzen in Oberoesterreich 4. Zwischenbericht. Institut fuer Wasservorsorge, Gewaesserguete und Fischereiwirtschaft. Abteilung fuer Siedlungswasserbau und Industriewasserwirtschaft. Austria. Pp. 142-151.

Hammer, D. 1994. Designign constructed wetlands for nitrogen removal. *Wat. Sci. Technol.*, 29(4): 15-27.

Hardenbergh, W. 1996. Water supply and waste disposal. *Internacional Textbook Company. EEUUA. Pp. 365-373.*

Hiley, P. 1990. The performance limitations of wetland treatment systems- a discussion. En *Memories of Constructed Wetland Water Pollution Control. Reino Unido. Pp. 535-537.*

Hiley, P. 1995. The reality of sewage treatment using wetlands. *Wat. Sci. Technol.*, 29(4): 329-337.

House, C. y Frederick, D. 1996. Engineered environments: Combined treatment systems design and performance. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Austria. Pp. IX/4-1 a IX/4-8.*

Hrncir, P. 1996. Pretreatment and wastewater distribution in constructed wetlands with subsurface horizontal flow -experience of EKOS-HRNCIR Company. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Austria. Poster 15.*

Hu, K. 1994. Overview: Design of subsurface flow constructed Wetland systems. En *Memories of 4th. International Conference on Wetland systems for Water Pollution Control. China. Pp. 13-24.*

Jiménez-León, L. 1983. Tesis de maestría: Ingeniería de proyectos para plantas de proccso. UNAM. México. Pp. 23-45.

Johansen, N. y Brix, H. 1996. Design criteria for a two-stage constructed wetland. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Austria. Pp. IX/3-1 a IX/3-9.*

50. Juwarkar, A. y Oke, B. 1995. Domestic wastewater treatment through constructed wetland in India. *Wat. Sci. Technol.*, 29(4): 291-294.
51. Kadlec, R. 1996. Deterministic and stochastic aspects of constructed wetland performance and design. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Poster 9.
52. King, A. 1996. Hydraulic tracer studies in a pilot scale subsurface flow constructed wetland. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. IV/4-1 a IV/4-10.
53. Knight, R. e Iverson, M. 1990. Design of the fort deposit, Alabama, constructed wetlands treatment system. En *Memories of Constructed Wetland Water Pollution Control*. Reino Unido. Pp. 521-524.
54. Krabbenhoft, D. 1996. Groundwater inflow measurements in wetland systems. *Wat. Resour. Res.*, 32(3): 495-507.
55. Kreiner, I. 1995. Sistemas "naturales" para el tratamiento de aguas residuales -sistemas de suelo con plantas-. En *Memorias del Segundo Minisimposio Internacional sobre Remocion de Contaminantes de Agua y Suelo*. Mexico. Pp. 110-119.
56. Lakatos, G. 1996. Application of constructed wetlands for wastewater treatment in Hungary. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. IX/9-1 a IX/9-9.
57. Levenspiel, O. 1991. Ingeniería de las reacciones químicas. Reverté. México. Cap. 9. Pp. 277-294.
58. Luna-Pabello, V.; Durán de Bazúa, C.; Ramírez-Carrillo, H.; Fenoglio-Limón, F. y Sánchez-García, H. 1997a. Los humedales artificiales. Una alternativa viable para el tratamiento de aguas residuales en zonas rurales. *Anuario Latinoamericano de Educación Química*. Argentina. Pp. 50-56.
59. Luna-Pabello, V.; Durán de Bazúa C.; Ramírez-Carrillo, H.; Fenoglio-Limón, F. y Sánchez-García, H. 1997b. Sistemas de tratamiento de aguas residuales a base de humedales artificiales. Una tecnología alterna para la protección del equilibrio ecológico en zonas urbanas. En *Memorias de las III Jornadas Panamericanas. Medio Ambiente y Vivienda*. Zacatecas, México. Pp. 78-83.
60. Luna-Pabello, V.; Ramírez-Carrillo, H. y Fenoglio-Limón, F. 1998. Informe de actividades sobre el estudio de humedales artificiales. Revisión bibliográfica, pruebas experimentales a nivel laboratorio y propuestas de diseño a nivel de plantas piloto. Informe interno HA-MEX-01-1998. Facultad de Química, UNAM. México. (En prensa para su publicación).

61. Mackney, B. 1990. The design of wetlands for wastewater treatment: An Australian perspective. En *Memories of Constructed Wetland Water Pollution Control*. Reino Unido. Pp. 471-479.
62. Magmedov, V. 1986. Infiltration bioplateau (constructed wetlands) efficiency as a multipurpose water protective unit. *Wat. Res.*, 6(1):93-100.
63. Mander, U. 1996. Constructed wetlands for wastewater treatment in Estonia. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. IX/7-1 a IX/7-7.
64. Marsteiner, E.; Collins, A. y Theis, T. 1996. The influence of macrophytes on subsurface flow wetland (SSFW) hydraulics. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. II/2-1 a II/2-7.
65. Metcalf, E. y Eddy, C. 1991. *Wastewater Engineering*. McGraw-Hill International Editions. EEUUA. Pp. 935-1003.
66. Morales-Valladárez, C. 1994. Tesis de licenciatura: Ingeniería de proyectos aplicada al tratamiento de aguas residuales. UNAM, México. Pp. 45-59.
67. Morgan, J.; Jiménez, B. y Noyola, A. 1997. Un nuevo índice para la interpretación de las curvas de distribución de tiempos de residencia en tanques para el tratamiento del agua. En *Memorias Técnicas del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales*. FEMISCA. México. Pp. 98-112
68. Morris, M. y Hebert, R. 1996. The design and performance of vertical flow reed bed for the treatment of high ammonia / low suspended solid organic effluents. 5th International Conference on Wetland systems for Water Pollution Control. Austria. Pp. IV5 a IV5-8.
69. Netter, B. 1990. Sewage treatment by planted soil filters. En *Memories of Constructed Wetland Water Pollution Control*. Reino Unido. Pp. 525-528.
70. Obarska-Pempkowiak, H. 1996. Recent experience in operation of constructed wetlands in the Northern Poland. En *Memories of 5th International Conference on Wetland systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. IX/9-1 a IX/9/-7.
71. Oke, B. 1996. Removal of heavy metals from domestic wastewater using constructed wetland system. En *Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control*. Austria. Pp. I/17-1 a I/17-9.
72. Phillips, J. 1989. Fluvial sediment storage in wetlands. *Wat. Res. Bull.*, 25(4): 867-873.

73. Poiani, K. 1995. Sensitivity of a prairie wetland to increased temperature and seasonal precipitation changes. *Wat. Res. Bull.*, 31(2): 283-293.
74. Ramalho, R. 1983. Introduction to wastewater treatment process. Academic Press Inc, EEUUA. Pp 233-262.
75. Ramírez-Carrillo, H.; Fenoglio-Limón, F.; Durán de Bazúa, C. y Luna-Pabello, V. 1997. Evaluación de la conductividad hidráulica y eficiencia de remoción de materia orgánica en columnas empacadas con grava. En *Memorias del Tercer Seminario Internacional de Expertos en Tratamiento de Efluentes Industriales y Residuos. PIQAyQA-UNAM. México.* Pp. 191-196.
76. Rase, F y Barrow, H. 1973. Ingeniería de proyectos para plantas de proceso. CECSA. México. Pp. 12-44.
77. Reed, S. 1992. Constructed Wetland design -the first generation. *Wat. Environm. Res.*, 64(6): 776-782.
78. Reed, S. y Brown, D. 1995. Subsurface flow wetlands- a performance evaluation. *Wat. Environm. Res.*, 76(2): 244-299.
79. Ríos, R.; Jansson, M.; Zibuschka, F.; Haberl, R. y Luna-Pabello, V. 1997. Removal of microorganism from wastewater by constructed wetlands. En *Memorias del Tercer Seminario Internacional de Expertos en Tratamiento de Efluentes Industriales y Residuos. PIQAyQA-UNAM. México.* Pp. 246-251.
80. Rivera, F. y Calderón, A. 1993. Biotratamiento de aguas negras. *ICYT*, 15(203): 12-15.
81. Rivera, F.; Ramírez, E. y Gallegos, E. 1995. Removal of pathogens from root zone. *Wat. Sci. Technol.*, 32(3): 113-119.
82. SARH. 1991. Programa Nacional de Aprovechamiento del Agua 1991-1994. Subdirección General de Planeación y Finanzas de la Comisión Nacional del Agua. Estado de México, México. Pp. 71-72.
83. SEDUE. 1987. Ecología. 100 acciones necesarias. Comisión Nacional de Ecología. México. Pp. 56-57.
84. SEDUE. 1990. Programa Nacional para la Protección del Medio Ambiente 1990-1994. Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología. México. Pp. 65-66.
85. Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996. Diario Oficial de la Federación. México. 6 de enero de 1997.

86. Sereico, P. y Larneo, C. 1988. Use of wetlands for wastewater treatment. Civil Engineering Practice 5. Wat. Res. Environm. Technomic Publishing Co. Inc. EEUUA. Pp. 767-787.
87. Shutes, R. 1996. The treatment of urban runoff by wetland systems. En Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Austria. Pp. 3-1-3-8.
88. Tanner, C. y Sukias, P. 1995. Accumulation of organic solids in gravel-bed constructed wetlands. Wat. Sci. Technol., 32(3): 229-239.
89. Thomas, P. y Glover, P. 1995. An evaluation of pollutant removal from secondary treated sewage effluent using a constructed wetland system. Wat. Sci. Technol., 32(3): 87-93.
90. Vymazal, J. 1996. The use of constructed wetlands in the Czech Republic -present situation. En Memories of 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Austria. Poster 32.
91. Wood, A. 1990. Constructed wetlands for wastewater treatment- engineering and design considerations. En Memories of Constructed Wetland Water Pollution Control. Reino Unido. Pp. 535-539.
92. Wood, A. 1995. Constructed wetlands in water pollution control: Fundamentals to their understanding. Wat. Sci. Technol., 32(3): 21-29.
93. Xianfa, L. y Chuncai, J. 1995. Constructed wetland system for water pollution control in North China. Wat. Environm. Res., 32(3): 349-356.
94. Yang, Y.; Zhencheng, X. y Kangping, H. 1995. Removal efficiency of the constructed wetland wastewater treatment system at Bainikeng, Shenzhen. Wat. Sci. Technol., 32(3): 220-228.

ANEXOS

MEMORIA DE CÁLCULO

El sistema consta de un módulo con tratamientos primario y secundario, alimentado con una descarga de aguas residuales provenientes del lecho del Río Magdalena. El agua tratada contará con la calidad requerida para ser empleada en el riego de las plantas del Vivero.

Tratamiento primario

El tratamiento primario consta de dos etapas, la primera es la de cribado, que se realiza por medio de rejillas, y la segunda en la que se emplea una fosa séptica para facilitar el asentamiento y remoción de las partículas más grandes y pesadas suspendidas en el agua residual.

El tratamiento a base de cribado consiste de un arreglo de rejillas dispuesto en forma de cubo o canasta, que sirven adicionalmente de protección a la bomba sumergible en el seno del río. Su propósito es el de remover los sólidos o basuras que arrastra consigo el agua.

Para el dimensionamiento se toma en cuenta en principio la pérdida de carga (P_c) a través de la reja, según la ecuación de Kirscemer:

$$P_g = \beta \cdot 3 \sqrt{\left(\frac{H_b}{E_b}\right)^3} \cdot \left(\frac{V_a^2}{2g}\right) \cdot \sin \theta$$

Donde:

P_g = pérdida de carga, (m)

β = tipo de barra, (adimensional)

H_b = anchura de las barras, (m)

E_b = espacio entre barras, (m)

T_b = Altura de las barras (m)

V_a = velocidad de acercamiento, (m/s)

g = aceleración de la gravedad, (m/s^2)

θ = ángulo de inclinación con respecto a la horizontal, ($^\circ$)

El área de las rejillas (A_r) se dimensiona en función del cuerpo de la bomba. En este caso el valor seleccionado es de 0.40 m de ancho y 0.60 m de alto para cada uno de los 6 lados del cubo de cribado.

A partir del volumen de alimentación (F_b) al tiempo en que opera la bomba se determina la velocidad de acercamiento, según la ecuación:

$$V_a = \frac{F_b}{A_r}$$

Con los datos siguientes:

$$F_b = 2.16 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_r = 0.24 \text{ m}^2$$

Realizando cálculos el resultado es: $V_a = 9.0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$

Para el resto de los datos se tiene:

$$\beta = 1.79 \text{ (barras de tipo circular)}$$

$$H_b = 3.0 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$E_b = 5.0 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$T_b = 0.60 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\theta = 90^\circ$$

Con esta información el valor obtenido es: $P_g = 3.74 \cdot 10^{-6} \text{ m}$

Para el cálculo del número de barras (N) se considera la expresión:

$$N = \frac{A_b}{H_b \cdot T_b}$$

Con esta ecuación el número de barras es: $N = 133 \text{ unidades}$

Para el número de espacios entre barras (n), se tiene:

$$N = n - 1$$

Por lo tanto, el número de espacios es: $n = 132$

Tratamiento secundario

Este tipo de tratamiento incluye la construcción de un humedal artificial de flujo horizontal (HAFH). En función del espacio otorgado y para fines de estudio se propone un área superficial total (A_s) de 75 m^2 . La relación largo-ancho (l-a) sugerida es de 3:1, propuesta por varios autores (Conley, 1991; Reed, 1992) y mayormente empleada en los humedales de flujo horizontal.

$$\text{Largo (l)} = 15 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (a)} = 5 \text{ m}$$

Con esta área (A_s) propuesta y dado que es necesario una superficie de 2 m^2 (Bahlo y Wach, 1995; Brix, 1994b) para depurar el agua residual generada por una persona, es posible emplear un sistema con estas dimensiones para el siguiente número de personas:

$$\text{Número total de personas} = 75 \text{ m}^2 \cdot (1 \text{ persona} / 2 \text{ m}^2) = 37$$

Considerando que el sistema está diseñado para tratar el volumen generado por 37 personas (en promedio cada persona desecha 150 L/d), resulta:

$$\text{Volumen diario de agua a tratar} = (37 \text{ personas}) * 150 \text{ L/d-persona} = 5600 \text{ L/día}$$

Para obtener los parámetros de diseño básicos en la construcción del HAFH se consideró el conjunto de valores reportados en la bibliografía de más de 70 sistemas actualmente en operación, así como los resultados experimentales obtenidos a nivel de laboratorio y las ecuaciones de diseño propuestas.

A continuación se muestran las ecuaciones de diseño para la construcción del humedal artificial de tipo horizontal:

Flujo de alimentación diaria al sistema, (F_v)

Empleando la ecuación de Darcy:

$$A_s = \frac{F_v * (\ln C_i - \ln C_e)}{K_t * h * n}$$

Donde:

C_i = concentración de DBO_5 del influente, (mg/L)

C_e = concentración de DBO_5 del efluente, (mg/L)

K_t = constante de 1er. orden. dependiente de la temperatura, (1/día)

h = profundidad del lecho en la sección inicial del sistema, (m)

n = porosidad del lecho, (adimensional)

A_s = área superficial de HA, (m^2)

l = longitud, (m)

a = ancho del sistema, (m)

Los valores empleados para el diseño son:

$C_i = 360 \text{ mg/L}$	(Experimental)
$C_e = 20 \text{ mg/L}$	(Fijado)
$A_s = 75 \text{ m}$	(Propuesto)
$h = 0.6 \text{ m}$	(Brix, 1993; Hu, 1994; Kadlec, 1995)
$n = 0.48$	(Experimental)
$a = 5 \text{ m}$	(Diseño)
$l = 15 \text{ m}$	(Diseño)

Para el cálculo de K_t se emplean las siguientes correlaciones:

$$K_t = K_{20} * (1.1)^{T-20}$$

La anterior ecuación supone una temperatura, T, distinta de 20^oC. Para estimar el valor de K₂₀ se utiliza la correlación empírica siguiente:

$$K_{20} = K_0 \cdot (37.31 \cdot n^{4.172})$$

Para aguas residuales domésticas se toma en cuenta un valor K₀ = 1.839 (Hu 1994). Por su parte, la temperatura promedio del agua residual en el Río Magdalena, evaluada en el período de enero a agosto de 1997, fue de T = 16.3 °C. Con este dato el valor obtenido para la constante de primer orden es de:

$$K_t = 2.1 \text{ día}^{-1}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación de Darcy, con un 25% de sobrediseño, se obtiene el flujo de alimentación máximo (Fv_{máx}).

En términos de la razón de carga hidráulica (RCH), la ecuación de cálculo se expresa como:

$$RCH = \frac{Fv_{máx}}{As}$$

Tiempo de residencia hidráulico, (TRH)

El TRH teórico se calcula a partir de la ecuación:

$$THR = \frac{l \cdot a \cdot n \cdot h}{fv}$$

En la tabla siguiente se muestran los parámetros básicos de diseño según la fuente de información empleada.

Fuente	Fvd _{máx} (m ³ /d)	RCH (m ³ /m ² d)	TRH (d)
Ecuaciones teóricas	11.9	0.15	1.8
Experimental	6.7	0.09	3.2
Base de datos	4.5	0.06	4.8
Valores promedio	5.6	0.075	3.8

Según estos datos se eligen los valores promedio, descritos en la tabla anterior, con los cuales se determinan los parámetros de diseño restantes

Pendiente del humedal (p)

La pendiente sugerida del lecho es de 1%, con la siguiente ecuación se determina la altura promedio de la sección final en el sistema:

$$hf = h + \frac{p}{100}$$

El resultado obtenido es de $hf = 0.744$ m

Por su parte, el gradiente hidráulico (Gh) se evalúa a partir de la siguiente relación:

$$Gh = hf \cdot \frac{100}{l}$$

Sustituyendo valores resulta: $Gh = 5.17$ %

Área de sección frontal (Af)

El área de sección frontal (Af) se determina con la ecuación siguiente:

$$Af = h \cdot a = \frac{Fv_{máx}}{Kf \cdot p}$$

Según lo anterior, el valor resultante es de $Af = 3$ m²

Material del lecho

Para reducir el riesgo de taponamiento, se seleccionó tezontle de 4 a 8 mm y de 8 a 16 mm de diámetro. El volumen requerido de tezontle (Vg) en el lecho es de:

$$Vg = h \cdot a$$

$$Vg = 0.6 \cdot 15 \cdot 5$$

$$Vg = 45 \text{ m}^3$$

Número de plantas en el lecho

Se requieren 3 plantas por metro cuadrado (Bahlo y Wach, 1995), por lo tanto:

$$\text{Núm. de plantas} = As \cdot 3 \cdot 1.2$$

Se necesitan: 260 plantas de carrizo (*Phragmites* sp.) y de tifa (*Typha* sp.)

Tratamiento de desinfección

De requerirse, para usos de mejor calidad, el agua tratada puede ser desinfectada mediante cloración, carbón activado, "cal", ozonificación, etc., con el fin de eliminar la presencia de microorganismos no deseables.

BASE DE DATOS

En las tablas siguientes se muestra una lista de más de 70 sistemas construidos actualmente a base de humedales artificiales de flujo horizontal (HAFH). En dicha lista se resumen los parámetros de diseño más importantes.

Símbolos:

- Fvd = flujo de alimentación, (m^3/d)
RCH = razón de carga hidráulica, (m^3/m^2-d)
TRH = tiempo de residencia hidráulico, (d)
DBO₅ = demanda bioquímica de oxígeno en cinco días, (mg/L)
SST = sólidos totales totales, (mg/L)
PT = fósforo total, (mg/L)
NT = nitrógeno total, (mg/L)
Inf = influente
Ef = efluente
Rem = remoción

Tabla A2-1. Concentrado de referencias bibliográficas sobre humedales artificiales de flujo horizontal subterráneo

Núm	Referencia	Área (m ²)	largo-ancho (m-m)	Profundidad (m)	Fvd (m ³ /d)	RCH (m ³ /m ² -d)	TRH (d)	DBO ₅ Influyente (mg/L)	DBO ₅ Efluente (mg/L)	Porcentaje Remoción DBO ₅ (%)
1	Haberl, 1995	40.5	4.5-4.5	0.8	0.15	0.004	-	49	4	93
2	Sikora, 1995	55.5	9.1-6.1	0.6	273.6	0.49	0.4	-	-	-
3	Kreiner, 1994	2.0	2-1	1.0	11.664	0.58	-	-	-	93
4	Haberl, 1991	150	15-10	0.9	0.44	0.04	0.83	20-300	-	96
5	Tanner, 1995	19	9.5-2	0.6	0.38	0.02	5.5	57	15	90
6	Wood, 1995	-	0.25-1	0.1-1.0	-	0.03	2-7	-	10	73
7	White, 1995	3.6	3.0-1.2	0.3	0.72	0.02	7.5	125	11	92
8	White, 1995	4.7	3.6-1.2	0.3	0.84	0.02	7.5	-	-	-
9	Thomas, 1995	97.2	27-3.6	0.6	11.0	0.8	-	86	20-23	-
10	Maehlum, 1995	108	12-9	0.5	2.0	0.019	14	-	93	-
11	Maehlum, 1995	60	10-6	0.8	2.0	0.03	14	-	85	-
12	Coombes, 1995	1633	71-23	0.5	190	0.10	-	10	2.1	79
13	Juwarkar, 1995	180	90-30	0.8	9.0	0.05	-	235	19.2	91
14	Smith, 1996	25	5-5	1.2	4.5	0.025	-	-	-	-
15	Drizo, 1996	0.49	1-0.49	0.5	0.01	0.0625	5	-	-	-
16	Green, 1996	825	-	0.6	198.72	0.24	-	-	-	-
17	Mungur, 1996	1.34	2.24-0.6	0.3	-	-	-	-	-	-
18	Marsteiner, 1996	1800	60-30	-	620	0.3	-	0.9	-	-
19	Geller, 1996	1300	-	-	39	0.03	-	-	-	90
20	Geller, 1996	1000	-	-	-	0.01	-	191	2	100
21	George, 1996	5.88	4.9-1.2	-	0.49-0.89	0.03-0.25	-	-	-	60-72
22	House, 1996	134	13.7-9.8	-	5.36	0.04	0.6	-	-	90

Tabla A2-2. Concentrado de referencias bibliográficas sobre humedales artificiales de flujo horizontal

Núm.	Referencia	SST Inf (mg/L)	SST Ef (mg/L)	% Rem SST	PT Inf (mg/L)	PT Ef (mg/L)	% Rem PT	NT Inf (mg/L)	NT Ef (mg/L)	% Rem NT
1	Haberl, 1995	-	-	-	11	2	70	91	43	46
2	Sikora, 1995	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	Kreiner, 1994	-	-	84	-	-	67	-	-	83
4	Haberl, 1991	60-250	-	75-85	5	2	50	25	12°	50
5	Tanner, 1995	118	30	83	-	-	-	-	-	-
6	Wood, 1995	-	15.3	69	-	1.9	55	-	5.0	64
7	White, 1995	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8	White, 1995	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	Thomas, 1995	66	6	80	9	7	30	-	-	-
10	Maehlum, 1995	-	-	-	-	-	98	-	-	48
11	Maehlum, 1995	-	-	73	-	-	95	-	-	59
12	Coombes, 1995	15.5	3	81	-	-	-	-	-	-
13	Juwarkar, 1995	-	-	-	16.2	9.2	40	33.2	8.9	38
14	Smith, 1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	Drizo, 1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	Green, 1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	Mungur, 1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	Marsteiner, 1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	Geller, 1996	-	-	-	-	-	50	-	-	60
20	Geller, 1996	-	-	-	13.7	0.8	98	10.8	34	90
21	George, 1996	-	-	-	-	-	80	-	-	30
22	House, 1996	-	-	83	-	-	-	-	-	-

Continuación

Núm.	Referencia	Área (m ²)	largo-ancho (m-m)	Profundidad (m)	Fvd (m ³ /d)	RCH (m ³ /m ² -d)	TRH (d)	DBO ₅ Influyente (mg/L)	DBO ₅ Efluente (mg/L)	Porcentaje Remoción DBO ₅ (%)
23	Laouali, 1996	200	-	0.6	10	0.05	-	139	18	87
24	Ciupa, 1996	448	-	-	7.6	0.017	-	205	22.8	89
25	Obarska, 1996	1200	-	-	7.6	0.14	-	240	125	52
26	Obarska, 1996	500	-	-	170	0.34	125	40	68	
27	Obarska, 1996	1000	-	-	170	0.17	-	-	-	
28	Magmedov, 1996	500	-	-	500	1.0	1	-	-	60-90
29	Magmedov, 1996	5460	-	-	85	0.016	3	-	-	70-90
30	Magmedov, 1996	3980	-	-	1327	0.33	3	-	-	-
31	Magmedov, 1996	3670	-	-	690	0.14	3-11	-	-	65-90
32	Davies, 1990	150	30-5	-	8.64	0.058	3-5	-	-	90
33	Zeeuw, 1990	234	18-13	0.5	2.34	0.01	-	-	-	-
34	Schütte, 1990	22.5	9-2.5	0.8	0.25	0.012	-	230	10	95
35	Finlayson, 1990	36	20-1.8	-	-	-	-	-	-	-
36	House, 1990	9	3-3	0.6	-	-	-	-	-	-
37	Batchelor, 1996	40	9.3-4.3	1.1	3.0	0.3	-	-	-	-
38	Gray, 1996	93	18.6-5.0	-	2.41	0.026	-	-	-	-
39	Gray, 1996	250	25-10	-	2.6	0.01	-	221	19	91
40	Bulc, 1996	450	-	0.9	20.2	0.045	-	190	52	40
41	Summerfelt, 1996	4.44	3.7-1.2	0.51	-	-	-	-	-	-
42	Günes, 1996	4.0	4-1	0.2	0.38	-	1.0	-	-	-
43	Prystay, 1996	175	35-5	0.6	-	-	10	-	-	-
44	Watson, 1989	-	-	-	-	0.065	-	28	14	50

Continuación

Núm.	Referencia	SST Inf (mg/L)	SST Ef (mg/L)	% Rem SST	PT Inf (mg/L)	PT Ef (mg/L)	% Rem PT	NT Inf (mg/L)	NT Ef (mg/L)	% Rem NT
23	Laouali, 1996	59	12	80	5.7	0.6	89	-	-	-
24	Ciupa, 1996	98	29	70	12.5	14.2	-	73	32	48
25	Obarska, 1996	-	-	-	6	4	33	84	65	22
26	Obarska, 1996	-	-	-	4	2.7	67	65	40	33
27	Obarska, 1996	-	-	-	2.7	0.8	70	40	25	41
28	Magmedov, 1996	-	-	90	-	-	-	-	-	-
29	Magmedov, 1996	-	-	90-	-	-	-	-	-	-
30	Magmedov, 1996	-	-	90	-	-	-	-	-	-
31	Magmedov, 1996	-	-	90-	-	-	-	-	-	-
32	Davies, 1990	-	-	94	-	-	-	-	-	-
33	Zeeuw, 1990	-	-	-	-	-	-	-	-	-
34	Schütte, 1990	-	-	-	-	-	25-63	-	-	49-70
35	Finlayson, 1990	-	30	80-90	14	-	70-80	130	-	30-50
36	House, 1990	-	-	-	-	-	-	-	-	-
37	Batchelor, 1996	127	19	86	-	-	-	-	-	-
38	Gray, 1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-
39	Gray, 1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	Bulc, 1996	-	-	-	-	-	-	-	-	-
41	Summerfelt, 1996	7860	230	95	234	33	86	-	-	-
42	Günes, 1996	407	83	98	-	-	-	-	-	-
43	Prystay, 1996	-	-	-	126	85	44	-	-	-
44	Watson, 1989	56	12	79	5.7	4.9	14	17.1	13.7	20

Continuación

Núm.	Referencia	Área (m ²)	largo-ancho (m-m)	Profundidad (m)	Fvd (m ³ /d)	RCH (m ³ /m ² -d)	TRH (d)	DBO ₅ influente (mg/L)	DBO ₅ efluente (mg/L)	Porcentaje Remoción DBO ₅ (%)
45	Cooper, 1987	40	-	-	4.25	-	10.6	221	47	79
46	Cooper, 1987	40	-	--	4.25	-	10.6	221	59	73
47	Cooper, 1987	40	-	-	4.25	-	10.6	221	30	86
48	Cooper, 1987	40	-	--	4.25	-	10.6	221	56	74
49	Brix, 1987	1400	-	-	76	-	5.3	98	39	60
50	Cooper, 1987	30	-	-	5	-	16.7	80	73	9
51	Theisen, 1987	690	82-8.4	-	110	0.1594	2.9	61.5	18	71
52	Cooper, 1987	1200	34-34.6	-	33	0.0275	-	235	110	51
53	Cooper, 1987	1200	34-34.6	-	33	0.0275	-	235	116	50
54	Cooper, 1987	1200	34-34.6	-	33	0.0275	-	235	92	63
55	Bavor, 1987	400	173-7.0	0.5	10.56	0.0264	18.9	33	4.6	86
56	Brix, 1987	1130	87-13	-	227	0.201	-	149	54	87
57	Cooper, 1987	610	34-18	-	30	0.0492	-	238	49	79
58	Brix, 1987	110	13-8.5	-	1.9	0.0017	-	368	18	95
59	Brix, 1987	760	38-20	-	114	0.15	-	75	36	52
60	Brix, 1987	360	19-19	-	25	0.069	-	142	29	80
61	Brix, 1987	1500	60-25	-	76	0.051	-	52	23	56
62	Cooper, 1988	-	-	-	-	0.0446	-	87	13	85
63	Cooper, 1988	-	-	-	-	0.069	-	87	17	80
64	Cooper, 1988	-	-	-	-	0.0889	-	14	3	73

Continuación

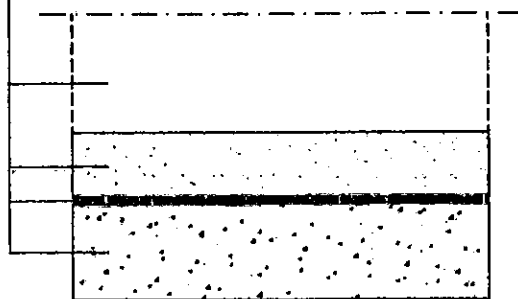
Núm.	Referencia	SST infl (mg/L)	SST efl (mg/L)	% Rem SST	PT infl (mg/L)	PT efl (mg/L)	% Rem PT	NT infl (mg/L)	NT (mg/L)	% Rem NT
45	Cooper, 1987	154	25	84	16.6	5.8	38	-	-	-
46	Cooper, 1987	154	25	84	16.6	4.1	41	-	-	-
47	Cooper, 1987	154	20	87	16.6	1.8	89	-	-	-
48	Cooper, 1987	154	21	86	16.6	2.8	76	-	-	-
49	Brix, 1987	-	-	-	11.7	10.4	18	30	23	25
50	Cooper, 1987	53	19	65	6.0	4.4	30	-	-	-
51	Theisen, 1987	34	8.3	73	-	-	-	-	-	-
52	Cooper, 1987	-	-	-	13.9	7.5	49	-	-	-
53	Cooper, 1987	-	-	-	13.9	7.5	49	-	-	-
54	Cooper, 1987	-	-	-	13.9	4.2	55	-	-	-
55	Bavor, 1987	-	-	-	10	6.8	12	-	-	-
56	Brix, 1987	-	-	-	14.1	11.7	17	41	29	29
57	Cooper, 1987	205	24	89	7.4	6.8	8	-	-	-
58	Brix, 1987	-	-	-	51	3.2	98	112	12	88
59	Brix, 1987	-	-	-	9.3	8.8	11	45	40	10
60	Brix, 1987	-	-	-	12.9	7.8	31	38	27	23
61	Brix, 1987	-	-	-	4.2	2.4	45	14	6	53
62	Cooper, 1988	74	23	69	-	-	-	-	-	-
63	Cooper, 1988	74	20	73	-	-	-	-	-	-
64	Cooper, 1988	-	-	-	6.6	3.8	38	45	30	30

LECHO (60-75cm)

MEDIO DE PROTECCIÓN (10 cm)

GEOMEMBRANA (1.5 cm)

CAPA DE COMPENSACIÓN (20 cm)



PENDIENTE 1% →

HUMEDAL ARTIFICIAL

Programa de Ingeniería Química
Ambiental y Química Ambiental

Horizontales

Elaboró : Paul Schaller
Héctor Ramírez

Revisó : V. M. L. P.

Aprobó : C. D. B.

HUMEDAL ARTIFICIAL

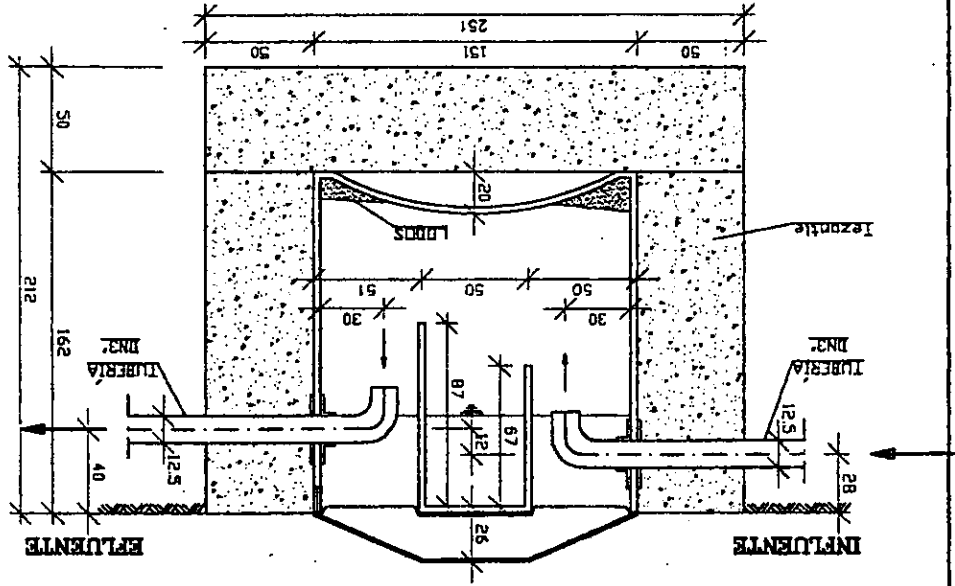
Programa de Ingeniería Química Ambiental y Química Ambiental

Fosa séptica

Elaboró : Paul Schaller
Héctor Ramírez

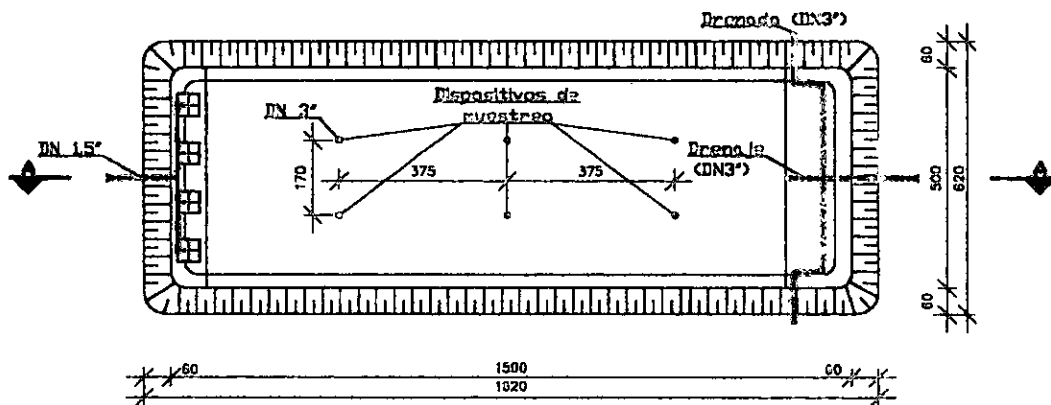
Revisó : V. M. L. P.

Aprobó : C. O. B.



INFLUENTE

EFLUENTE



HUMEDAL ARTIFICIAL

Programa de Ingeniería Química
Ambiental y Química Ambiental

Vista aérea

Elaboró : Paul Schaller
Héctor Ramírez

Revisó : V. M. L. P.

Aprobó : C. D. B.

DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO

La determinación de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) es la medida de la cantidad de oxígeno empleada por bacterias para oxidar la materia orgánica contenida en una muestra. La muestra de agua residual se coloca dentro de una botella de color ámbar, con amplia cantidad de aire en su parte superior. La botella se conecta a un manómetro cerrado. Las bacterias consumen el oxígeno disuelto, que es reemplazado por el oxígeno del aire encerrado en la muestra. Esto reduce la presión dentro de la botella, cuya reducción es mostrada por el manómetro. La caída de presión puede leerse directamente como mg/L DBO en la escala del manómetro. El bióxido de carbono producido por la oxidación es absorbido por los cristales de hidróxido de litio contenidos en la tapa selladora. Los resultados del método manométrico son comparables al método APHA estándar.

Procedimiento

Mediante el método manométrico, usando el aparato manométrico HACH, modelo 2173B (Figura A4-1).

1. Seleccione el volumen apropiado de la muestra, según el Cuadro A siguiente:

Cuadro A4-1. Tamaño de la muestra. Determinación del volumen de la muestra

Intervalo de DBO de la muestra (mg/L)	Volumen de la muestra (mL)	Escala requerida (mg/L)
0-35	420	0-35
0-350	160	0-350
0-70	355	0-70
0-700	95	0-700

2. Adicione la muestra en la botella para muestras DBO. La muestra debe encontrarse a ± 2 °C de su temperatura de incubación al ser analizada.
3. Introduzca una barra de agitación de 3.8 cm en la botella muestra.
4. Agregue el contenido de una almohadilla de reactivo en polvo de hidróxido de litio a la tapa selladora. No permita que las partículas del hidróxido caigan dentro de la muestra. Si esto sucediera, prepare nuevamente una muestra. Utilice un embudo para adicionar el hidróxido de litio.
5. Aplique una pequeña cantidad de grasa Lubriseal al borde sellador de la tapa, para garantizar el sellado hermético.

6. Coloque la botella en la base del aparato. Conecte el equipo a la red eléctrica y enciéndalo.

7. Teniendo abierto el tapón del cilindro manométrico, cierre, sin apretar, la tapa de la botella.

8. Ponga el equipo dentro de una incubadora a 20 ± 1 °C. Deje pasar 30 minutos para que se equilibre la temperatura.

9. Apriete lentamente el tapón del manómetro y después apriete la tapa de la botella. Si la muestra no ha alcanzado el equilibrio térmico, puede aparecer inmediatamente una lectura positiva o negativa. Si esto sucede, afloje el tapón del cilindro manométrico y la tapa de la botella, en ese orden, luego repita este paso.

10. Afloje las clavijas de la escala del manómetro y coloque la marca de cero en la cima de la columna del mercurio. Si la escala no se puede ajustar a cero, afloje brevemente el tapón de la botella y el del cilindro manométrico y luego vuélvalos a apretar y reajuste la escala.

11. Anote la composición de la muestra, la fecha y hora en que se comienza la prueba. Registre por lo menos cada 24 hora la lectura de la muestra.

Interpretación de resultados

Si la prueba se lleva a cabo en forma adecuada, los resultados durante los primeros cinco días (DBO_5) deben ser mayores cada día y la diferencia entre las lecturas pueden volverse progresivamente menor. La figura A4-2 muestra algunos ejemplos trazados en papel milimétrico.

Curva A, trazo típico de DBO

Curva A_s, ejemplo de nitrificación

Curva B, indica una fuga en el sistema de manómetro

Curva H, demora el principio de la oxidación, posiblemente debida a un número limitado de bacterias o a que las mismas se han acostumbrado a la muestra.

Curva K, la muestra tiene un valor de DBO muy alto. Cuando se desconoce el intervalo de DBO de la muestra, se recomienda efectuar y analizar varias diluciones o hacer una prueba de DQO (demanda química de oxígeno) para establecer el intervalo.

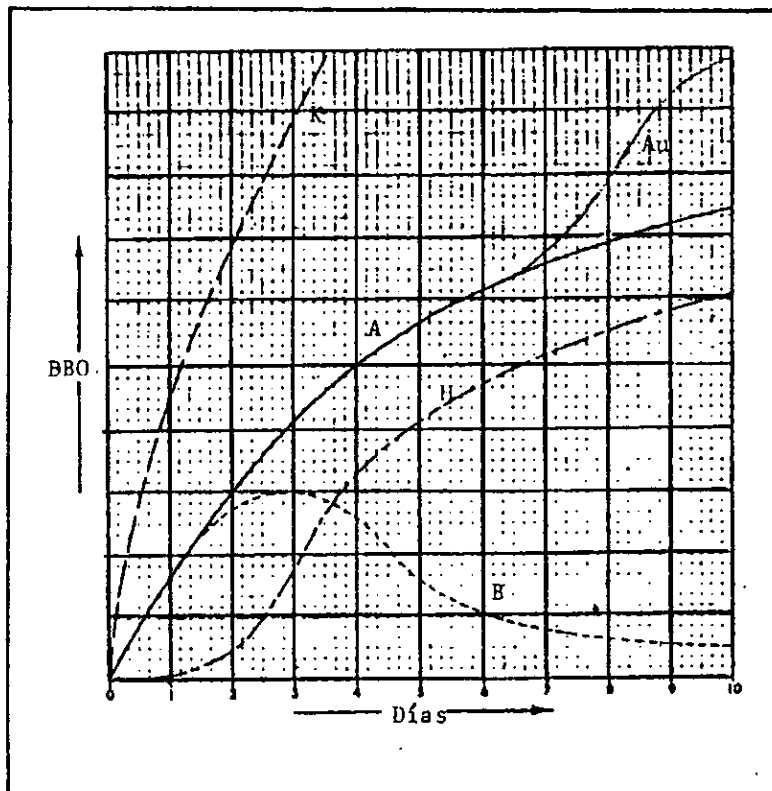


Figura A. Ejemplo de curvas de la DBO

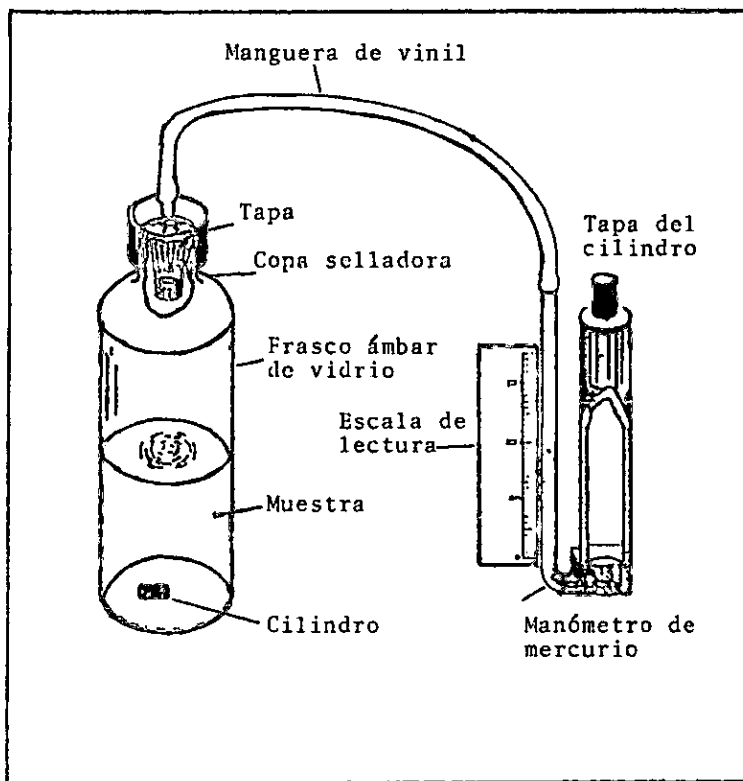


Figura B. Accesorios del medidor manométrico