

42



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE QUÍMICA

**HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO VERTICAL:
ESTADO DEL ARTE Y PROPUESTAS EXPERIMENTALES
PARA LA OBTENCION DE PARAMETROS DE DISEÑO**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO QUIMICO
P R E S E N T A
JUAN CARLOS CHAVARRIA HERNANDEZ**



290345.

MEXICO, D. F.

**EXAMENES PROFESIONALES
FACULTAD DE QUÍMICA**

2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

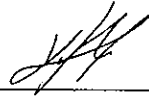
JURADO ASIGNADO

Presidente: Profra. Leticia Ma. De los Angeles González Arredondo.
Vocal: Profr. Rodolfo Torres Barrera.
Secretario: Dr. Víctor Manuel Luna Pabello.
1er suplente: Profra. Hilda Elizabeth Calderón Villagomez.
2do suplente: Profr. Alfonso Durán Moreno.

SITIO DONDE SE DESARROLLO EL TEMA

Facultad de Química de la UNAM y Bibliotecas de la zona Metropolitana de la Ciudad de México

Asesor: Dr. Víctor Manuel Luna Pabello.



Sustentante: Juan Carlos Chavarría Hernández.



DEDICATORIA

A mis padres Vicente Chavarría Sánchez y Ofelia Hernández Páez quienes me han brindado su apoyo incondicional, así como a mis hermanos de quienes tanto he recibido.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, la máxima casa de estudios del país.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México y en particular a la Facultad de Química, por todas las oportunidades que me he recibido para continuar con mi formación académica.

Al proyecto CONACYT, clave 3302P-B, 1997-1999 “Tratamiento de aguas residuales empleando sistemas de raíces en humedales”, por la beca otorgada para la realización de este trabajo.

Al Dr. Victor Manuel Luna Pabello, por su paciencia y por su asesoramiento en la realización de este documento.

ÍNDICE

	Página
Índice de tablas	v
Índice de figuras	vii
Notación	viii
Resumen	ix
I Generalidades	1
I.1 Introducción	1
I.2 Humedales naturales (HN)	3
I.3 Humedales artificiales (HA)	5
I.4 Desarrollo histórico	7
II Objetivos y estrategia de trabajo	10
II.1 Objetivos generales	10
II.2 Objetivos particulares	10
II.3 Estrategia de trabajo	11
III Aspectos generales sobre humedales artificiales (HA)	12
III.1 Ventajas que ofrecen los HA con relación a otros sistemas convencionales	12
III.2 Desventajas de los HA	13
III.3 Clasificación de los HA	14
III.3.1 Sistemas con macrofitas flotantes	14
III.3.2 Sistemas con macrofitas emergentes	15
a) Sistemas con flujo superficial	16
b) Sistemas con flujo horizontal subterráneo	16
c) Sistemas con flujo vertical (HAFV)	18
III.3.3 Sistemas basados en macrofitas sumergidas	19
III.3.4 Sistemas de múltiples etapas	20
III.4 Usos y aplicaciones potenciales de los HA	22
III.5 Mecanismos de remoción de los contaminantes	23
III.5.1 Sólidos suspendidos	23
III.5.2 DBO	23

III.5.3	Nitrógeno	25
III.5.4	Fósforo	27
III.5.5	Patógenos	28
III.5.6	Compuestos orgánicos tóxicos	29
III.5.7	Metales	29
III.6	Función de las plantas	30
III.6.1	Efectos físicos	31
III.6.2	Conductividad hidráulica del medio	31
III.6.3	Área superficial para el crecimiento microbiano	32
III.6.4	Asimilación de nutrientes	32
III.6.5	Liberación de O ₂ en las raíces	33
III.6.6	Otras funciones	34
IV	Estado del arte de los HAFV	35
IV.1	Diseño de un HAFV	36
IV.1.1	Pretratamiento	37
IV.1.2	Dimensionamiento para tratar agua residual doméstica	37
IV.1.3	Dosificación de lechos	38
IV.1.4	Dimensiones	38
IV.1.5	Transferencia de oxígeno	39
IV.1.6	Taponamiento del sustrato	40
IV.1.7	Parámetros cinéticos reportados para algunas reacciones	41
IV.2	Ejemplos de aplicaciones de los HAFV	43
IV.2.1	Tratamiento de efluentes orgánicos con altas concentraciones de amonio y bajas concentraciones de sólidos suspendidos	44
IV.2.2	Tratamiento de aguas residuales del procesamiento de papas	45
IV.2.3	Aplicación de HAFV como tratamiento terciario	46
IV.3	HAFV con recirculación	47
IV.4.	Efecto del régimen de alimentación y de la carga hidráulica en la degradación de la DQO y del N y su variación con la profundidad	50
IV.5	HAFV en serie y con adición de Carbono suplementario	52
IV.6	HAFV con flujo ascendente	54

IV.7 HAFV con flujo descendente-ascendente	55
IV.8 HAFV con flujo tipo marea (alimentación Intermitente en ciclos de corta duración)	59
IV.9 HAFV reciprocantes	65
IV.10 Alternativa de diseño para HAFV en climas fríos	66
IV.11 Implementación de HAFV en países menos desarrollados	68
IV.12 Dificultades operativas	70
IV.12.1 Taponamiento de los poros	70
IV.12.2 Decaimiento de la conductividad hidráulica por la acumulación de sólidos	74
IV.12.3 Deficiencias hidrodinámicas	74
IV.12.4 Efectos del flujo no ideal	75
IV.13 Aspectos determinísticos y estocásticos del funcionamiento y diseño de los HA	75
IV.14 Sistemas híbridos	76
IV.14.1 Antecedentes	76
IV.14.2 Tipos de sistema híbridos	77
IV.14.3 Transferencia de O ₂ y dimensionamiento	79
IV.14.4 Diseño de un sistema híbrido para alcanzar nitrificación y desnitrificación completa de aguas residuales domésticas	81
IV.14.5 Ejemplo de aplicación de un sistema híbrido: HA de dos etapas para tratar aguas residuales de un Hospital	82
IV.15 Recomendaciones de diseño para sistemas híbridos para nitrificación y desnitrificación	84
IV.15.1 Eliminación de N	84
V Propuestas experimentales para obtención de parámetros operacionales y de diseño	88
V.1 El HAFV ubicado en el campus de Ciudad Universitaria	88
V.1.1 Localización de la planta piloto	89
V.1.2 Etapas del sistema	89
V.1.3 Descripción de los componentes del sistema	90
V.2 Ciclos de alimentación de diferente duración	96

V.2.1 Variación de los ciclos de alimentación	97
V.3 Efecto de la variación de la carga hidráulica y de los ciclos de alimentación en la eficiencia del HAFV	98
V.4 Operación con diferentes niveles de saturación del lecho	100
V.5 Operación con recirculación	102
V.5.1 Propuesta experimental	102
V.6 Efecto del material carbonoso en el influente con énfasis en la competencia entre las bacterias heterotróficas y las bacterias nitrificadoras autótrofas	105
V.6.1 Conceptos teóricos	107
V.6.2 Propuesta	109
V.7 Reducción de nitratos y su relación con la concentración de C presente	111
V.7.1 Tratamiento del efluente de invernaderos	112
V.8 Adaptación de las plantas al agua residual	115
V.9 Secuencia de arranque	116
V.10 Secuencia de paro	117
V.11 Análisis fisicoquímicos del agua	118
V.12 Propuestas experimentales a realizarse en columnas de laboratorio	119
V.12.1 Relación entre el tamaño de partícula y el espesor de la capa superior y la nitrificación en los sistemas verticales	119
V.12.2 Relación entre la eliminación de contaminantes y la profundidad de los sistemas verticales	122
V.12.3 Máxima capacidad de las plantas para tolerar elevadas concentraciones de amonio en el agua residual	123
VI Comentarios finales y conclusiones	126
VI.1 Comentarios finales	126
VI.2 Conclusiones	129
VII Bibliografía	133

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Página
1. Tabla 4.1 Criterios típicos de diseño de un HAFV	37
2. Tabla 4.2 Parámetros cinéticos para algunas especies químicas	41
3. Tabla 4.3 Eliminación alcanzada con el sistema combinado propuesto por Kadlec <i>et al.</i> , 1997.	45
4. Tabla 4.4 Velocidades promedio de eliminación (%) de N_{inorg} y N_{TOT} implementando recirculación obtenidas por Laber <i>et al.</i> , 1997.	49
5. Tabla 4.5 Eliminación (%) de N_{inorg} y N_{TOT} implementando alimentación de metanol para promover una mayor desnitrificación. Laber <i>et al.</i> , 1997.	54
6. Tabla 4.6 Operación del sistema con flujo descendente y ascendente propuesto por Perfler <i>et al.</i> , 1999.	57
7. Tabla 4.7 Concentración promedio del influente para las etapas	58
8. Tabla 4.8 Porcentajes de eliminación de N_{TOT} y P_{TOT} logrados en el sistema propuesto por Perfler <i>et al.</i> , 1999.	58
9. Tabla 4.9 Eficiencias de remoción promedio del sistema HAFV-HAFV con flujo tipo marea propuesto por Sun <i>et al.</i> , 1999.	63
10. Tabla 4.10 Consumo promedio de O_2 en $g\ O_2/m^2*d$ en el sistema propuesto por Sun <i>et al.</i> , 1999.	64
11. Tabla 4.11 Comparación de las eficiencias de remoción obtenidas con HAFV reciprocantes y los diseños tradicionales	66
12. Tabla 4.12 Temperaturas calculadas con el modelo en función de varios parámetros	67
13. Tabla 4.13 Remoción de contaminantes en el sistema propuesto por Burka y Lawrence, 1990.	79
14. Tabla 4.14 Comparación de velocidades de transferencia de oxígeno reportadas en la literatura	80
15. Tabla 4.15 Eliminación promedio en el sistema híbrido completo propuesto por Laber <i>et al.</i> , 1999.	83

16. Tabla 5.1 Muebles de baño del edificio de los talleres de conservación de áreas verdes	90
17. Tabla 5.2 Valores fisicoquímicos ponderados para el agua residual doméstica	91
18. Tabla 5.3 Capacidad del HAFV	95
19. Tabla 5.4 Valores fisicoquímicos estimados para el efluente	96
20. Tabla 5.5 Diferentes ciclos de alimentación con y sin saturación de la celda	97
21. Tabla 5.6 Variación de la carga hidráulica y de los ciclos de alimentación	99
22. Tabla 5.7 Operación del HAFV de C. U. con diferentes niveles de saturación	101
23. Tabla 5.8 Propuesta A de operación con recirculación y saturación parcial del lecho	104
24. Tabla 5.9 Propuesta B de operación con recirculación y saturación parcial del lecho	105
25. Tabla 5.10 Concentraciones en el influente por la BDO_5 y NH_4-N	111
26. Tabla 5.11 Adición de carbono suplementario al agua residual	114
27. Tabla 5.12 Concentración de agua residual sugerida en el influente en la etapa de adaptación	115
28. Tabla 5.13 Variación del espesor y diámetro de partícula de la capa superior	121
29. Tabla 5.14 Concentraciones de NH_4-N propuestas para estudiar la tolerancia de las plantas	124

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
1. Figura 1.1 Humedal artificial con flujo horizontal (HAFH)	3
2. Figura 3.1 Sistema basado en macrofitas flotantes. La especie ilustrada es lirio acuático (<i>Eichhornia crassipes</i>)	15
3. Figura 3.2 Sistema con flujo superficial basado en macrofitas emergentes	17
4. Figura 3.3 Sistema con flujo horizontal subterráneo	17
5. Figura 3.4 Representación esquemática de un HAFV	19
6. Figura 3.5 Sistema basado en macrofitas sumergidas	20
7. Figura 4.1 Sección transversal de un HAFV	39
8. Figura 4.2 Sección transversal del HAFV con flujo descendente-ascendente propuesto por Perfler <i>et al.</i> , 1999.	56
9. Figura 4.3 Representación de la etapa I del HAFV flujo tipo marea propuesto por Sun <i>et al.</i> , 1999.	61
10. Figura 4.4 Etapas HAFV del sistema propuesto por Sun <i>et al.</i> , 1999.	62
11. Figura 4.5 Sistema propuesto por Johansen y Brix, 1996.	78
12. Figura 4.6 Sistema propuesto por Burka y Lawrence, 1990.	78
13. Figura 5.1 Diagrama de bloques de la planta piloto tipo HAFV	89
14. Figura 5.2 Estructura del HAFV de Ciudad Universitaria	93
15. Figura 5.3 Perfiles del HAFV	94
16. Figura 5.4 Arreglo del sistema con recirculación	103
17. Figura 5.5 Columna para experimentación	120

NOTACIÓN

COT	Carbono orgánico total
DBO	Demanda bioquímica de oxígeno
DBO ₅	Demanda bioquímica de oxígeno de 5 días
DO	Demanda de oxígeno
DQO	Demanda química de oxígeno
HA	Humedal(es) artificial(es)
HAFH	Humedal(es) artificial(es) de flujo horizontal
HAFV	Humedal(es) artificial(es) de flujo vertical
HN	Humedal(es) natural(es)
NH ₄ -N	Nitrógeno amoniacal
N _{inorg}	Nitrógeno inorgánico
N _{org}	Nitrógeno orgánico
NOT	Nitrógeno orgánico total
NTK	Nitrógeno total Kjeldahl
N _{TOT}	Nitrógeno total
p.e.	Persona equivalente
PO ₄ -P	Ortofosfatos
P _{TOT}	Fósforo total
SD	Sólidos disueltos
SS	Sólidos suspendidos
SSe	Sólidos sedimentables
SST	Sólidos suspendidos totales

RESUMEN

En este trabajo se presenta una revisión monográfica del estado en que se encuentra actualmente el desarrollo de la ecotecnología para depurar aguas residuales conocida como humedal artificial de flujo vertical. Este trabajo forma parte del proyecto “HUMEDALES ARTIFICIALES” que se lleva a cabo en la Facultad de Química de la UNAM. La investigación se realizó con base en la consulta de la información disponible que sobre el tema existe en las diversas fuentes de información tales como libros y revistas nacionales y extranjeras, así como por consulta vía internet.

De manera complementaria, se incluye lo relacionado con el Humedal Artificial de Flujo Vertical (HAFV) de tipo experimental que está siendo construido dentro del campus de Ciudad Universitaria. Asimismo, se estructura una serie de pruebas experimentales que permitan obtener información útil para el diseño y operación de sistemas verticales en las cuales se incluye el efecto de la variación del tamaño del diámetro de partícula, la profundidad del lecho y el espesor de las capas u horizontes, entre otros. Lo anterior partiendo del hecho que, en la literatura relacionada con el tema, las bases de diseño se manejan frecuentemente de manera empírica, lo cual a su vez dificulta obtener alta eficiencia en la remoción de contaminantes.

Por lo antes señalado, las pruebas que se plantean tienen la finalidad de obtener información que pudiera ser de utilidad tanto para la operación del sistema como purificador de los efluentes generados en las instalaciones en que se encuentra ubicado, como para la obtención de parámetros de diseño aplicables en la construcción de futuros HAFV.

Uno de los aspectos más relevantes derivado del desarrollo del presente trabajo, es que los HAFV presentan una mayor gama de aplicaciones en un futuro cercano, principalmente por su mayor eficiencia en la remoción de compuestos nitrogenados (vía desnitrificación), así como para la depuración de efluentes con mayor concentración de contaminantes orgánicos biodegradables de tipo carbonosos, o también de los de más difícil biodegradación (como hidrocarburos). En el ámbito mundial, existen algunas empresas que están realizando investigación encaminada a mejorar y afinar los diseños y regímenes de operación de los HAFV. En cuanto a México, la información sobre humedales artificiales

de flujo vertical es prácticamente nula, por lo que resulta altamente deseable que se fortalezca esta línea de investigación y se valore la viabilidad o no de su implantación en el ámbito nacional, principalmente en zonas semirurales o rurales que no cuentan con ningún sistema de tratamiento de sus aguas residuales y que de acuerdo con la normatividad aplicable vigente deberán en los próximos años, contar con sistemas de tratamiento que impidan la descarga de aguas contaminadas más allá de lo permitido. En esas zonas, las aguas residuales usualmente se vierten directamente a suelos o cuerpos de agua naturales originando el detrimento de su calidad, así como focos de infección para la salud humana, por lo que su depuración es necesaria, pudiendo además serles de utilidad en el riego de determinados cultivos.

I GENERALIDADES

I.1 INTRODUCCIÓN

El agua es uno de los recursos naturales más importantes para mantener el equilibrio de los ecosistemas. Sin ella la vida no sería posible en nuestro planeta. El deterioro de la calidad del agua de ríos, acuíferos, embalses y zonas costeras, originado por las descargas de aguas residuales sin tratamiento adecuado, limita las oportunidades de su aprovechamiento y provoca la contaminación de otros recursos naturales.

Entre esas causas que originan la crisis del agua se han citado el rápido crecimiento de la población, acompañado del aumento de las expectativas en cuanto a la calidad de vida y a la seguridad de los alimentos y del agua; el excesivo consumo y el uso indebido de los recursos hídricos, incluidos los planes mal concebidos de regulación del agua; la creciente urbanización; y la expansión del comercio y de la actividad económica internacionales. Sin embargo, en general no se ha cobrado aún conciencia de que todos esos factores están contribuyendo a la degradación inexorable de los procesos ecológicos naturales que hacen de los cursos de agua (en el sentido de sistemas hídricos naturales) nuestro sustento.

A manera de ejemplo, se sabe que aproximadamente el 90% de las aguas residuales domésticas de la zona metropolitana de la Ciudad de México se descarga sin tratamiento a través del sistema general de drenaje al exterior de la cuenca de México, y el 10% restante se depura en alrededor de 10 sistemas de lodos activados, los cuales en su mayor parte son deficientes en su funcionamiento (Castillo *et al.*, 1997; CNA, 2000).

El presente trabajo está enfocado a abordar la problemática derivada de la generación de aguas residuales de tipo doméstico en comunidades rurales pequeñas y medianas de nuestro país. Para dichas comunidades, la implantación de los sistemas de tratamiento convencionales resulta poco factible, no sólo por la inversión requerida para su construcción, sino también por los gastos de operación y mantenimiento que implican. Por tal razón, la “ecotecnología” que se presenta en este trabajo, conocida como humedal artificial de flujo vertical (que se denotará a lo largo del texto como HAFV), constituye una alternativa técnica y económicamente viable para esas

poblaciones, pues los costos se reducen notablemente, principalmente los de operación y mantenimiento. La potencial aplicabilidad de estos sistemas se extiende también a centros semirurales y a pequeños núcleos urbanos (Luna-Pabello *et al.*, 1998; Lara, 1999).

Los humedales artificiales (HA), son sistemas de tratamiento de aguas residuales que imitan la actividad depuradora realizada por los humedales naturales (HN). Algunas de las bondades de los HA incluyen una construcción sencilla y económica, requerimientos mínimos de personal capacitado para su operación y mantenimiento, nula o escasa generación malos olores y un tiempo de vida útil de aproximadamente 25 años. Aunado a lo anterior, el sistema de tratamiento de aguas aquí presentado resulta como se verá posteriormente, estéticamente agradable y puede constituir una reserva para la vida silvestre.

A grandes rasgos un HA se construye haciendo una excavación de forma rectangular que es impermeabilizada y después rellena con uno o varios materiales de empaque, como arena y grava que funcionan como filtro para el agua y como soporte para las plantas que son sembradas en él. El material de empaque también funciona como soporte para la gran cantidad y diversidad de microorganismos que sobre él y sobre las raíces de las plantas se desarrollan y que contribuyen a la depuración del agua a través de la degradación de la materia orgánica. El agua residual se introduce por la parte superior para propiciar un flujo vertical en el caso de los HAFV, o bien por un extremo del sistema propiciando un flujo predominantemente horizontal a través del lecho para el caso de los humedales artificiales de flujo horizontal (HAFH). El agua tratada se canaliza hacia una tubería de descarga del sistema. La gran mayoría de los HA construidos hasta ahora son del tipo de flujo horizontal. En la figura 1.1 se muestra el esquema de un HA con este tipo de diseño. Más adelante se presentará una de las clasificaciones más usadas para caracterizar a los diferentes diseños de HA.

En el presente trabajo se realiza una revisión del estado actual en que se encuentra el desarrollo de los HAFV, abordando de manera específica la necesidad de acrecentar el conocimiento sobre este tipo de sistemas, dada la escasez de información que sobre su operación y criterios de diseño aún existe, para lo cual se plantea una serie de pruebas experimentales, algunas de las cuales podrán ser implementadas en un HAFV con dimensiones de planta piloto que recientemente acaba de ser construido en el campus de Ciudad Universitaria. Este humedal, además de servir para hacer pruebas experimentales, servirá para depurar las aguas residuales de tipo doméstico que son generadas en el sitio donde está ubicado.

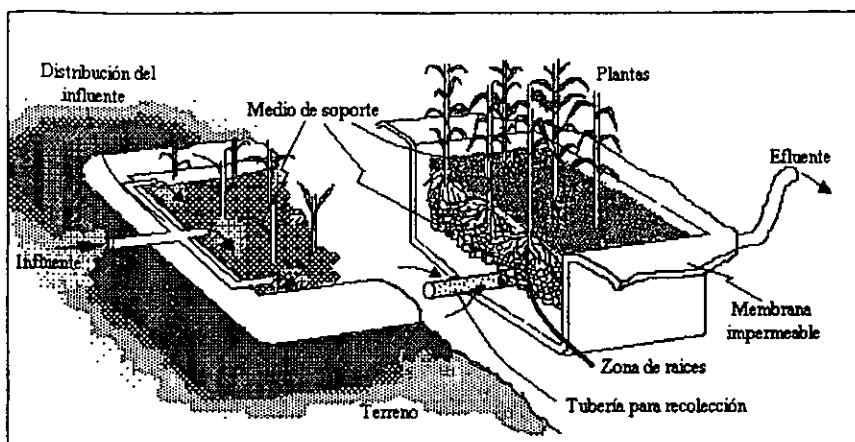


Figura 1.1 Humedal artificial con flujo horizontal (HAFH)

1.2 HUMEDALES NATURALES (HN)

Los HN se definen como “áreas que están inundadas o saturadas por aguas superficiales o subterráneas con una frecuencia y duración suficiente para permitir que en circunstancias normales prevalezca la vegetación típicamente adaptada para la vida en suelos saturados” (Mitsch y Gosselink, 1993).

Los HN se encuentran entre los ecosistemas más importantes del planeta debido a sus condiciones hidrológicas únicas y debido a su rol como ecotonos entre los sistemas acuáticos y terrestres. Los HN frecuentemente se forman en zonas donde existe un estancamiento de agua contaminada. En dichas zonas se encuentran comúnmente plantas acuáticas flotantes, sumergidas y emergentes (US EPA, 1999).

A pesar de que la utilidad y valor de los HN resultan actualmente muy evidentes para muchas personas, históricamente se les había considerado como lugares que debían ser transformados para darles otro uso (Se ha estimado que desde 1990 más de la mitad de los humedales del mundo han sido destruidos). Los HN han sido drenados y transformados en tierras de cultivo o bien en lugares para el desarrollo comercial o residencial. El desconocimiento de la importancia de los HN en todos los estratos de la sociedad, y especialmente entre los responsables de la toma de decisiones y de la gestión de proyectos, ha contribuido enormemente a la pérdida de humedales.

Sin embargo, durante las últimas dos décadas se han reconocido las funciones y el valor de los HN no sólo por los científicos o aquellas personas que trabajan con HN y HA, sino cada vez más por la población en general. La capacidad de los HN para almacenar y transformar materia orgánica y nutrimentos es tal que con frecuencia se les llama “riñones del planeta”. Esta capacidad es bien explotada usándolos en el mejoramiento de la calidad del agua (Higgins y Lugowski, 1996). Algunas de las principales funciones de los HN son las siguientes:

- **Abastecimiento de agua.** Los HN son un elemento fundamental para la obtención de agua potable a largo plazo, debido a los procesos naturales de filtración que se producen cuando el agua pasa a través de ellos. Se ha calculado que una hectárea de marismas cumple la misma función que un sistema técnicamente avanzado de tratamiento de aguas residuales que cuesta 123.000 \$ EE.UU. Cuando el agua pasa de un humedal al acuífero subterráneo se produce además una renovación de las aguas subterráneas. El agua del acuífero puede extraerse para el consumo humano, o fluir por un cauce lateral subterráneo hasta aflorar a la superficie en otro humedal como descarga de agua subterránea.
- **Regulación del caudal de agua.** Muchos ríos siguen siendo una fuente segura de agua durante todo el año debido a que el caudal se desvía del cauce principal a las zonas de turberas, pantanos y ciénagas de la cuenca. Los humedales son causa de que el agua de la estación de lluvias fluya más lentamente, lo que amplía a épocas más secas el período en el que puede disponerse de agua.
- **Efectos beneficiosos en el clima.** Los HN tienen además efectos micro climáticos y macro climáticos beneficiosos. La evapotranspiración de los humedales mantiene los niveles locales de humedad y de precipitaciones pluviales.

Por otro lado, los HN se caracterizan por una variabilidad extrema en la función de sus componentes, haciendo imposible predecir la respuesta a la aplicación de aguas residuales y extrapolar los resultados de una área geográfica a otra. Si bien es cierto que generalmente se observa una mejora en la calidad del agua residual al pasar a través de un HN, su capacidad depuradora no es aún comprendida del todo. El funcionamiento de los HN puede cambiar drásticamente en el transcurso del tiempo como consecuencia de cambios en la composición de

las especies y la acumulación de contaminantes. Por lo tanto la capacidad de tratamiento de los HN es impredecible y no se pueden extraer criterios de diseño a partir de los resultados observados en los mismos.

Se ha visto que si los HN son utilizados para el tratamiento de aguas residuales, se provoca frecuentemente un cambio irreversible en su funcionamiento debido al incremento en la carga de nutrimentos y al cambio en el régimen de alimentación de agua. Esto puede conducir a una posterior eutroficación. Por ello los HN no deben ser usados deliberadamente como sistemas de tratamiento de aguas residuales, pero deben preservarse para la conservación del ambiente.

I.3 HUMEDALES ARTIFICIALES (HA)

El modelo para la construcción de los HA fue tomado por el hombre, al igual que muchos otros ejemplos, de la naturaleza. Los HA no son más que la imitación de los HN, con la salvedad de que en los HA se pretende tener un control de la cantidad de agua a tratar, del régimen de flujo y de la calidad del agua obtenida.

Los HA, a veces también llamados humedales construidos son humedales creados artificialmente con el propósito de tratar aguas residuales de diversos orígenes y pueden realizarse con un grado de control mucho mayor que el que se tiene en un HN (Powicki, 1997), pudiendo diseñarse instalaciones de tratamiento experimentales con un substrato de composición, tipo de vegetación y patrón de flujo bien definidos. Además, los HA ofrecen varias ventajas adicionales si se les compara con los HN, estas ventajas incluyen la elección del sitio de ubicación, flexibilidad en el dimensionamiento y, aún más importante, un control de la hidrodinámica y los tiempos de retención operantes.

Los HA son sistemas encaminados principalmente a la eliminación de contaminantes orgánicos biodegradables disueltos, por lo cual es necesaria la incorporación de tratamientos previos para la remoción de sólidos suspendidos de gran tamaño y de sólidos de rápida sedimentación. La eliminación previa de dichos contaminantes es necesaria para garantizar un óptimo funcionamiento del humedal y prolongar su vida útil. Entre los tratamientos frecuentemente empleados para la separación de esos contaminantes se encuentran los sedimentadores, las cribas, las cámaras desengrasantes y las fosas sépticas. De no eliminarse estos contaminantes, la velocidad de asolvamiento se ve incrementada considerablemente, lo cual

conlleva una disminución en la capacidad de tratamiento, en la calidad del agua tratada y en la vida útil del sistema.

Los contaminantes en los HA se remueven a través de una combinación de procesos físicos, químicos y biológicos, incluyendo la sedimentación, precipitación, adsorción, asimilación por las plantas y transformaciones microbianas. Dentro de un HA, las áreas próximas a las raíces de las plantas son aerobias, mientras que las más alejadas son anaerobias, permitiéndose así que se desarrolle una gran variedad de microorganismos dentro del lecho, incluyendo no sólo bacterias, sino también protozoarios, rotíferos, nemátodos, etc., mismos que contribuyen a la remoción de los contaminantes.

Si bien es cierto que se tiene cierta comprensión de los procesos que se llevan a cabo dentro de los humedales, se sabe muy poco acerca de cómo se ven afectados estos procesos si se varían las condiciones dentro de un humedal, o bien de un humedal a otro; asimismo, se desconoce mucho aún sobre la manera en que los contaminantes afectan el funcionamiento de estos sistemas.

Las aplicaciones potenciales de los HA van desde ser un tratamiento secundario adecuado para varios tipos de aguas residuales industriales o bien para aguas domésticas, hasta ser un tratamiento terciario. Muchos humedales reciben cantidades importantes de materia orgánica, nutrimentos, metales y compuestos tóxicos de regiones agrícolas y áreas urbanas. Si bien muchos de ellos son muy sensitivos a estos contaminantes, otros son capaces de atenuarlos. Las diferencias en el funcionamiento de los humedales son debidas principalmente a diferencias en las condiciones físicas, químicas y biológicas que afectan las transformaciones y los procesos de transporte que se llevan a cabo dentro de ellos, por ello, para poder aplicar con éxito los HA en el tratamiento de aguas residuales de diversos orígenes, es necesario tener una mayor comprensión de su funcionamiento y mejores guías de diseño, basadas no sólo en reglas empíricas, sino buscando alcanzar una comprensión más profunda de los procesos que se llevan a cabo en ellos.

Se sabe que los tiempos de residencia largos y una superficie de sedimentos muy grande en contacto con el agua fluyendo, promueven una remoción efectiva de la materia particulada. La superficie de los sedimentos es asimismo, donde se lleva a cabo la mayor parte de la actividad microbiana que mejora la calidad del agua, incluyendo la oxidación de la materia orgánica y la transformación de nutrimentos.

Por otro lado, las condiciones climáticas, el tamaño y el diseño de los humedales, la carga hidráulica que se introduzca al sistema, el régimen de alimentación, las plantas sembradas, el tipo

de agua residual y su composición varían considerablemente de un sitio a otro y son factores que afectan el funcionamiento de un HA.

Por lo económico que resultan y por la necesidad de terrenos amplios para su implantación, los HA son una alternativa muy atractiva para pequeñas y medianas comunidades relativamente alejadas de los centros urbanos y para países en vías de desarrollo, por ello, es de gran importancia realizar más investigación en nuestro país en torno a este tipo de sistemas a fin de definir con claridad la viabilidad de su implantación para tratar las aguas residuales generadas en las comunidades rurales y semirurales que no cuentan con ningún sistema de tratamiento de aguas residuales.

1.4 DESARROLLO HISTÓRICO

El uso de los HA para el mejoramiento de la calidad el agua no es una invención reciente. El término "humedal artificial" es reciente, si bien el concepto es muy viejo. Las culturas China y Egipcia han utilizado los humedales para el tratamiento de aguas residuales durante muchos años. Uno de los documentos más antiguo que hace referencia a un HA data de 1904, en el cual se describe ya una técnica para construir un humedal con la finalidad de remover contaminantes del agua residual. Mucho más tarde, en la década de los 50's, la Doctora Kate Seidel, del Instituto Max Planck observó que las espadañas (*Schoenoplectus lacustris*) tienen la capacidad de remover una gran cantidad de sustancias orgánicas e inorgánicas del agua contaminada, por lo que comenzó a experimentar con sistemas sembrados con estas plantas, en la búsqueda de nuevas alternativas para depurar aguas residuales. Años más tarde observó que tales plantas enriquecían el suelo en bacterias y humus. Posteriormente se comprobó la "desaparición" de una cierta cantidad de bacterias del agua contaminada, al pasar a través de una vegetación de espadañas. Asimismo, se pudo demostrar a través de experimentos que las espadañas y otras plantas tienen la capacidad de eliminar metales pesados e hidrocarburos tales como el fenol y sus derivados (Brix, 1994b).

El trabajo de Seidel inspiró a otras instituciones en Alemania para que realizaran estudios de tratamientos de aguas residuales. Seidel cooperó con el Doctor R. Kickuth del Instituto für Bodenkunde en la Universidad de Gottingen. Kickuth desarrolló el concepto del *método de la zona de las raíces* a mediados de la década de los sesentas. El diseño basado en este método

consiste típicamente de un lecho rectangular plantado con carrizos (*Phragmites australis*). El lecho puede incluir aditivos como: calcio, hierro o aluminio para mejorar su estructura y la capacidad de precipitación de fosfatos. Durante el paso del agua residual a través del lecho, la materia orgánica es degradada, el nitrógeno es nitrificado y posteriormente desnitrificado y el fósforo se acumula en el medio como consecuencia de la coprecipitación con compuestos de calcio, hierro y aluminio.

Los humedales han tenido un amplio desarrollo en Alemania y en los países del Oeste de Europa. Comenzaron a construirse a principios de la década de los 70's muchos sistemas basados en estos principios, con tal éxito que pronto se expandieron para tratar las aguas residuales de poblaciones de hasta 20 000 habitantes (Reed y Brown, 1992; Vymazal, 1998). Entre 1984 y 1993 se construyeron en Europa más de 600 HA (Cooper, 1993).

En Europa el concepto de HA es un poco diferente de aquel que se tiene en EU y en Australia en Europa se tiene la tendencia a utilizar este tipo de sistemas como un tratamiento secundario para pequeñas comunidades de hasta 1000 habitantes, mientras que en EU la tendencia es a utilizarlos como tratamiento terciario para poblaciones más grandes. Otra diferencia es que en Europa los sistemas son construidos casi siempre comenzando por la excavación y el relleno, mientras que en EU frecuentemente son creados a partir de HN existentes.

En general la experiencia ganada a través de los años ha mostrado que pueden lograrse remociones de la DBO superiores al 90% con concentraciones a la salida inferiores a los 20 mg/L, una eliminación casi completa de los SST y remociones del P del orden del 40 %.

El uso de HA ha tenido un impulso particularmente importante durante los 20 años pasados. Inicialmente el principal interés se centro sobre los HAFH por su sencillez y por los bajos costos de construcción y operación. En la actualidad hay muchos ejemplos de HAFH para el tratamiento de efluentes secundarios y su funcionamiento ha probado ser muy satisfactorios para alcanzar los estándares de la DBO₅ y SST. Sin embargo existe un interés creciente en lograr efluentes con una completa nitrificación. Los HAFH producen efluentes considerablemente nitrificados pero los efluentes de los sistemas horizontales secundarios por su limitada capacidad de transferencia de O₂ no remueven satisfactoriamente el amonio. Como resultado de esto ha existido un creciente interés durante los últimos 10 años en los HAFV porque (a) tienen una capacidad de transferencia de O₂ mucho mayor y (b) son considerablemente más pequeños (1-2 m²/p.e.) que los sistemas horizontales (los cuales requieren de 5-10 m²/p.e. para el tratamiento de efluentes secundarios). Aún más recientemente, durante los últimos 5 años se ha acrecentado el interés en los sistemas

híbridos. En estos sistemas las ventajas y desventajas de los sistemas horizontales y verticales pueden combinarse para complementarse el uno al otro. De esta manera es posible producir un efluente con bajos niveles de DBO, con una nitrificación completa e incluso una desnitrificación casi completa, y por lo tanto bajas concentraciones de N_{TOT} .

En México el empleo de los HA se ha limitado a la construcción de algunos de ellos principalmente para la depuración de aguas residuales domésticas (Miranda, 2000). Recientemente se terminó en el campus de Ciudad Universitaria, México, D. F., la construcción de un sistema experimental con las dimensiones de una planta piloto, con capacidad de tratar cerca de $6 \text{ m}^3/\text{d}$ de aguas domésticas. Este sistema fue desarrollado por la facultad de Química de la Universidad Nacional Autónoma de México en el marco del convenio de colaboración existente con la Universidad de Boku de Viena, Austria (Ramírez, 1998; Schaller, 1998). Los resultados del arranque y operación se encuentran contenidos en las tesis sustentadas por Jiménez (1999) y Millán (2000). Además, a finales del año 2000 se terminó de construir una planta piloto tipo Humedal Artificial de flujo Vertical para el tratamiento de las aguas residuales generadas por las oficinas adyacentes instaladas en la planta de composta en el campus de Ciudad Universitaria (Fenoglio, 2000). En el presente trabajo se incluye una serie de propuestas experimentales planeadas para ser realizadas en el HAFV de C. U. y/o uno equivalente con objeto de generar información sobre la operación y el diseño de los HAFV.

II OBJETIVOS Y ESTRATEGIA DE TRABAJO

II.1 OBJETIVOS GENERALES

- Presentar un panorama general del estado actual en que se encuentra la tecnología para depurar aguas residuales conocida como HAFV.
- Plantear una serie de pruebas experimentales orientadas a la obtención de mejores parámetros de operación y de diseño de HAFV.

II.2 OBJETIVOS PARTICULARES

- Presentar un panorama del estado de desarrollo alcanzado por los HAFV y los avances más recientes para mejorar los procesos de remoción de los contaminantes en dichos sistemas.
- Citar algunos casos de aplicaciones exitosas de HAFV.
- Proponer las actividades a realizar durante las primeras fases de la operación del HAFV de Ciudad Universitaria y hacer el planteamiento de experimentos que permitan determinar las mejores condiciones de operación de dicho sistema.
- Plantear pruebas experimentales encaminadas a la obtención de parámetros de diseño que puedan mejorar la operación de futuros HAFV, y particularmente los procesos de eliminación de N.

II.3 ESTRATEGIA DE TRABAJO

- Consulta de libros y revistas en las bibliotecas de la zona metropolitana de la ciudad de México y en las bibliotecas de Ciudad Universitaria.
- Búsqueda vía internet.
- Recopilación, selección y procesamiento de la información referente a los HAFV.
- Organización y resumen de la información obtenida.
- Planteamiento de series experimentales en el HAFV de C. U. a partir de las cuales pueda obtenerse información útil sobre la operación de sistemas tipo HAFV.
- Planteamiento de pruebas experimentales encaminadas a la determinación de las mejores condiciones de operación del HAFV de C. U..
- Propuesta de algunos experimentos en columnas de laboratorio para la obtención de información útil en el diseño de HAFV.

III ASPECTOS GENERALES SOBRE HUMEDALES ARTIFICIALES (HA)

III.1 VENTAJAS QUE OFRECEN LOS HA EN RELACIÓN CON LOS SISTEMAS CONVENCIONALES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Los HA pueden tener grandes ventajas si se les compara con otros sistemas convencionales secundarios o avanzados para tratar aguas residuales. Algunas de las principales bondades de estos sistemas son las siguientes:

- Realizan un tratamiento efectivo y confiable.
- Los costos de inversión son comparativamente menores en relación con las plantas de tratamiento convencionales.
- Su operación es sencilla
- La inversión requerida en tiempo y costo para realizar su mantenimiento es mínima.
- No se requiere de excesivos sistemas de bombeo, dado que las presiones y flujos que se manejan pueden ser obtenidos proporcionándole pendientes al sistema para facilitar el flujo del agua por gravedad.
- Los requerimientos de energía son bajos.
- Tratándose de sistemas sencillos en su construcción y operación, pueden ser implantados y operados por personal sin mucho entrenamiento o no especializado.
- El sistema es más flexible y menos susceptible a las variaciones de flujo y composición de las aguas residuales que los sistemas convencionales.
- Debido a su flexibilidad, puede tratar aguas residuales de diversos orígenes como son domésticas, industriales, efluentes de actividades agrícolas, etc.
- El periodo de vida útil de un HA es de aproximadamente 25 años.

- No presenta malos olores.
- Su diseño ofrece un aspecto estéticamente agradable.
- Pueden constituir un hábitat para la vida de especies silvestres, tales como anfibios y reptiles, y como zona de postrado para algunas aves migratorias, pudiendo constituir inclusive un área de recreación.

III.2 DESVENTAJAS DE LOS HA

El uso de los HA para el tratamiento de las aguas residuales no es una panacea, ya que estos sistemas también pueden presentar algunos inconvenientes. Las desventajas más importantes son las siguientes:

- La principal desventaja es que la construcción de un HA requiere de una área mayor que la que ocuparía alguno de los sistemas convencionales para tratar la misma cantidad de agua.
- Tienen todavía un diseño y un criterio de operación no muy precisos.
- Son complejos ecológica e hidrológicamente.
- Pueden no ser prácticos en algunos casos, donde las condiciones locales no son adecuadas (por la topografía, drenaje, suelo, etc.).
- Requieren de algún tiempo de operación antes de alcanzar su eficiencia óptima.
- Pueden no ser familiares para las autoridades que se encargan de las regulaciones ambientales, que podrían no tener precedentes.
- Posible disminución de su capacidad y eficiencia depurativa durante el invierno, si las temperaturas descienden mucho.
- Cierta variabilidad en su eficiencia depurativa a lo largo de su vida útil, tendiente a una disminución debida a la acumulación de sedimentos sobre las partículas del lecho.

III.3 CLASIFICACIÓN DE LOS HA

Existen diferentes propuestas en torno a la manera en que deben ser clasificados los HA (Vymazal *et al.*, 1998), la que a continuación se presenta es una de las más aceptadas y está basada en el tipo de plantas que predominan en ellos (Brix, 1993):

- 1 Sistemas basados en macrofitas flotantes.
- 2 Sistemas basados en macrofitas enraizadas en el lecho y que emergen del humedal.
- 3 Sistemas basados en macrofitas sumergidas.
- 4 Sistemas de múltiples etapas, consistentes en una combinación de los conceptos aquí mencionados y otros tipos de tecnologías como podrían ser lagunas de oxidación y filtros de arena.

III.3.1..Sistemas con macrofitas flotantes

Las macrofitas flotantes son muy diversas en cuanto a forma y hábitat se refieren, éstas van desde grandes plantas con rosetas de hojas aéreas o flotantes y raíces sumergidas bien desarrolladas (por ejemplo, el lirio acuático o jacinto de agua, *Eichhornia crassipes*), hasta plantas diminutas flotantes con pocas raíces (por ejemplo lenteja de agua, *Lemna Spirodella*, *Wolffia spirodella*). El Lirio acuático es una de las plantas más prolíficas y productivas que se conocen, por ello es explotada en instalaciones para el tratamiento de aguas residuales como son los HA.

Dos conceptos diferentes se aplican para los sistemas con macrofitas flotantes:

- (1) Sistemas de tratamiento terciario (p. ej. remoción de nutrimentos). Son aquellos en los que se remueve nitrógeno y fósforo por incorporación a la biomasa de las plantas. La biomasa es removida con regularidad, para mantener la productividad máxima y para remover los nutrimentos incorporados. El nitrógeno puede ser eliminado asimismo como consecuencia de la desnitrificación microbiana.

(2) Sistemas integrados de tratamiento secundario y terciario (p. ej. remoción de DBO y nutrientes). Son aquellos en los que la degradación de la materia orgánica y las transformaciones microbianas del nitrógeno (nitrificación-desnitrificación), proceden simultáneamente en el ecosistema de los lirios acuáticos. La remoción de biomasa de estas plantas se realiza en este caso sólo con propósitos de mantenimiento. Los tiempos de retención en los sistemas varían de acuerdo a las características del agua residual y a los requerimientos del efluente, pero generalmente son del orden de 5 a 15 días. La figura 3.1 muestra una representación esquemática de un sistema basado en macrofitas flotantes.

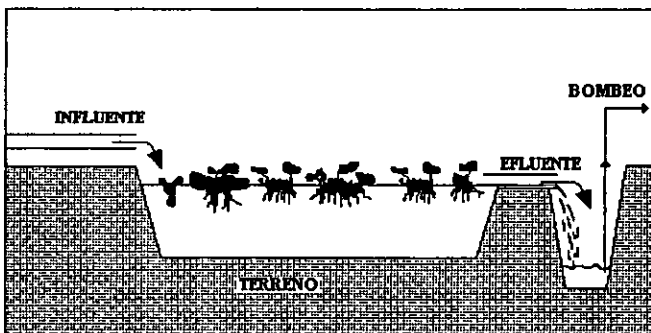


Figura 3.1 Sistema basado en macrofitas flotantes. La especie ilustrada es lirio acuático (*Eichhornia crassipes*)

III.3.2 Sistemas con macrofitas emergentes

Las macrofitas acuáticas, enraizadas y emergentes, son la forma de vida predominante en los HN y en los pantanos, y pueden crecer sobre una superficie que se encuentre a 50 centímetros por encima del nivel del agua, hasta en regiones inundadas donde el agua tiene una profundidad de 1.5 m o más. En general, estas macrofitas producen hojas y tallos aéreos, y un sistema extenso de raíces y rizomas. La profundidad de penetración del sistema de raíces varía dependiendo de la especie de la que se trate. Especies típicas de macrofitas emergentes son los carrizos (*Phragmites australis*) y los tules (*Typha latifolia*). La mayoría de las macrofitas emergentes poseen un extenso sistema de espacios internos que representan del 50 al 70 % del volumen total de la planta. El oxígeno es transportado a

través de los espacios aéreos internos hacia las raíces y los rizomas por difusión y por convección del aire. Parte del oxígeno puede ser liberado por las raíces hacia la rizósfera circundante, creando condiciones de oxidación en los sedimentos que de otra manera serían anóxicos y estimulando tanto la descomposición de materia orgánica como el crecimiento de bacterias nitrificadoras.

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales que emplean plantas emergentes han sido clasificados de acuerdo al mecanismo de suministro de agua y la dirección del flujo dentro del humedal. Por un lado están los sistemas en los que el influente o agua a tratar es incorporada por la parte superior, haciendo fluir el agua verticalmente, y por otro lado se encuentran aquellos sistemas en los que el influente se introduce en forma lateral, propiciando un flujo en dirección horizontal. Tres de los diseños más comunes se describen a continuación:

a) Sistemas con flujo superficial basados en macrofitas emergentes

Uno de los conceptos más viejos de humedales construidos con flujo de agua superficial ha sido usado en Holanda por casi 30 años. El diseño consiste típicamente en una zanja cuyas dimensiones van de 3 a 5 m de ancho por 100 o más m de longitud, plantada con tules (*Scirpus lacustris*). El tratamiento del agua residual se ve favorecido por la presencia de la porción de los tallos sumergidos y por las hojas y tallos caídos, los cuales sirven como sustrato para el crecimiento microbiano. Una porción considerable del agua que entra al humedal se filtra a través del fondo del sistema, dado que este normalmente no es impermeabilizado. La figura 3.2 muestra un esquema de este tipo de sistemas.

b) Sistemas con flujo horizontal subterráneo basados en macrofitas emergentes

El concepto del tratamiento de aguas residuales en HA donde el agua fluye en dirección horizontal y por debajo de la superficie del lecho (figura. 3.3), aparece en Alemania en la década de los setentas. El diseño consiste en un lecho impermeabilizado en las orillas y en

el fondo para impedir la filtración, en el cual se han sembrado carrizos (*Phragmites australis* por ejemplo). El lecho puede estar constituido de arena o grava. Durante el paso

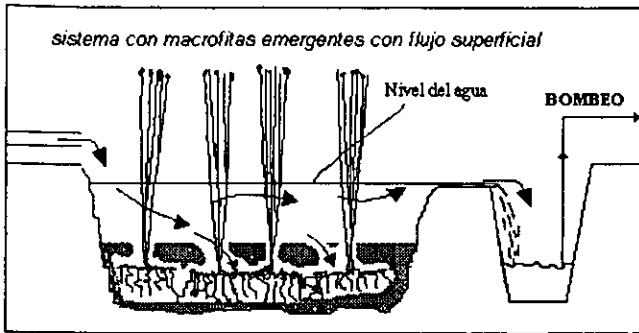


Figura 3.2 Sistema con flujo superficial basado en macrofitas emergentes

del agua residual a través de la rizósfera de los carrizos, la materia orgánica es descompuesta microbiológicamente, el nitrógeno puede ser desnitrificado y el fósforo y metales pesados pueden ser fijados al medio.

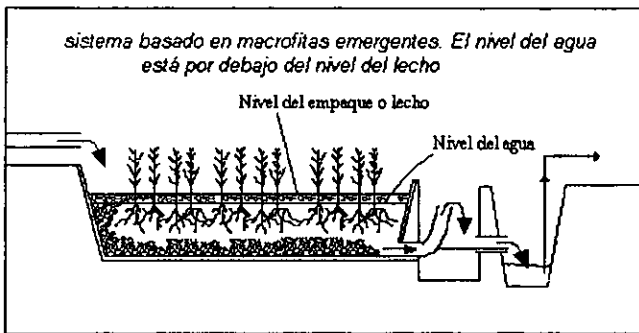


Figura 3.3 Sistema con flujo horizontal subterráneo

En la actualidad hay varios cientos de sistemas de este diseño operando en Dinamarca, Alemania, el Reino Unido y Estados Unidos. La experiencia obtenida hasta ahora muestra que los sólidos suspendidos y la DBO son removidos generalmente con buena eficiencia (superiores al 90% y 85% respectivamente). El agua tratada en estos sistemas casi alcanza la calidad del agua obtenida en un sistema de tratamiento secundario avanzado. Las

eficiencias de remoción de nitrógeno y fósforo son variables y dependen del flujo alimentado, del tipo de sustrato y del tipo y composición del agua residual alimentada al sistema. Un problema general que se presenta en las instalaciones empacadas con arena o materiales finos, es que debido a la compactación del material se genera un flujo superficial, mientras que algunas zonas no permiten el paso del agua a través de ellas; por ejemplo, se ha observado en numerosas ocasiones que el agua no entra en contacto con la rizósfera. Por otro lado, la capacidad de los carrizos para transportar oxígeno parece ser insuficiente para asegurar la descomposición aerobia en la rizósfera y para liberar el oxígeno necesario para obtener una nitrificación cuantitativamente significativa.

En 1998 se concluyó la construcción de un sistema experimental con este tipo de diseño en los viveros forestales de Coyoacán, en el Distrito Federal (Jiménez, 1999). El humedal mide 5 m de ancho por 15 m de largo y 0.7 m de profundidad. El sistema está impermeabilizado con una membrana de PVC y ha sido empacado con tezontle, luego de que se determinara la eficacia de este material en pruebas realizadas en laboratorio (Ramírez *et al.*, 1997). Las plantas seleccionadas para este diseño experimental fueron los carrizos (*Phragmites australis*). El influente alimentado al sistema se capta del Río Magdalena y antes de entrar al humedal pasa a través de una fosa séptica donde se elimina la mayor parte de los sólidos sedimentables. El flujo dentro del lecho es horizontal y subterráneo y el nivel al que fluye el agua es controlado manualmente con la manguera de captación del efluente. El volumen de agua tratada por día es de 5.5 m³ y los resultados obtenidos a la fecha son alentadores (Jiménez, 1999; Millán, 2000), logrando eficiencias de remoción del orden del 99% y del 62% para los sólidos sedimentables y para la DBO₅ respectivamente. De manera similar, la eliminación de coliformes totales y fecales es cercana al 99%.

c) Sistemas con flujo vertical basados en macrofitas emergentes (HAFV)

En el caso de los humedales de flujo vertical el lecho no se encuentra saturado, porque normalmente el agua es suministrada al humedal de manera intermitente, esto es, en periodos secos y periodos de alimentación, permitiendo la percolación a través del medio.

Un diseño consistente en varios lechos operando en paralelo con un flujo percolado y alimentados intermitentemente permitirá incrementar varias veces la oxigenación del lecho en comparación a un sistema con flujo horizontal. Durante el periodo de alimentación el aire es forzado a salir del lecho por el agua entrante; durante el periodo seco, a través de los poros del lecho fluye el aire atmosférico, incrementándose la oxigenación del medio filtrante. Más aún, el transporte difusivo de oxígeno hacia el medio es muy favorecido durante el periodo seco, dado que la difusión del oxígeno es aproximadamente 10 000 veces más rápida en aire que en agua. Este diseño y régimen de operación permite condiciones alternas de oxidación y reducción en el sustrato, estimulando de esta manera una nitrificación-desnitrificación secuencial y la adsorción de fósforo. La información disponible sobre el funcionamiento de estos sistemas indica buenas eficiencias de remoción de sólidos suspendidos, DBO, amoníaco y fósforo. La figura 3.4 muestra el esquema de un HAFV.

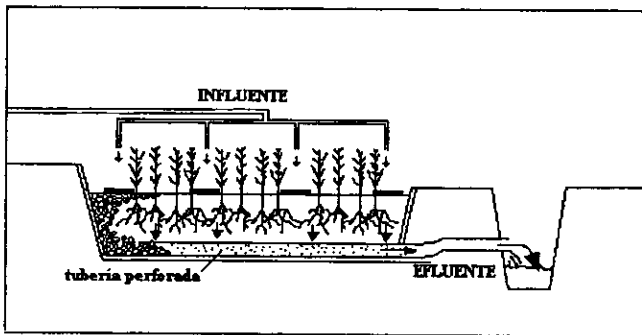


Figura 3.4 Representación esquemática de un HAFV

III.3.3 Sistemas basados en macrofitas sumergidas

Las macrofitas acuáticas sumergidas tienen su tejido fotosintético completamente sumergido. La morfología y ecología de las especies varía desde pequeñas especies de baja productividad, que crecen sólo en aguas oligotróficas (por ejemplo *Isoetes lacustris* y *Lobelia dortmanna*), hasta especies más grandes con una alta productividad, que crecen en aguas eutróficas (por ejemplo *Elodea canadensis*). Las plantas acuáticas sumergidas tienen

la capacidad de asimilar adecuadamente los nutrientes de las aguas residuales, sin embargo sólo crecen bien en aguas con suficiente contenido de oxígeno disuelto, por lo que no pueden ser usadas en aguas residuales con altos contenidos de DBO, porque la degradación microbiana de la materia orgánica crearía condiciones anóxicas. Por ello el mejor uso de este tipo de macrofitas, podría ser en sistemas de tratamiento terciario. La presencia de las macrofitas sumergidas reduce el carbono inorgánico disuelto en el agua e incrementa el contenido de oxígeno disuelto durante los periodos de alta actividad fotosintética. Esto incrementa el pH, creando las condiciones óptimas para la volatilización del amoníaco y la precipitación química del fósforo. Por otro lado, las elevadas concentraciones de oxígeno también crean condiciones favorables para la mineralización de la materia orgánica en el agua.

El uso de macrofitas sumergidas para el tratamiento de aguas residuales está aún en la etapa experimental, si bien, el conocimiento actual sugiere que su principal área de aplicación será como la etapa final de un sistema de múltiples etapas. En la figura 3.5 se muestra una representación esquemática de un sistema basado en macrofitas sumergidas.

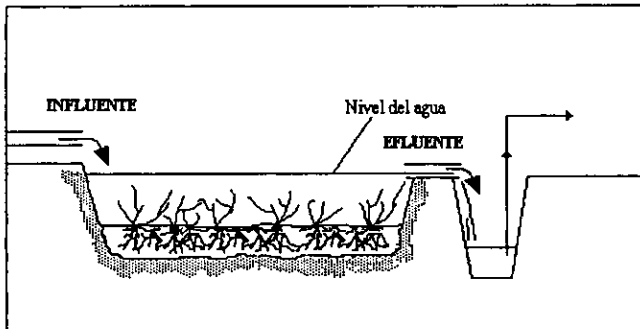


Figura 3.5 Sistema basado en macrofitas sumergidas

III.3.4 Sistemas de múltiples etapas

Diferentes tipos de los sistemas de tratamiento de aguas residuales basados en macrofitas que han sido mencionados pueden combinarse unos con otros para incrementar la eficiencia depurativa de un sistema integrado por varias unidades. Un ejemplo podría ser un sistema

de múltiples etapas consistente en: (1) una etapa de clarificación mecánica como elemento primario, (2) un sistema de tratamiento basado en macrofitas flotantes o emergentes como tratamiento secundario; y (3) una tercera etapa basada en macrofitas sumergidas. La selección de la etapa secundaria y terciaria dependerá entre otros factores de las características del agua residual, de los requerimientos del tratamiento, del clima y de la cantidad de terreno disponible. Además de poder combinarse diferentes tipos de HA entre sí, pueden usarse alineados con sistemas de tratamiento convencionales en serie o en paralelo y con alimentaciones continuas o intermitentes a fin de explotar las ventajas específicas de cada uno de los diferentes constituyentes del sistema. La calidad del efluente final del sistema mejorará con la complejidad de la instalación. En los sistemas de múltiples etapas basados en macrofitas se intenta imitar el control en la operación que tienen los procesos de una etapa de los sistemas convencionales.

Esto se realiza separando los procesos de purificación en diferentes pasos a fin de tener la capacidad de optimizar el funcionamiento del sistema con relación a las necesidades específicas. Además, es posible en los sistemas de múltiples etapas regular la alimentación a las diferentes unidades de acuerdo al volumen y a la composición de las aguas residuales y además es factible quitar de operación a una o varias de las unidades con fines de mantenimiento sin necesidad de detener al sistema completo.

La experiencia que se tiene en sistemas de múltiples etapas ha mostrado que el proceso de tratamiento es intensificado significativamente en comparación a los sistemas de una unidad. El área requerida para alcanzar estándares secundarios puede ser menor a los 2 m²/p.e. (Brix, 1993).

La aplicabilidad de los diferentes sistemas de tratamiento basados en macrofitas dependerá entre otras cosas de las condiciones climáticas, las características del agua residual a tratar, la calidad del efluente requerido, la disponibilidad y el precio de terreno, así como de las regulaciones ambientales y de conservación ecológica, etc.

III.4 USOS Y APLICACIONES POTENCIALES DE LOS HA

La aplicación de los HA se ha centrado tradicionalmente en el tratamiento de aguas residuales de tipo doméstico. En la actualidad, sigue siendo éste tipo de efluentes el que mayormente es depurado en estos sistemas, pero desde hace algunos años, los HA han sido empleados en el tratamiento de aguas residuales de orígenes diferentes (Hammer y Bastian, 1989; Hammer, 1993), si bien es cierto que en muchos de estos casos su aplicación tiene aún un carácter experimental.

Desde hace un par de décadas los HA están siendo investigados como una alternativa para el tratamiento de los siguientes tipos de aguas residuales:

- Aguas pluviales
- Municipales
- Efluente de tratamientos secundarios
- De actividades agrícolas
- De procesos industriales de la industria alimenticia
- De reservas ecológicas
- De ríos y lagos
- De descargas acuícolas
- De la industria agropecuaria
- De descargas sanitarias de refinerías, centros comerciales, hospitales, etc.

Los HA han sido empleados con muy buenos resultados por ejemplo, es en el tratamiento de aguas residuales de actividades de acuicultura, eliminando los sólidos totales, desde valores superiores a los 100mg/L, hasta valores inferiores a los 4 mg/L. La DBO₅ se ha logrado reducir desde valores superiores a los 75 mg/L a menos de 4 mg/L en algunos casos (Axler *et al.*, 1999). En el capítulo 4 se citan algunos ejemplos recientes de aplicación de este tipo de sistemas.

Durante la última década se ha estado investigando el funcionamiento de los HA en el tratamiento de efluentes de orígenes diversos buscando extender más su aplicabilidad a otros procesos. Se estudia por ejemplo su aplicación en el tratamiento de aguas residuales contaminadas con metales, aguas contaminadas con hidrocarburos y otros contaminantes más (Litchfield, 1993; Staubitz y Surface, 1989); sin embargo, para que estas aplicaciones

sean exitosas, aún queda un largo camino que recorrer haciendo pruebas y experimentos que conduzcan a mejores diseños y parámetros de operación más adecuados.

III.5 MECANISMOS DE REMOCIÓN DE LOS CONTAMINANTES EN LOS HA

La valoración de la eficiencia de los HA se mide en función de su capacidad para remover los contaminantes presentes en el agua residual. Tradicionalmente, la concentración de los contaminantes de mayor interés en el influente y en el efluente de los HA ha incluido a los sólidos sedimentables (SSe), los sólidos disueltos (SD), el nitrógeno total (N_{TOT}), la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), etc.

III.5.1 Sólidos suspendidos (SS)

Los sólidos sedimentables y suspendidos se remueven primariamente en la unidad de pretratamiento, la cual puede consistir en un sedimentador o una fosa séptica. Los sólidos suspendidos que permanecen en el agua residual después del pretratamiento mecánico son removidos dentro del humedal por sedimentación y filtración. Estos procesos puramente físicos también remueven una porción significativa de otros contaminantes del agua residual tales como materia orgánica, nutrientes, microorganismos patógenos, etc. Las concentraciones de sólidos suspendidos en la entrada varían desde niveles muy bajos (menos de 20 mg/L) para sistemas destinados a usarse como un tratamiento terciario, a moderadas y altas concentraciones en sistemas usados como un tratamiento secundario. Las concentraciones obtenidas a la salida generalmente son menores a los 10 mg/L.

III.5.2 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Los humedales son sistemas consumidores de C, que se caracterizan por un aumento en la materia orgánica. La acumulación neta del carbono orgánico es un resultado del balance

entre la producción primaria y la respiración heterotrófica. La materia orgánica producida en los humedales se deposita temporalmente en la superficie de los sedimentos y eventualmente se convierte en parte de ellos, permitiendo un almacenamiento a largo plazo de carbono y nutrientes.

Las condiciones de saturación permanente en algunos humedales reducen marcadamente la rapidez de intercambio de gas entre los sedimentos y la atmósfera. Como resultado de ello, los sedimentos se vuelven considerablemente anóxicos o anaerobios. La rapidez de descomposición y mineralización de grandes cantidades de materia orgánica producida por los productores primarios dentro de los humedales se reduce significativamente bajo condiciones anaerobias, y la materia orgánica tiende a acumularse en la superficie de los sedimentos. Los sedimentos orgánicos resultantes tienen una densidad muy baja, una gran capacidad de retención de agua y una capacidad de intercambio catiónico muy alta. Más aún, las capas que envuelven a los sedimentos y las macrofitas mismas proveen una gran área para el crecimiento microbiano. Por ello los humedales tienen un alto potencial de acumulación y transformación de materia orgánica y nutrientes (Robles *et al.*, 1993; Brix, 1993).

Además de la producción interna de C, ingresa con el agua residual C particulado y disuelto. El carbono orgánico presente en el agua residual usualmente se mide como la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). Si bien es cierto que una porción significativa de la DBO que ingresa a los HA es removida por sedimentación, los compuestos orgánicos solubles son en su mayor parte degradados aeróbicamente por las bacterias que habitan sobre las superficies de las raíces, del material de empaque y de los sedimentos; sin embargo, en algunos casos la degradación anaerobia puede ser significativa. La descomposición de los residuos de las plantas y del carbono particulado involucra la conversión de moléculas orgánicas complejas a constituyentes orgánicos e inorgánicos pequeños como resultado de algunos procesos que incluyen: (i) fragmentación y lixiviación abiótica, (ii) hidrólisis de enzima extracelular y (iii) actividad catabólica aerobia y anaerobia de los microorganismos heterotróficos. El paso (i) es un proceso físico, mientras que los pasos (ii) y (iii) son reacciones mediadas por microorganismos y se ven afectadas por la calidad del sustrato, la presencia de aceptores de electrones, factores ambientales como el pH, la temperatura y la disponibilidad de nutrientes. Se cree que los pasos (i) y

(ii) limitan la rapidez de los procesos de descomposición. La materia orgánica residual que no es descompuesta es desprendida de las plantas y depositada en la superficie del substrato, resultando en un incremento de residuos. Uno de los reguladores más importantes de la mineralización de la materia orgánica es el suministro de O_2 .

El oxígeno necesario para que los procesos aerobios se lleven a cabo es tomado directamente de la atmósfera (a través de la difusión que se lleva a cabo en la interfase agua-atmósfera o sedimento-atmósfera, proceso que es muy favorecido en los HAFV, especialmente cuando son operados en ciclos alternos de drenado y llenado), de la producción de O_2 fotosintético dentro del humedal y también se dispone del oxígeno liberado por las raíces de las plantas. Por otro lado, la degradación anaerobia ocurrirá en periodos de disminución de oxígeno o en sedimentos anaerobios. Es importante mencionar que comúnmente la mayoría de los microorganismos involucrados en estos sistemas de tratamiento son de tipo facultativo, es decir que presentan actividad metabólica tanto en ambientes aerobios como anaerobios.

III.5.3 Nitrógeno

El nitrógeno que entra a un humedal está presente en formas orgánicas e inorgánicas. La proporción relativa de cada una de ellas depende del tipo de agua residual y del pretratamiento que se le halla dado. Las formas orgánicas están presentes como partículas o disueltas, mientras que las inorgánicas están presentes en formas disueltas. Las formas particuladas son removidas por sedimentación, mientras que la remoción de las formas disueltas está regulada por varias reacciones biogeoquímicas que se llevan a cabo dentro del humedal.

El mecanismo principal para la remoción de nitrógeno en los HA es la amonificación, seguida de una nitrificación y desnitrificación microbiana, proceso que es altamente intensificado en los HAFV. El amoniaco es oxidado a nitrato por las bacterias nitrificadoras en las zonas aerobias; es decir: en (i) la capa de sedimento aerobia, (ii) en la región insaturada del lecho (en los HAFV) y (iii) en la zona de las raíces. La importancia relativa de estas zonas en la nitrificación global depende de la disponibilidad de O_2 y de la

concentración de $\text{NH}_4\text{-N}$. El oxígeno necesario para que los procesos aerobios se lleven a cabo es tomado directamente de la atmósfera, de la producción de O_2 fotosintético dentro del humedal y también se dispone del oxígeno liberado por las raíces de las plantas. Por otro lado, los nitratos son convertidos a nitrógeno gaseoso (N_2) por las bacterias desnitrificadoras en las zonas anóxicas. El nitrato que entra a los humedales o el producido por la nitrificación se difunde rápidamente a las capas anaerobias donde es usado como aceptor de electrones y reducido a productos finales gaseosos (N_2O y N_2) o $\text{NH}_4\text{-N}$.

Si bien, la oxigenación es con frecuencia el paso limitante para la remoción de nitrógeno en un humedal, la desnitrificación es típicamente el proceso limitante para la remoción de NO_3^- . En la mayoría de los HA la rapidez de desnitrificación está limitada por la concentración y por la difusión del NO_3^- de las zonas aerobias a los sitios anaerobios, y en algunos casos por la insuficiencia de Carbono presente. La mineralización del N orgánico puede describirse como una función de la relación C/N, enzima extracelular (tal como la proteasa), biomasa microbiana y condiciones redox del substrato (McLachy y Reedy, 1996).

Han sido reportadas velocidades de nitrificación en el intervalo de 0.01-0.161 $\text{g N/m}^2\cdot\text{d}$. Estos valores son menores a los reportados para la amonificación, y sugieren que la disponibilidad de O_2 y $\text{NH}_4\text{-N}$ limitan la nitrificación. Por otro lado, las velocidades de remoción de NO_3^- se han reportado en el intervalo de 0.003-1.02 $\text{g N/m}^2\cdot\text{d}$.

Las plantas contribuyen también a la eliminación del nitrógeno, tomándolo e incorporándolo a su biomasa, sin embargo este mecanismo es de menor importancia que la desnitrificación. Debido a los bajos requerimiento de nitrógeno por los microorganismos anaerobios, en los sedimentos de los humedales normalmente se acumula el $\text{NH}_4\text{-N}$. De aquí se toma la mayor parte del nitrógeno requerido por las plantas del humedal.

También la volatilización del amoníaco contribuye a la remoción del nitrógeno contenido en las aguas residuales tratadas en los HA. La volatilización del amonio es regulada por la temperatura, la concentración de NH_4^+ , la densidad de la vegetación, la velocidad del aire sobre la superficie del agua, y fluctuaciones de pH asociadas entre otros factores. En los HA este proceso puede jugar un rol significativo si el influente contiene elevados niveles de $\text{NH}_4\text{-N}$ y el pH es superior al pK del amonio, el cual es de 9.3.

Finalmente, es importante enfatizar que los HAFV se han caracterizado por obtener eficiencias de remoción de nitrógeno superiores a las logradas en otros diseños de HA, debido principalmente a la mejor oxigenación que se logra con el diseño vertical y con la operación intermitente de drenado y llenado.

III.5.4 Fósforo

La remoción de fósforo en los humedales está regulada por procesos bióticos y abióticos. Los procesos bióticos incluyen (i) asimilación por las plantas, microbios, etc. y (ii) mineralización de los restos de las plantas y biomasa y fósforo orgánico de los sedimentos. Los procesos abióticos incluyen: (i) sedimentación, (ii) adsorción, (iii) precipitación y (iv) procesos de intercambio entre los sedimentos y el agua circundante.

El fósforo orgánico asociado con sustancias húmicas constituye una porción significativa (>40%) del P_{TOT} . En las zonas aerobias esta fracción está rápidamente disponible a las plantas. Sin embargo, bajo condiciones anaerobias, las formas de P orgánico son relativamente resistentes a la hidrólisis de enzima y por ello los HA tienen la capacidad de almacenar P.

De los procesos arriba mencionados, los que al parecer contribuyen más a la eliminación de fósforo del agua residual son los fenómenos de adsorción, complejación y reacciones de precipitación con aluminio, hierro, calcio y partículas del empaque. El P inorgánico que ingresa a los humedales, o el que resulta de la mineralización del P orgánico se difunde a los sedimentos y es retenido por los óxidos e hidróxidos de Fe y Al cuando el medio es ácido y por minerales de Ca si el medio es alcalino (Reddy *et al.*, 1996). En substratos dominados por óxidos de Fe, el P puede ser fácilmente inmovilizado por adsorción y precipitación por oxihidróxido férrico y la formación de fosfato férrico en las zonas oxidadas en las interfaces agua-substrato. Por ello, la capacidad de adsorción del fósforo puede ser mejorada adicionando algunos compuestos de aluminio, hierro y calcio. Además, se ha asociado la eliminación del fósforo del agua residual a un fenómeno de acumulación de materia orgánica, estimulado por periodos alternados húmedos y secos, por

ello es que los HAFV representan una alternativa importante para la eliminación del P de las aguas residuales (Reddy y D'Angelo, 1997).

La asimilación del P por parte de las plantas, aunque cuantitativamente no significativa, puede ser intensificada en sistemas con un tiempo de residencia elevado, ya que las macrofitas emergentes tienen una extensa red de raíces y rizomas que son responsables de la asimilación y almacenamiento de P. En general, un HA acumula fósforo en las plantas y sedimentos, hasta que ambos están saturados. Se han reportado reducciones mayores al 60% (Perfler y Haberl, 1992).

Debido a la creciente necesidad de mejorar la capacidad hidráulica de los HA y su capacidad de asimilación de P, actualmente, se comercializan materiales ligeros diseñados específicamente con estos fines. Haciendo comparaciones entre la capacidad de adsorción de P entre diversos materiales fabricados que se comercializan en el mercado se halló que la capacidad de adsorción de P de los diferentes agregados ligeros varió por lo menos en dos órdenes de magnitud, desde 40 mg P/kg a unos 3500 mg P/kg (Johansson, 1997). En dicho estudio el Ca tubo la correlación más grande con la capacidad de adsorción de P, por lo que al parecer los precipitados de P asociados con el Ca promueven la mayor eliminación de P. Además se ha comprobado que la remoción de P a través del Fe es principalmente a través de la formación de complejos de FeOOH-PO_4 (Zhu *et al.*, 1997).

El estudio de la composición de uno de los materiales de origen natural que ha demostrado tener una mayor capacidad para promover la eliminación de P, el cual además tiene la ventaja de ser muy ligero reveló su componente principal es CaCO_3 , aproximadamente en un 50%. Otros componentes son SiO_2 (34%), Al_2O_3 (9%) y Fe_2O_3 (5%). Las capacidades de adsorción medidas en diferentes experimentos realizados en columnas con este tipo de materiales van de 1 a 1.4 kg P adsorbido/m³ (Johansson, 1997).

III.5.5 Patógenos

Los microorganismos patógenos son removidos en los HA por sedimentación y filtración, y como consecuencia de un decaimiento natural debido a un ambiente desfavorable para su

subsistencia (Rivera *et al.*, 1993). Más aún, se ha reportado que los metabolitos de las raíces de las macrofitas tienen un efecto antibiótico sobre las bacterias que entran a un humedal (Brix, 1994b) Por otro lado, se cree que en los sistemas basados en macrofitas sumergidas o en los sistemas con flujo superficial la radiación ultravioleta puede tener un efecto significativo contra los microorganismos patógenos.

III.5.6 Compuestos orgánicos tóxicos

Los humedales reciben compuestos orgánicos tóxicos de descargas industriales, fugas de combustibles, productos químicos usados en los hogares que se mezclan con las aguas residuales domésticas, etc. Una vez que estos compuestos tóxicos entran al humedal, sufren procesos de remoción similares a los que eliminan la materia orgánica “normal”, incluyendo la degradación microbiana aerobia y anaerobia, volatilización, asimilación por parte de las plantas, fotólisis, hidrólisis química, adsorción y sedimentación. El grado de remoción logrado dependerá de los tipos de compuestos presentes, así como de las condiciones biológicas y químicas, temperatura, pH disponibilidad de nutrimentos y contenido de materia orgánica.

Se ha estudiado la eliminación de muy pocos compuestos tóxicos a la fecha. Se sostiene por ejemplo, que los compuestos orgánicos altamente clorados, tales como el pentaclorofenol, pentacloronitrobenzoceno, hexaclorobenceno y el tetracloroetileno, típicamente sufren una dechloración anaerobia más rápidamente que una degradación aerobia (Hale *et al.*, 1991). En contraste, compuestos menos clorados tales como aceites, fenoles e hidrocarburos poliaromáticos tienden a sufrir más rápidamente una degradación aerobia dentro de un humedal (Reddy y D'Angelo, 1997).

III.5.7 Metales

Los metales presentes en el agua residual comúnmente tienen una gran afinidad hacia la adsorción y la complejación con compuestos orgánicos y se acumulan en los sedimentos de

los humedales (Olguín y Hernández, 1998). La asimilación por las plantas y las transformaciones microbianas también son procesos que ayudan a remover los metales, si bien su contribución es de menor importancia (Tessier, 1997).

Mientras que el concepto de los HA promete importantes aplicaciones en la remoción de metales, existe cierta preocupación con relación a la potencial bioacumulación de metales y otros contaminantes tóxicos. Se ha comprobado por ejemplo, la acumulación de Cadmio en los HA (Kelly y Hooper, 1999). Pero los HA pueden actuar no sólo como sitios de acumulación, sino también como fuente de cadmio una vez que éste ya se ha acumulado en ellos. Al respecto se han detectado efectos toxicológicos asociados con la transferencia de cadmio de los HA a ciertos organismos invertebrados que lo acumulan en su cuerpo y que a su vez sirven de alimento a otros organismos más grandes. Como consecuencia de estas trasferencias pueden ocurrir desbalances ecológicos como resultado de impactos letales que eliminen organismos en la base de la cadena alimenticia (Hantzche, 1985). Tales impactos pueden ser prevenidos a través de la implementación de programas de monitoreo exhaustivos y las medidas correctivas correspondientes. Por esta razón es importante que se establezca la realización de un estudio de impacto ambiental como uno de los requisitos iniciales en un proyecto de construcción de un HA.

III.6 FUNCIÓN DE LAS PLANTAS

La mayoría de las plantas acuáticas que crecen en los humedales son comúnmente llamadas macrofitas. Estas incluyen plantas vasculares (angiospermas y helechos), musgos acuáticos y algunas algas que tienen tejidos fácilmente visibles, si bien las plantas que florecen (p. ej. las angiospermas) son las dominantes. Las macrofitas, así como todos los organismos fotoautótrofos utilizan la energía solar para asimilar el carbono inorgánico de la atmósfera para producir materia orgánica, la cual subsecuentemente provee la fuente de energía para los heterótrofos (Brix, 1997). Como resultado de la energía solar, el agua y los nutrientes suministrados a los humedales, estos sistemas tienen productividades primarias muy elevadas. Asociada con esta alta productividad está una actividad heterotrófica alta, p. ej.

una elevada capacidad para descomponer y transformar la materia orgánica y otras sustancias (Gray, 1989).

III.6.1 Efectos físicos

La presencia de la vegetación en los humedales distribuye y reduce las velocidades del agua. Esto crea mejores condiciones para la sedimentación de sólidos suspendidos, reduce el riesgo de erosión y resuspensión, e incrementa el tiempo de contacto entre el agua, las plantas y los sedimentos. Las macrofitas también son importantes para estabilizar la superficie del humedal porque sus extensos sistemas de raíces impiden la formación de canales de erosión.

En los humedales con flujo vertical, la presencia de las macrofitas –aunado a un régimen de alimentación intermitente- ayuda a prevenir el taponamiento del medio (Bahlo y Watch, 1990). El movimiento de las plantas como consecuencia del viento, etc. mantiene la superficie abierta, y el crecimiento de las raíces dentro del medio filtrante ayuda a descomponer la materia orgánica y a prevenir el taponamiento.

Otra función importante de las plantas es el aislamiento que provee al sistema, evitando la formación de hielo durante el invierno en las regiones frías.

III.6.2 Conductividad hidráulica del medio

En los humedales artificiales de flujo subterráneo horizontal, se tiene la creencia de que el flujo es altamente subterráneo debido a canalizaciones y poros creados por las raíces y rizomas durante el crecimiento de las plantas. Más aún, se ha pensado que cuando las raíces y rizomas mueren pueden dejar poros tubulares y canales, los cuales se piensa que ayudan a incrementar y estabilizar la conductividad hidráulica del medio (Beven y Germann, 1982). Sin embargo otros estudios realizados referentes a la conductividad hidráulica muestran lo contrario (Haberl y Perfler, 1990); es decir, que la conductividad hidráulica decae con la

presencia de las plantas (Marsteiner *et al.*, 1996) y usualmente se estabiliza en el intervalo de 10^{-5} a 10^{-6} $m \cdot \text{seg}^{-1}$.

III.6.3 Área superficial para el crecimiento microbiano

Los tallos y hojas de las macrofitas sumergidos en la columna de agua en los sistemas con flujo superficial ofrecen una gran superficie para el crecimiento de biopelículas. El tejido de estas plantas es colonizado por comunidades de algas fotosintéticas, así como bacterias y protozoarios. Del mismo modo, las raíces y los rizomas que se encuentran enterrados en medio del humedal ofrecen un sustrato para el crecimiento de microorganismos. Estas biopelículas -así como todas las biopelículas que se forman sobre las superficies sólidas dentro del sistema- son responsables por la mayoría de los procesos microbianos que se llevan a cabo dentro de los humedales.

III.6.4 Asimilación de nutrientes

Las plantas de los humedales requieren de nutrientes para su crecimiento y reproducción, y las macrofitas toman los nutrientes principalmente a través de su sistema de raíces. Como las plantas de los humedales son muy productivas, considerables cantidades de nutrientes pueden ser transformados en biomasa. La capacidad de asimilación de las macrofitas emergentes y por lo tanto la cantidad que puede ser removida si la biomasa se retira, está entre 30 y 150 $\text{Kg P} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$ y 200 a 2500 $\text{Kg N} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$ (Brix, 1994a). Los lirios acuáticos (*Eichhornia crassipes*) tienen una mayor capacidad de asimilación (aprox. 350 kg P y 2000 $\text{kg N} \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{año}^{-1}$). Sin embargo, la cantidad de nutrientes que pueden ser removidos recortando las plantas es generalmente insignificante si se compara con las cargas contenidas en las aguas residuales que se alimentan a los HA (Brix, 1994a).

III.6.5 Liberación de O₂ en las raíces

Está bien documentado que las macrofitas liberan oxígeno a través de sus raíces en la rizósfera y que esta liberación influye en los ciclos biogeoquímicos a través de efectos de oxido reducción en los sedimentos. El oxígeno liberado por las raíces crea condiciones de oxidación en los substratos que de otra manera serían anóxicos y se piensa que esto estimula la descomposición aerobia de la materia orgánica y el crecimiento de las bacterias nitrificadoras.

La rapidez de liberación de oxígeno en las raíces depende de la concentración interna de oxígeno, de la demanda de oxígeno del medio circundante y de la permeabilidad de las paredes de las raíces (Sorrell y Armstrong, 1994).

Se han realizado estudios en raíces individuales utilizando microelectrodos de oxígeno para medir las pérdidas radiales de oxígeno en soluciones sin oxígeno disuelto. La rapidez de liberación de oxígeno obtenida por esta técnica varía desde menos de 10 a 160 ng O₂/ (cm² sup. raíz*min) dependiendo de la especie. La liberación de oxígeno en la base de las raíces puede ser significativa, pero generalmente no es detectable la liberación de oxígeno de las raíces y rizomas viejos (Armstrong y Armstrong, 1988). La no homogeneidad de los patrones de liberación de oxígeno de las raíces de los humedales hace difícil o imposible la extrapolación de los resultados obtenidos con la técnica del microelectrodo a las velocidades *in situ*. Haciendo diferentes suposiciones sobre las velocidades de liberación de oxígeno por las raíces, dimensiones de las raíces, número de raíces, su permeabilidad, etc., Lawson calculó un posible flux de oxígeno de las raíces de los *Phragmites* de hasta 4.3 g /m²*día, otros investigadores utilizando técnicas diferentes han estimado una liberación de O₂ de las *Phragmites* de 0.02 g /m²*día (Brix, 1990) y 5 – 12 g /m²*día (Armstrong y Armstrong, 1990). El amplio intervalo en los valores obtenidos por estos investigadores se debe a la variación de las velocidades de liberación de oxígeno con las estaciones y a las diferentes técnicas utilizadas en la obtención de tales resultados.

Las raíces de las plantas liberan otras sustancias además del oxígeno. En algunos estudios tempranos la Doctora Seidel del MaxPlanck Institute en Alemania, logró demostrar que las espadañas *Schoenoplectus* liberaban antibióticos de sus raíces (Brix, 1994a). Sin embargo, esta atribución no ha sido experimentalmente verificada en los

humedales construidos para el tratamiento de aguas. Las plantas liberan además un gran cantidad de compuestos orgánicos a través de sus raíces (Barber y Martin, 1976). La magnitud de esta liberación aún no está bien aclarada, pero los valores reportados están generalmente en el orden de 5-25% del carbono fijado fotosintéticamente. Este carbono orgánico liberado por las raíces puede actuar como una fuente de carbono para las desnitrificadoras y de esta manera incrementar la remoción de oxígeno en algunos tipos de humedales artificiales (Platzer, 1996).

III.6.6 Otras funciones

Las macrofitas en los humedales artificiales pueden tener funciones que no están directamente relacionadas con los procesos de tratamiento del agua. En sistemas grandes, la vegetación de los humedales puede albergar una diversidad de especies animales, incluyendo aves, reptiles, etc., (Knight, 1997). Otro punto que quizá es más importante en los sistemas de menores dimensiones es el valor estético de las macrofitas. Es posible seleccionar plantas tales como la “bandera amarilla” (*Iris pseudacorus*) y lograr de esta manera que el sistema de tratamiento de aguas residuales tenga una apariencia agradable (Gillete, 1996b).

IV ESTADO DEL ARTE DE LOS HAFV

Mientras que la eficiencia de los HA en la remoción de DQO, DBO₅ y SST es muy elevada, la remoción de nutrimentos en la mayoría de los sistemas de la presente generación (predominantemente HAFH) es deficiente (Cooper y Green, 1995; Haberl, 1997), contabilizando valores de eliminación promedio que van del 30 al 55% (Schierup *et al.*, 1990), debido principalmente al insuficiente suministro de O₂ (Reed y Brown, 1995; US EPA, 1999). Para lograr velocidades de eliminación mayores, fueron desarrollados sistemas con flujo vertical (Cooper *et al.*, 1996b). Originalmente propuestos por la Dra. Seidel (Brix, 1994b) tales sistemas han estado en operación por varios años en Europa (Boutin, 1987; Burka y Lawrence, 1990). Estos sistemas han sido operados normalmente de manera continua durante 1 a 2 días y luego son drenados y no son alimentados por periodos que van de 2 a 8 días. El propósito del periodo de descanso es permitir la degradación del material orgánico acumulado para prevenir el taponamiento de la capa superior. Se utilizan asimismo tuberías para mejorar la ventilación de las capas intermedias (Burka y Lawrence, 1990).

Sin embargo, en algunos casos la remoción de los nutrimentos ha sido insuficiente aún en los diseños de HAFV de una etapa (Chick y Mitchell, 1995; Gillete, 1996a), razón por la cual, más recientemente han sido desarrollados los sistemas de múltiples etapas o sistemas híbridos, constituidos por dos o más etapas, aprovechando las cualidades de los diseños verticales, pero también las de los diseños horizontales (Gray y Biddlestone, 1995).

Los HAFV desarrollados durante los últimos 15 años, han demostrado ser más eficientes que los HAFH para eliminar nitrógeno y fósforo, y requerir de una menor área por persona equivalente (1 m²/p.e. comparado con 5 m²/p.e.). Utilizando los HAFV se han alcanzado comúnmente eficiencias de remoción de Nitrógeno amoniacal superiores al 85% y a veces incluso superiores al 95% (Green *et al.*, 1997) con velocidades de remoción superiores a los 18 g NH₄N removido./m²/d (Cooper *et al.*, 1997); mientras que la eliminación del N inorgánico puede ser superior al 80% y la del Nitrógeno total mayor a 75% (Laber *et al.*, 1997); además ofrecen una eficaz eliminación de la DBO₅ y de

coliformes (Leonard, 1999). No obstante, a diferencia de los HAFH, este tipo de sistemas no se han aplicado extensamente, en parte porque su diseño es más reciente y en parte porque requieren de una construcción y una selección del lecho o medio de soporte más cuidadosa. Sin embargo, dada la experiencia que se ha ido acumulando en torno a los sistemas con este tipo de diseño, su número está incrementándose notablemente en diferentes regiones del mundo, constituyendo unidades de una sola etapa, y cada vez más, formando parte de sistemas de múltiples etapas, en los cuales pueden ser mejor explotadas sus capacidades.

Si bien el tema central del capítulo presente es el estado del arte en el cual se encuentra el desarrollo de los HAFV, es necesario considerar aquí a los sistemas híbridos, integrados por varias etapas, dada la tendencia que a nivel mundial existe de implementar sistemas en serie y paralelo constituidos por varias unidades verticales y horizontales. Asimismo, se considerarán algunos diseños novedosos, a través de los cuales se busca mejorar la capacidad de depuración de los HAFV.

IV.1 DISEÑO DE UN HAFV

La mayoría de los HAFV que han estado en operación por varios años, han sido diseñados basándose en reglas empíricas. El cálculo de las dimensiones de los HAFV, tales como la longitud, el ancho y la profundidad se obtiene geoméricamente (Marble, 1992). La diferencia más significativa en las numerosas metodologías que existen para diseñar HAFV, radica en el cálculo del área superficial (ver tabla 4.1). Por un lado, un método determina el área basándose en el criterio de la carga hidráulica, el cual es frecuentemente un valor constante, esperando mantener las condiciones de flujo subterráneo. La otra manera comúnmente usada para determinar el área superficial es basándose en la carga orgánica que entrará al sistema, calculando la eliminación de la DBO_5 descrita por una cinética de primer orden y un flujo uniforme (Gelt, 1997), si bien es cierto que el diseño basado en esta suposición ideal ha demostrado ser menos adecuado, debido a los patrones de flujo altamente no ideal que invariablemente se presentan en todo HAFV.

Tabla 4.1 Criterios típicos de diseño de un HAFV

Dimensión	1	2
Sección transversal	Criterio de la carga orgánica* $A_o = Loc \cdot Low$ o Ley de Darcy (más largo)	Ley de Darcy $AH = Qh/(Ks S)$
Área superficial	Criterio de la Carga Hidráulica ** $A_s = Lhc \cdot Qh$	Carga Orgánica $A_s = [Q(\ln C_o - \ln C_e)] / (K_T d n)$
Ancho	Geometría $W = Acel/D$	Geometría $W = Acel/D$
Longitud	Geometría $L = A_s/W$	Geometría $L = A_s/W$
Profundidad	0.3-0.5 m	≈ 0.6 m

* $Loc = 4.1 \text{ m}^2/\text{kg}$, ** $Lhc = 0.032 \text{ m}^2/\text{L/d}$

IV.1.1 Pretratamiento

Como se mencionó anteriormente, a fin de prolongar la vida útil de un HA es necesario colocar una etapa de tratamiento primario previo. Particularmente se ha observado una propensión de los sistemas verticales a sufrir un taponamiento de las capas superiores del lecho cuando es alimentada agua residual que no ha recibido previamente algún tipo de tratamiento primario. El pretratamiento puede realizarse utilizando un cribado (abertura < 6mm), siendo lo más recomendable utilizar un sedimentador. Si no se introduce esta etapa previa a la introducción el agua residual al HAFV puede afectarse seriamente la operación del mismo.

IV.1.2 Dimensionamiento para tratar agua residual doméstica

Para un sistema integrado por dos etapas de flujo vertical, el área total de las celdas de la etapa 1 debe ser de 0.6 a 1 $\text{m}^2/\text{p.e.}$ y las camas de la etapa 2 son diseñadas comúnmente a 0.3 a 0.5 $\text{m}^2/\text{p.e.}$ Las dimensiones más grandes han sido utilizadas en los diseños más antiguos, cuando la alimentación consistía frecuentemente de agua sin pretratamiento. Las camas de la etapa 2 son construidas con la misma profundidad que la etapa 1, pero su número corresponde a la mitad del número de camas de la primera etapa. Cuando las cargas

hidráulicas manejadas son muy grandes, puede ser necesario incrementar la superficie de infiltración. En el caso de la adición de subsecuentes celdas, éstas deben ser dimensionadas a 0.3 a 0.7 m²/p.e.

IV.1.3 Dosificación de lechos

Los lechos son dosificados normalmente durante 1 a 2 días y después se deja de dosificarlos de 4 a 8 días. Cuando se dispone de unidades de varias celdas, es recomendable que éstas sean dosificadas en rotación para evitar que se produzca el taponamiento del medio filtrante. Las camas de flujo vertical deben recibir un flujo mínimo de 0.6 a 1 m³/m²/d (0.3 a 1 m/d).

Se ha considerado comúnmente muy importante que los lechos tengan el tiempo de descanso necesario, para poder secarse antes del próximo periodo de alimentación. Esto ayuda a la transferencia de oxígeno y permite la biodegradación de la materia orgánica depositada en los mismos.

IV.1.4 Dimensiones

La figura 4.1 muestra la sección transversal típica de un HAFV. Las camas deben tener una pendiente del 1% en la base para permitir el drenado del agua saliente. La superficie del HAFV no debe tener pendiente y debe estar plana para permitir una distribución uniforme del agua residual. Si la conductividad hidráulica del terreno local es 10⁻⁸ m/s o menor, es posible que no sea necesario aislar el lecho, pero es recomendable siempre hacerlo utilizando un plástico o una membrana. Se recomienda dejar de 25 a 50 cm de bordo libre por encima de la superficie del lecho.

Recientemente se han publicado nuevas guías de diseño (Cooper, 1999) para los sistemas verticales de dos etapas. Para sistemas pequeños (<100 p.e.) se ha recomendado que los sistemas de flujo vertical se diseñen con la siguiente ecuación:

$$A_1 = 3.6 \cdot P^{0.35} + 0.6 \cdot P$$

Donde

A_1 = área de la primera celda de flujo vertical, m^2

P = población equivalente.

A_2 , el área de la segunda celda de flujo vertical debe ser del 50% de A_1 si el agua residual proviene de una fosa séptica y 60% de A_1 si el agua no proviene de una etapa de tratamiento primario.

La mayoría de los HAFV son diseñados con capas de grava con diámetros específicos. La capa superior, propuesta por algunos de arena gruesa tiene el propósito de lograr una buena distribución en toda la superficie. La selección de esta capa para evitar que se presente el taponamiento es absolutamente esencial para la buena operación de los sistemas de flujo vertical.

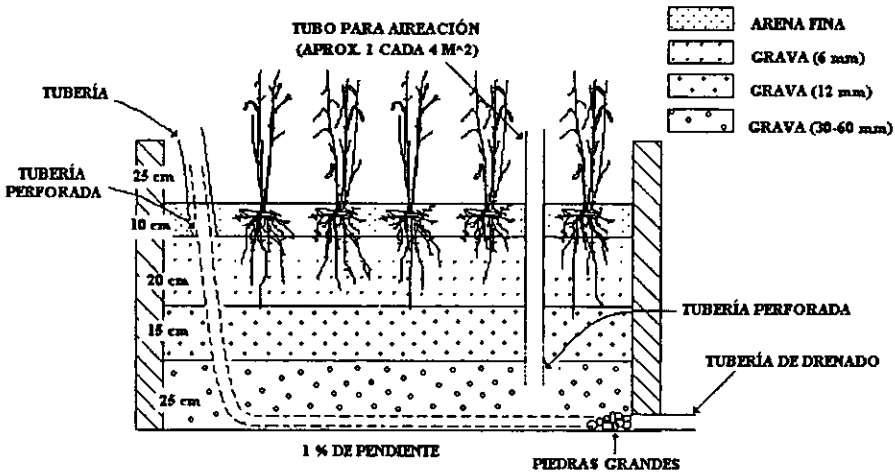


Figura 4.1 Sección transversal de un HAFV

IV.1.5 Transferencia de oxígeno

El dimensionamiento de las celdas está íntimamente ligado a la capacidad de transferencia de oxígeno de los sistemas verticales. Esto está relacionado a su vez con la dosificación intermitente y con la carga hidráulica.

Una estimación inicial de la rapidez de transferencia de oxígeno puede realizarse para cada etapa vertical de la siguiente manera (Cooper, 1999):

$$\frac{[(DBO_{em} - DBO_{sal}) + (NH_4 - N_{em} - NH_4 - N_{sal}) * 4.3]}{\text{Área_celda}} * \text{flujo / d}$$

Sin embargo esta ecuación no considera:

- i) Remoción de DBO por sedimentación/filtración
- ii) Eliminación de NH₄-N por a) plantas, b) aire o c) adsorción
- iii) Remoción de DBO por desnitrificación

El valor de 4.3 utilizado para estimar los requerimientos de O₂ para la oxidación del amoníaco proviene de estudios sobre nitrificación en sistemas de lodos activados. Platzer (1999), ha propuesto una ecuación más precisa:

$$\frac{0.7[(DQO_{em} - DQO_{sal}) + (NH_4 - N_{em} - NH_4 - N_{sal}) * 4.3]}{\text{Área_celda}} * \text{Flujo / d}$$

Esta ecuación toma en cuenta el O₂ recuperado en la desnitrificación, encontrándose 23 g O₂/m²*d en sistemas con una carga hidráulica baja y 64 g O₂/m²*d para unidades con una carga hidráulica alta.

IV.1.6 Taponamiento del sustrato

Otra consideración muy importante en el diseño de los HAFV es el taponamiento del lecho. Este puede prevenirse a través de las siguientes medidas:

- a) selección adecuada del medio filtrante.
- b) uso de 4 o más celdas y rotación en su uso.
- c) limitando la carga orgánica a 25 g DQO/m²*d.

IV.1.7 Parámetros cinéticos reportados para algunas reacciones

Los datos medidos en experimentos o en humedales a escala completa son suficientes en algunos casos para determinar las constantes de velocidad de remoción para algunas de las especies estudiadas. Por ejemplo, haciendo la suposición de que la remoción es proporcional a la superficie del humedal y manejando cinéticas de primer orden, algunas de las ecuaciones para la velocidad de reacción considerando efectos térmicos evaluadas por Kadlec *et al.* (1997) son:

$$J = k(C-C^*)$$

$$k = k_{20} \theta^{(T-20)}$$

donde:

C, concentración en mg/L

C*, concentración inicial en mg/L

J, rapidez de remoción en $\text{mg}/\text{m}^2 \cdot \text{año}$

k, constante de rapidez a la temperatura T en $\text{m}/\text{año}$

k_{20} , constante de rapidez a la temperatura T en $\text{m}/\text{año}$

T, temperatura ($^{\circ}\text{C}$)

θ , coeficiente de temperatura

en la tabla 4.2 se muestran algunos valores encontrados para los parámetros cinéticos de algunos procesos de remoción en HA

Tabla 4.2 Parámetros cinéticos para algunas especies químicas

Parámetro	k_{20} , m/año	C*, mg/L	θ
DQO	55	-	1.023
NO	79	2	1.067
NH ₄ -N	6	-	-
NH ₄ -N	39	0	1.055
Nitrato-N, verano	34	0	Limitado por C?
Nitrato-N, invierno	51	0	C adicionado

Kadlec (1999) ha observado una influencia de la concentración de DQO a la entrada y de la velocidad de flujo sobre el valor de k_{NH_4-N} . La nitrificación ocurre después de que el carbón es reducido y por ello es sólo posible si hay suficiente oxígeno disponible en el lecho después de la eliminación de la DQO (Gutierrez, 1999). Una concentración más elevada de DQO en la entrada reduce significativamente el oxígeno disponible y por ello el valor de la k disminuye. De acuerdo a Kadlec y Night (1996) el valor encontrado para la k_{NH_4-N} en celdas de flujo subterráneo es de alrededor de 0.09 m/d. En Austria en valor de k para un sistema de una sola celda con flujo vertical encontrado fue de 0.1 m/d. Este alto valor de k encontrado en el caso para el sistema vertical se debe a una operación óptima en la etapa de nitrificación (eliminación significativa previa de DQO y elevadas cargas hidráulicas).

Valores de k_{DQO} para HAFH y HAFV fueron reportados por Laber *et al.* (1999). El valor medio para un sistema horizontal reportado por él es 0.15 m/d que es significativamente menor que el correspondiente para un sistema vertical, 0.22. m/d.

Valores de k para la DBO_5 fueron reportados para sistemas horizontales (0.085+- 0.025 m/d). Otros valores reportados en la literatura para k de la DBO_5 van de 0.06 m/d a 0.13 m/d. Para varios HAFV en Austria, el valor medio de k_{DQO} va de 0.04 a 0.1 m/d (Kadlec y Night, 1996).

Finalmente, es importante mencionar que el diseño de un HAFV no está limitado al caculo de dimensiones tales como la profundidad y al empleo de constantes cinéticas para la determinación de la longitud. Debido a los aspectos estocásticos presentes en los sistemas naturales, adicionalmente deben ser consideradas cuestiones tales como

- Las condiciones climáticas existentes en el sitio
- Usos compatibles del terreno y buenos principios de planeación del uso del suelo (Serio, 1998)
- Objetivos del proyecto, requerimientos técnicos ambientales
- Características del agua residual a tratar
- Medidas y soluciones potenciales para mitigar los posibles contratiempos que pudieran presentarse
- Disponibilidad de los materiales para la construcción de la planta
- Beneficios potenciales para la vida silvestre
- Monitoreo posterior a la construcción

- Ajustes y modificaciones posteriores a la construcción para alcanzar los objetivos originales

Cada proyecto de construcción de un humedal requiere ser abordado de diferente manera y de la aplicación de tecnologías, métodos, equipo y operaciones específicas. Debe tenerse especial consideración a circunstancias que podrían afectar a proyectos específicos (por ejemplo, la presencia de metales pesados en el agua residual, quelación, etc.) para decidir la manera en que se enfrentará cada situación particular y las que de ella emanen.

IV.2 EJEMPLOS DE APLICACIONES DE LOS HAFV

En 1956 se probó el tratamiento de aguas residuales de lechería haciendo fluir el agua a través de un lecho plantado con espadañas (Brix, 1994b), que puede considerarse como el primer reporte de la aplicación de los HA en la industria del procesamiento de alimentos. En las siguientes décadas cientos de HA fueron construidos en todo el mundo, la mayoría de ellos tratando aguas residuales municipales, pero un número creciente incluye aguas residuales industriales. A pesar de que hay pocos reportes sobre el uso de HA con estos fines, sabemos que han sido utilizados exitosamente HAFH y HAFV en la industria del almidón de papa y en varios tipos de aguas de procesamiento de comidas. Los contaminantes más frecuentemente enfocados son DBO, DQO, SST, N, P y metales, por ello las aguas residuales de los procesos de la industria alimenticia son grandes candidatos para la biodegradación, aunque no son los únicos. Cuando el propósito es tratar grandes cantidades de aguas residuales industriales con una compleja composición, es conveniente realizar una investigación para saber qué tipo de diseño es más adecuado para cada proceso de tratamiento. Esto da la oportunidad de tener mayores conocimientos sobre los procesos que se llevan a cabo dentro de los HAFV y de producir modelos más avanzados del comportamiento de dichos sistemas.

Una de las principales limitaciones de los HAFV es su dependencia al taponamiento cuando son sujetos a elevadas cargas orgánicas. Con unas cuantas excepciones (Platzer y Mauch, 1997), poca investigación se ha realizado en lo concerniente a la interacción entre el tamaño de partícula del substrato, la configuración del lecho, las cargas de contaminantes y las características hidráulicas de este tipo de sistemas. Una mayor comprensión de estos

procesos e interacciones es esencial para lograr diseños óptimos de HAFV para el tratamiento de efluentes industriales con una composición característica.

Una ventaja clave de los HAFV para su acertada aplicación en el tratamiento de aguas residuales de diversos orígenes sobre otros sistemas intensivos es su relativa estabilidad y elasticidad. Debe tenerse mucho cuidado para prescribir el uso de HAFV para que las ventajas de esta tecnología no se pierdan en la carrera de mejorar dichos sistemas.

IV.2.1 Tratamiento de efluentes orgánicos con altas concentraciones de amonio y bajas concentraciones de sólidos suspendidos

La aplicación de un HAFV para el tratamiento de efluentes del proceso de remolacha azucarera se ha realizado con éxito recientemente. Los efluentes generados en este proceso comúnmente presentan una elevada concentración de amonio y bajas concentraciones de sólidos suspendidos. Los resultados del tratamiento de tales efluentes en un HAFV durante la temporada del proceso de remolacha, con una temperatura en el influente de 35°C en promedio muestran remociones de DQO superiores al 85% (de 518 mg/L en el influente a 58 mg/L en el efluente), 87.7% (de 52 a 5 mg/L) para los SST y del orden del 80% (de 46 a 10 mg/L) para la remoción de nitrógeno amoniacal (Morris y Herbert, 1997).

En la época de procesamiento, los efluentes tienen una baja concentración de SS, una carga relativamente alta de $\text{NH}_4\text{-N}$ y temperaturas superiores a los 30 °C, condición que hace particularmente interesante el estudio del funcionamiento de los HAFV en este proceso porque se espera comúnmente que un incremento en la temperatura del influente provoque una aceleración de los procesos biológicos de remoción de los contaminantes. Se han tratado también efluentes a menores temperaturas (20°C en promedio) y con valores de concentraciones más bajos, obteniéndose porcentajes de remoción de DQO menores, pero una mayor eliminación del nitrógeno amoniacal: 74% para la DQO (de 226 a 54 mg/L), 88% para los SST (de 102 a 9 mg/L) y 93.4% para el nitrógeno amoniacal (de 12 a 1 mg/L). Realizando un análisis estadístico con 95% de confianza, la remoción de SST parece ser independiente de la concentración en el influente y de la temperatura, mientras que la remoción de DQO parece ser independiente de la temperatura, pero no de la concentración en el influente (Morris y Herbert, 1997). La remoción de $\text{NH}_4\text{-N}$ por otro

lado, indico ser dependiente de la concentración del influente y en particular de la temperatura..

Otras conclusiones emanadas de la aplicación de HAFV para tratar efluentes del proceso de remolacha azucarera, refieren que un cuidadoso manejo de la primera etapa conteniendo un sustrato grueso, seguido de una segunda etapa con capas de arena fina profundas parece ser un método eficiente para la remoción de DQO y amoniacio para aguas con bajos contenidos de sólidos suspendidos.

IV.2.2 Tratamiento de aguas residuales del procesamiento de papas

Las aguas residuales del procesamiento de papas contienen elevadas concentraciones de DQO, SST y NTK. Una combinación de humedales de flujo superficial, HAFV y lagunas de oxidación ha sido utilizada para el tratamiento de estos efluentes (Kadlec *et al.*, 1997).

El sistemas constituido por dos HA de flujo superficial, seguidos por 4 celdas verticales operadas en serie y finalmente otro HA de flujo superficial ha alcanzado importantes resultados. La reducción de DQO, SST y la amonificación del N se llevan a cabo principalmente en la primera etapa (dos humedales de flujo superficial). Subsecuentemente la nitrificación se lleva a cabo en los HAFV, siguiendo una desnitrificación en el HA de flujo superficial. El diseño se realizó para balancear el nitrógeno y suministrar agua para el riego de cultivos y la calidad del efluente ha registrado excelentes reducciones de SST y DQO y una mineralización efectiva del N_{org} , tal como lo muestra la tabla 4.3

Tabla 4.3 Eliminación alcanzada con el sistema combinado propuesto por Kadlec *et al.*, 1997.

	Influente [mg/L]	Efluente [mg/L]	% de remoción
DQO	2986	161	95
SST	607	37	94
N_{org}	91	12	87
NH_4-N	73	29	60
N_{TOT}	164	41	65

Este sistema integrado ofrece una alternativa con un costo bajo para el tratamiento de aguas residuales del procesamiento de papas. No hay costo de químicos y algunos de los requerimientos de energía se realizan por gravedad y por fuentes solares. La importancia de acoplar diferentes unidades en serie resulta evidente. Un sistema de una unidad no tiene la versatilidad que presenta este sistema integrado.

IV.2.3 Aplicación de HAFV como tratamiento terciario

El uso de los HAFV para el tratamiento terciario de efluentes de orígenes diferentes ha sido aplicado con buen éxito en los últimos años (Gschlößl *et al.*, 1996). Ejemplo de ello es el caso de la construcción de una planta piloto a escala completa de 4 celdas con un área de 400 m² para 200-600 p.e. (Schönerklee *et al.*, 1997) en Austria, en la cual se han investigado diferentes etapas de operación, variando la carga hidráulica alimentada, desde 66 mm/d (3 m²/p.e.) hasta 266 mm/d (0.75 m²/p.e.).

De las observaciones realizadas en esta planta se desprendieron los siguientes resultados y conclusiones: La concentración de DBO₅ en el influente se mantuvo en el intervalo de 3-5 mg/L y esto impuso un límite para una mayor remoción de DBO₅. Los niveles de DQO en el influente variaron entre los 10-50 mg/L, mientras que la concentración en el efluente fue relativamente constante en el intervalo de 5-20 mg/L. En el curso del estudio la eficiencia de remoción de DQO fue de 50-60%, con una concentración final promedio en el efluente de 9-15 mg/L. Además, ha podido observarse un ligero decremento en la remoción de DQO a temperaturas más bajas (otoño e invierno), pero es difícil decidir si el efecto de la estación y por lo tanto de la temperatura es realmente significativo.

En lo que respecta a la remoción de NH₄-N, concentraciones en el efluente de 0.6-3.9 mg/L han sido obtenidas lo cual corresponde a una remoción de amonio del 40-90%.

La celda 1 (de 4 celdas que constituyen esta planta) fue suficiente para reducir la carga de amonio de 1.47 a 0.84 mg/L a una carga hidráulica de 0.75 m²/p.e.

En las dos primeras celdas la remoción de fosfato fue del 50-60%, las concentraciones a la entrada en este periodo fueron de 1-4 mg/L, que es mucho mayor que en las siguientes etapas, 0.5-2.5 mg/L. la eficiencia de remoción de fosfato en las celdas 1 y 2 (1.2 m de

profundidad) fue 20% mayor que la de las celdas 3 y 4 (0.8 m profundidad). Cuando la carga hidráulica aplicada al sistema fue mayor, la remoción de fosfato fue del orden del 50%.

En base al análisis de sus resultados, en esta etapa de la investigación los autores recomiendan una área específica de $1 \text{ m}^2/\text{p.e.}$ como parámetro de diseño de un HAFV como tratamiento terciario de aguas residuales municipales, aun cuando en un futuro cercano podría reducirse aún más como lo muestran sus propios estudios a valores del orden de los $0.75 \text{ m}^2/\text{p.e.}$ Por otro lado, en investigaciones futuras deberá determinarse si es posible incrementar la carga hidráulica aún a valores más económicos, sin que esto afecte una adecuada eliminación del nitrógeno amoniacal.

IV.3 HAFV CON RECIRCULACIÓN

Una forma de mejorar la calidad del efluente tratado es a través de la recirculación de una fracción del efluente, porque de esta manera se incrementa el tiempo de permanencia del agua dentro del sistema. Por otro lado, esto implica que las dimensiones del HAFV deberán incrementarse también en proporción directa a la fracción del efluente recirculado, a fin de tratar la misma carga por unidad de tiempo, manteniendo la misma velocidad en el influente.

Recientemente se han implementado algunos sistemas de una o más etapas horizontales y/o verticales con recirculación (Del Porto y Steinfeld, 1999), destacando entre ellos por su sencillez y los elevados niveles de remoción alcanzados, el trabajo de Laber *et al.* (1997). Este sistema experimental fue utilizado para evaluar el efecto de la recirculación sobre la eficiencia de remoción de contaminantes, y particularmente sobre la eliminación de los nitratos formados en el humedal a partir del nitrógeno amoniacal presente en el agua residual. Al mismo tiempo se investigó el efecto que tiene mantener una zona permanentemente saturada (no drenado total). Para tales investigaciones se utilizó un HAFV de una etapa (8 p.e., 5 m^2 superficie / p.e.), con una estructura integrada por una capa principal con un grosor de 80 cm, formada por una mezcla de arena y grava con un tamaño de grano de 0-8 mm. El sistema fue plantado con *Phragmites australis* y se utilizó como pretratamiento mecánico un tanque de sedimentación. La unidad fue operada con bajo nivel

de agua dentro de la celda, alimentada 4 veces al día. La fracción recirculada fue enviada hacia el tanque sedimentador. En el tanque de sedimentación el agua residual no tratada es mezclada con el agua del efluente nitrificado. El agua residual no tratada contiene los compuestos de carbono necesarios para las bacterias desnitrificadoras y en el tanque de sedimentación existen las condiciones anóxicas necesarias para que se efectúe dicho proceso.

El estudio fue dividido en 2 etapas. Durante la primera etapa la fracción recirculada se mantuvo entre el 50-60% del efluente. Durante la segunda etapa, el nivel del agua dentro del filtro se elevó de 0 a 20 cm y la cantidad de efluente recirculado se incrementó a 80%.

En la primera etapa, con 50 a 60% de recirculación se registró una caída en la concentración de nitrato en el efluente, mientras que la concentración de amoníaco sufrió un ligero incremento, pero se mantuvo en bajos niveles (como antes de implementar la recirculación). Durante esta etapa la concentración promedio obtenida en el efluente para el $\text{NO}_3\text{-N}$ fue de 40.6 mg/L. Comparada con la concentración promedio antes de iniciar la recirculación (59 mg/L) la concentración durante la recirculación fue reducida en un 32%. La concentración promedio de $\text{NH}_4\text{-N}$ en el efluente (0.63 mg/L) fue casi tan baja como antes (0.40 mg/L). La concentración media del $\text{NO}_2\text{-N}$ en el efluente fue de 0.2 mg/L. La rapidez de eliminación de nitrógeno inorgánico (N_{inorg}) se elevó de 17% a 42%.

En la etapa 2 el filtro fue operado con una zona saturada de 20 cm de la capa principal (de 80 cm) y se incrementó la fracción recirculada hasta un 80 % del efluente Como resultado, la concentración promedio de $\text{NO}_3\text{-N}$ en el efluente disminuyó a 20.6 mg/L. Comparada con la etapa 1, la concentración se redujo en un 50% (y 65% comparada con la etapa de operación sin recirculación). La concentración promedio de $\text{NH}_4\text{-N}$ que observaron en el efluente durante la segunda etapa fue de 1.7 mg $\text{NH}_4\text{-N}$ /L.

La concentración promedio del N_{inorg} observada en el efluente fue de 22.5 mg/L, la cual corresponde a una rapidez de eliminación del 69% (4 veces más alta que sin recirculación).

Considerando que el N orgánico promedio en el influente fue de 25.1 mg/L y el del efluente de 4.7 mg/L, el porcentaje de eliminación del N_{TOT} logrado fue del 72%. Por otro lado, las concentraciones promedio en el efluente de DQO (41 mg/L) y COT (12.4 mg/L) estuvieron en todo momento bajo los límites permitidos en la legislación austriaca (DQO: 90 mg/L; COT: 30 mg/L). En la tabla 4.4 se reproducen los resultados obtenidos

Tabla 4.4 Velocidades promedio de eliminación(%) de N_{inorg} y N_{TOT} implementando recirculación obtenidas por Laber *et al.*, 1997.

Etapa experimental	N inorgánico	N_{TOT}
Sin recirculación	17%	34%
Etapa 1: 50% de recirculación	42%	53%
Etapa 2: 20 cm de inundación y 80% de recirculación	69%	72%

El efecto logrado al implementar la recirculación fue una mejora sustancial en la eliminación de NO_3-N y por lo tanto en la eliminación de NT. Los porcentajes de eliminación de N_{TOT} alcanzados en el sistema propuesto por Laber *et al.* (1997) están entre los más altos que se han reportado en la literatura.

Es importante destacar en este punto la importancia de realizar más investigaciones en sistemas con recirculación, por ejemplo en sistemas verticales cuyas dimensiones, estructuras diámetros y materiales de empaque, sean diferentes, para contar con mayor información que permita extrapolar los resultados obtenidos a la implementación de nuevos diseños. Por otro lado, debe ahondarse más en el estudio del efecto provocado en los procesos de remoción con la presencia de la zona inundada y los cambios que resulten del aumento o disminución de la misma, ya que en el trabajo descrito arriba, este parámetro no fue evaluado con claridad.

Puede concluirse de los resultados obtenidos por Laber *et al.* (1997), que la recirculación de una fracción del efluente nitrificado en el sistema de una unidad de flujo vertical es una solución simple y práctica que puede ser implementada con facilidad y requiere de poco mantenimiento. Esta implementación puede ser de gran importancia en unidades pequeñas, diseñadas para tratar el efluente de casas habitación o pequeñas comunidades. Los resultados muestran que tales sistemas pueden ser significativos para:

- países con límites estrictos de nitrógeno en el efluente
- HA construidos cerca de pequeños cuerpos de aguas (como lagos pequeños)
- Infiltración del efluente del HA

IV.4 EFECTO DEL RÉGIMEN DE ALIMENTACIÓN Y DE LA CARGA HIDRÁULICA EN LA DEGRADACIÓN DE LA DQO Y DEL N EN LOS HAFV Y SU VARIACIÓN CON LA PROFUNDIDAD

Von Felde y Kunst (1997) investigaron el efecto que sobre la degradación de la DQO y la conversión de N medidas a diferentes profundidades tienen tanto el régimen de alimentación, como la carga hidráulica. Para realizar sus investigaciones utilizaron un HAFV y columnas experimentales de laboratorio con flujo vertical descendente. El HAFV diseñado para 23 p.e., ($3 \text{ m}^2/\text{p.e.}$) fue alimentado intermitentemente (3 a 12 veces al día) con agua proveniente de un sedimentador, con una composición de 467 mg/L para la DQO, 205 mg/L para la DBO_5 , 116 mg/L de $\text{NH}_4\text{-N}$ y 128 mg/L de NT. La DQO pudo reducirse en un 92% (hasta 37 mg/L), la concentración de $\text{NH}_4\text{-N}$ en el efluente fue de 11.6 mg/L (reducción del 90%), y el N_{TOT} sólo se redujo en un 5 % (122 mg/L) en el efluente. Se tomaron muestras a 25, 50 y 75 cm de profundidad. Por otro lado, la composición del influente alimentado a las columnas de laboratorio fue de 486 mg/L para la DQO, 330 mg/L DBO_5 y 105 mg/L $\text{NH}_4\text{-N}$, obteniéndose concentraciones a la salida por las columnas de los 15 a los 40 mg/L para la DQO, y de 0 a 32 mg/L $\text{NH}_4\text{-N}$. La eliminación de la DBO_5 fue satisfactoria (80-90%), mientras que la desnitrificación pudo elevarse hasta un 60%.

La estrategia consistió en tomaron muestras a diferentes profundidades para determinar la actividad de conversión dentro de las columnas y dentro de un HAFV a través de un análisis biológico. Se investigó por ejemplo la conversión de N utilizando el método de Schinner (actividad potencial de nitrificación, actividad de nitrato reductasa). Un análisis de las determinaciones reveló que en el HAFV y en las columnas de laboratorio la degradación de la DQO se llevó a cabo principalmente en los 20 cm superiores. Aun con una carga superior a los 70 g $\text{DQO}/(\text{m}^2\cdot\text{d})$, la degradación de DQO es casi completa a esta profundidad cuando el suministro de O_2 es adecuado. Si el suministro no es adecuado, por ejemplo en sistemas inundados, la degradación ocurre en zonas superficiales y profundas.

Lo anterior también es válido para los procesos de nitrificación. Con buen suministro de O_2 , el 95% del $\text{NH}_4\text{-N}$ es nitrificado a 20 cm de profundidad. La investigación en la actividad de nitrificación potencial confirmó que la máxima nitrificación se lleva a cabo directamente debajo de la superficie.

Cuando el suministro de O_2 decrece, la zona de actividad microbiana se extiende a profundidades mayores. En sistemas inundados y en aquellos con una mayor carga orgánica, la nitrificación puede observarse en zonas más profundas. La nitrificación a profundidades mayores se puede asumir también como responsabilidad de organismos heterotróficos. Un pobre suministro de O_2 causa un decremento en la eficiencia de remoción de NH_4-N , mientras que la degradación de N_{TOT} puede elevarse a más del 60%. Las eficiencias de remoción y las concentraciones en el efluente de sistemas verticales con pobre suministro de O_2 son comparables a las obtenidas en los sistemas horizontales.

Una determinación de la actividad enzimática de muestras tomadas del lecho del HAFV, demostró que la actividad de la nitrato reductasa tiene su máxima actividad a profundidades de 0-10 cm, lo cual confirma los resultados ya mencionados.

En sistemas alimentados más frecuentemente (varios ciclos al día) y en sistemas con saturación completa (inundados), se halló que los procesos de desnitrificación tienen lugar también a una profundidad mayor a los 20 cm. La explicación de esto puede ser una degradación retardada del material orgánico, lo cual significa que donadores de electrones para la desnitrificación están disponibles en zonas más profundas.

Otras observaciones y conclusiones emanadas de estas investigaciones indicaron que la degradación de la DQO y NH_4-N disminuyó en columnas inundadas y en aquellas alimentadas más frecuentemente con pequeñas dosis. Una alimentación más frecuente conlleva a un contenido de agua mayor en las regiones superiores que una alimentación menos frecuente con la misma carga hidráulica. Con un incremento de agua en las capas superiores decrece el suministro de O_2 puesto que la difusión del oxígeno es 10,000 veces menor en agua que en aire. La degradación de la DQO y NH_4-N así como la concentración de NO_3-N en el efluente decrece con un decremento en el suministro de O_2 . La degradación de N_{TOT} con pobre suministro de O_2 fue superior al 60%, mayor que la eliminación con buen suministro de O_2 . Cuando el suministro de O_2 es insatisfactorio, en N en el efluente está presente principalmente como NH_4-N .

Finalmente, a pesar de haberse demostrado que la mayor parte de la remoción en los HAFV y en las columnas se lleva a cabo en los primeros 20cm superficiales, los autores postulan que la profundidad de los HAFV tiene que ser mayor que la zona donde se llevan a cabo las actividades de conversión porque:

- Tiempos de retención cortos en materiales con diámetro de partícula mayor provocan que los procesos de conversión se desarrollen en regiones más profundas
- Es una zona de amortiguación para aquellos periodos con cargas hidráulicas y orgánicas más altas de lo normal
- En tiempos de suministro insuficiente de O₂, la zona de actividad microbiana se extiende a regiones más profundas
- Las bajas temperaturas pueden causar una disminución en las actividades de conversión

IV.5 HAFV EN SERIE Y CON ADICIÓN DE CARBONO SUPLEMENTARIO

A fin de estudiar la mejora de los procesos de remoción en los HAFV, y en particular la eliminación de nitratos, se ha propuesto desde hace algunos años como parte de los sistemas de múltiples etapas, la operación en serie de dos unidades con flujo descendente por gravedad. Adicionalmente, debido a que en muchos casos la desnitrificación no alcanza los niveles deseados, se ha investigado como un método alterno para mejorar la eliminación de nitratos, la adición de una fuente de carbono suplementario. La combinación de estas dos estrategias fue puesta a prueba inicialmente por Laber *et al.* (1997), con la obtención de resultados muy alentadores.

El sistema usado por Laber *et al.* (1997) constituido por dos celdas fue diseñado para 8 p.e. (5 m²/p.e.). En ambas etapas la capa principal tiene un grosor de 60 cm, compuesta por una mezcla de arena y grava con un tamaño de grano de 1-4 mm. Las celdas fueron plantadas con carrizos y se empleó un tanque de sedimentación como pretratamiento mecánico.

Antes de la adición de carbono al sistema, el HAFV de dos etapas mostró velocidades de eliminación altas para la DQO, DBO₅, COT y NH₄-N aún en invierno; sin embargo, la eliminación alcanzada para el N_{TOT} no fue tan alta. Los compuestos orgánicos fueron eliminados casi por completo en la primera celda. Por ello, no había suficiente carbono disponible para las bacterias desnitrificadoras. La capa de materia orgánica sobre la superficie del filtro no puede ser asumida como una fuente de carbono "interna" suficiente

y el carbono liberado en la zona de raíces del sistema contabiliza sólo de 0.7-1.3 g/m²/d, por ello se decidió adicionar una fuente externa de carbono a la celda.

La investigación se dividió en dos etapas. La primera etapa, operada con bajo nivel de agua dentro del filtro fue alimentada 4 veces al día. La segunda etapa, conectada en serie fue operada con saturación completa del lecho (alto nivel del agua). A través de esta saturación del filtro, se crean las condiciones anóxicas necesarias para que se lleve a cabo la desnitrificación.

En la primera etapa el metanol se bombeó hacia la entrada de la celda 4 veces al día. Se dosificó metanol en la celda saturada (segunda celda). La concentración promedio de NO₃-N en el efluente después de un periodo de adaptación al metanol fue de 4.0 mg/L. La concentración del influente (de la segunda celda) fue de 36 mg/L, lo cual significa que la rapidez de eliminación de nitrato fue del 89%. Antes de que comenzara la investigación (adición de carbono), la concentración promedio de NO₃-N en el efluente era de 44.4 mg/L, lo cual prueba que no había una desnitrificación significativa debido a la falta de una fuente de carbono. La eliminación de N_{inorg} en la segunda celda fue de 79% y la del sistema completo fue de 82%. La eliminación de N_{TOT} fue del 78%, en comparación con el 28% obtenido antes de iniciar la dosificación.

En la segunda fase de la investigación, se estudió el efecto de la operación continua y en batch, obteniendo menores eficiencias de eliminación de contaminantes. La eficiencia de la desnitrificación en la operación continua cayó al 58%. El modo de alimentación influyó sin duda alguna la eficiencia de la desnitrificación. Esto se debió probablemente a una distribución no uniforme del metanol durante la alimentación continua. También durante esta etapa el metanol se suministró 4 veces al día en la segunda celda. Por ello las bacterias desnitrificadoras no tenían suficiente carbono durante la alimentación continua.

Los resultados reportados por Laber *et al.* (1997) se muestran en la tabla 4.5, en la cual se observa que las velocidades de eliminación más altas se alcanzaron con el sistema operando intermitentemente y con dosificación de metanol (alimentación: 4 veces al día). Las velocidades de eliminación promedio fueron 82% para N_{inorg} y 78% para NT. Estas velocidades de eliminación son similares a las obtenidas por Platzer (1996) que ha reportado velocidades máximas de eliminación de 70% para N_{TOT} en un humedal artificial de dos etapas con bypass de agua residual no tratada en la segunda celda.

Tabla 4.5 Eliminación (%) de N_{inorg} y N_{TOT} implementando alimentación de metanol para promover una mayor desnitrificación. *Laber et al., 1997.*

Etapa experimental	N inorgánico	N_{TOT}
Sin dosificación	13%	28%
Alimentación intermitente con dosificación	82%	78%
Alimentación continua con dosificación	59%	61%
Batch con dosificación	62%	63%

IV.6 HAFV CON FLUJO ASCENDENTE

Recientemente se ha propuesto (Breen, 1997) una modificación en la estructura y la operación de un HAFV. Básicamente la variante consiste en operar el sistema con flujo ascendente. Breen utilizó para sus experimentos tanques de plástico de 20 L (área superficial de 0.0661 m^2 , profundidad del agua 0.35 m) empacados con 17 kg de piedras de río lavadas (diámetro de 3-7 mm). Se probaron diferentes formatos de operación para investigar el funcionamiento de estos sistemas

El influente se introduce a través de un tubo central en el fondo. El efluente se colecta en la parte superior a través de tres tubos colocados debajo de la capa de grava superficial.

Las celdas utilizadas fueron estabilizadas durante 6 meses antes de recibir la carga normal de 1 L/d de agua residual doméstica previamente pretratada en un tanque sedimentador. Esta carga hidráulica resultó en un tiempo de retención hidráulico de 5 días.

Se evaluó la carga y la concentración en el influente y en el efluente de los siguientes contaminantes: DQO, N_{TOT} y P_{TOT} .

Dos celdas fueron operadas en batch y dos fueron alimentadas en forma continua, operadas también con diferentes tiempos de retención. Las cargas hidráulicas manejadas fueron de 1 L/d y 2 L/d, con lo que se tuvieron tiempos de retención de 5 y 2.5 d respectivamente. Algunos de los sistemas operados en batch fueron alimentados una vez al día (1 L) y otros recibieron 2 L en dos dosificaciones. Los sistemas operados en continuo, recibieron 1 y 2 L por día. El mejor desempeño general en cuanto a la reducción de contaminantes se obtuvo en el sistema operado continuamente y con carga de 1 L/d. Sin embargo en las demás celdas también se obtuvieron resultados importantes. La DQO se

redujo de 167 a 67 mg/l. (60%) en la celda operada en continuo con una carga de 1 l/d, el N_{101} se redujo en un 94%, de 25 mg/l. en el influente a 1.6 mg/l. en el efluente de la celda operada en batch alimentada con una carga de 1 l/d. Las remociones más altas de PT se obtuvieron en las dos celdas operadas en batch (carga de 1 y 2 l/d). En ambas celdas se redujo la concentración de PT desde 6.1 mg/L en el influente a 0.2 mg/L en el efluente, lo cual da una reducción del 97%.

Se encontró también que la eliminación de DQO fue muy similar en todas las celdas, lo cual indica que el formato de operación y la carga no tuvo un efecto importante, a diferencia de la eliminación de nutrimentos, que se vio afectada de manera muy clara por la presencia de plantas, lográndose remociones en las celdas de control (celdas no plantadas) muy bajas comparadas con las celdas plantadas, con los diferentes formatos de operación. Las eliminaciones más altas logradas para la DQO fueron en las celdas operadas en continuo, alimentadas una vez al día, con 77% de remoción en algunas de ellas. La eliminación de N fue superior al 90 % en todos los formatos de operación, excepto en las celdas control.. la eliminación del fósforo también fue superior al 90% en todos los formatos de operación con excepción de las celdas de control. Se concluyó además del análisis de los resultados que en términos generales, todos los sistemas, bajo todos los formatos y condiciones tuvieron un desempeño aceptable.

IV.7 HAFV CON FLUJO DESCENDENTE-ASCENDENTE

La aplicación de los HAFV se ha visto también como un modo útil para tratar aguas superficiales contaminadas para la rehabilitación de cuerpos de agua (lagos poco profundos) y para su reúso en irrigación. Con esta finalidad, se ha propuesto sistemas a pequeña escala diseñados como sistemas de flujo subterráneo con compartimentos de flujo descendente y ascendente conectados en serie (Perfler *et al.*, 1999). Las diferentes capas de este sistema están constituidas de arena y grava con una conductividad hidráulica mínima de 10^{-4} m/s. Básicamente, el diseño de este sistema fue determinado por la necesidad de una eficiencia hidráulica alta. Durante casi un año de operación el monitoreo de los sistemas se ha centrado en la variación de las cargas hidráulicas e intervalos de alimentación y la variación de la recirculación al sistema. Los resultados de algunos parámetros relevantes

(DBO_5 , $\text{NH}_4\text{-N}$, N , P) muestran una eficiencia global alta –fuertemente dependiente de las condiciones de operación tales como el flujo de alimentación y el tiempo de llenado y descanso.

La matriz de este sistema (con área superficial de 2 m^2), fue dividida en dos compartimentos (1 m^2 de superficie para cada uno) y una altura de 1 m . Los dos compartimentos están conectados por una capa de drenado en el fondo. El primer compartimiento fue usado como una cámara de flujo descendente con alimentación en la superficie. El segundo compartimiento es usado como una cámara de flujo ascendente con una tubería para el desalajo del efluente colocada justo debajo de la capa superior. La capa de drenado en el fondo es de 15 cm de espesor y está constituida por grava (tamaño de grano 16 a 32 mm). Las cámaras están rellenas con arena (tamaño de grano de 0 a 4 mm), la altura de la capas son de 55 cm y 45 cm respectivamente. Un esquema del sistema se muestra en la figura 4.2

Para evaluar la eficacia de este sistema, se propusieron varias etapas de operación. Las etapas de operación pueden ser divididas en dos grupos. De la etapa 1 a 4 las celdas fueron operadas intermitentemente (intervalos de dosificación de 1 a 3 horas y un máximo de $50 \text{ L/dosificación}$) sin descanso en la operación excepto para mantenimiento (máximo 4 h). En la tabla 4.6 se indican las condiciones de operación de cada etapa experimental.

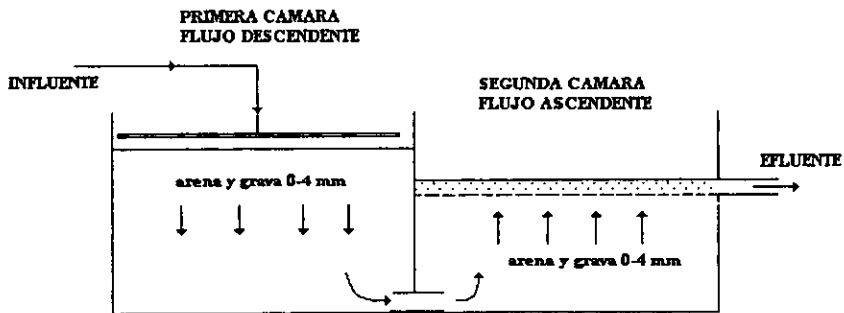


Figura 4.2 Sección transversal del HAFV con flujo descendente-ascendente propuesto por Perfler *et al.*, 1999.

Tabla 4.6 Operación del sistema con flujo descendente y ascendente propuesto por Perfler *et al.*, 1999.

Etapa	Flujo [L/m ² *d]	Recirculación		Carga total [L/m ² *d]	Tiempo entre dosificaciones [h]
		[%]	[L/m ² *d]		
1	200	0	0	200	6
3	400	0	0	400	3
3	600	0	0	600	2
4	200	100	200	400	3
5	200	100	200	400	3
6	300	0	0	300	3
7	400	0	0	400	3
8	600	0	0	600	2

Al presentarse problemas de infiltración al final de la etapa 2 y que se incrementaron en las demás etapas, se procedió, a partir de la etapa 5 a interrumpir la dosificación de 1 a 2 días. El objetivo de las fases de descanso es la mineralización de la materia orgánica (recuperación de la zona de infiltración para prevenir el taponamiento en las cámaras de flujo descendente). De esta manera, el tiempo de alimentación utilizado a partir de la etapa 5 fue de 5 días y 6 días y el tiempo de descanso de 2 días.

En general, el funcionamiento del sistema fue bueno, y los objetivos planteados al inicio fueron alcanzados. La tabla 4.7 muestra las concentraciones en el influente para las 8 etapas

Las concentraciones para la DBO₅ logradas en el efluente fueron bajas, excepto para la etapa 3 donde se presentó inundación permanente, mientras que para el NH₄-N, las concentraciones en el efluente para las etapas con operación alternada (etapas 5-8) fueron significativamente menores que durante la operación continua (etapas 1-4) debido a mejores condiciones hidráulicas en la cámara de flujo descendente resultando en un mejor suministro de oxígeno. Durante la etapa 4 se observaron velocidades de desnitrificación muy altas debido a las grandes zonas anóxicas en la capa superior en la cámara de flujo descendente. Estas zonas anóxicas fueron el resultado de una continua baja velocidad de infiltración después del inundamiento permanente durante la etapa 3. sin embargo esta baja

velocidad de infiltración causó una capacidad de nitrificación limitada. Un análisis de la eliminación para la DBO_5 y N_{TOT} alcanzados por este sistema se resume en la tabla 4.8

Tabla 4.7 Concentración promedio del influente para las etapas

Parámetro [mg/L]	Etapas 1	Etapas 2	Etapas 3	Etapas 4	Etapas 5	Etapas 6	Etapas 7	Etapas 8
TOC	20.6	22.3	31.2	29	18.1	12.9	3.9	2.9
DBO_5	39	24	26	24	10	11	5	5
DQO	112	42	115	50	32	30	14	14
SST	42	23	24	28	21	21	9	5
$\text{NH}_4\text{-N}$	7.4	6.2	5.5	7	4.9	6.8	3.1	3.2
Norg	3.1	2.0	3.3	1.5	1.7	3.1	2	1.1
$\text{NO}_3\text{-N}$	0.5	2.2	2.3	4.6	3.0	1.3	2.5	2.6
N_{TOT}	11.0	10.4	11.1	13.1	9.6	11.2	7.6	6.9
P_{TOT}	1.16	0.76	0.82	0.75	0.72	0.84	0.39	0.39
$\text{PO}_4\text{-P}$	0.53	0.52	0.57	0.6	0.43	0.65	0.23	0.33

Tabla 4.8 Porcentajes de eliminación de N_{TOT} y P_{TOT} logrados en el sistema propuesto por Perfler *et al.*, 1999.

Etapas	1	2	3	4	5	6	7	8
Eliminación de N_{TOT} [%]	25	49	24	73	46	50	16	32
Eliminación de P_{TOT} [%]	94	70	36	33	67	71	-3	-1

El análisis de los resultados obtenidos con este sistema, indica que la operación de un sistema de tratamiento tipo HAFV con flujo descendente-ascendente en serie es adecuado para la purificación de aguas superficiales contaminadas, si bien es cierto que esta variante en el diseño de los HAFV requiere aún de algunos refinamientos.

IV.8 HAFV CON FLUJO TIPO MAREA (ALIMENTACIÓN INTERMITENTE CON CICLOS DE CORTA DURACIÓN)

Sun *et al.* (1999) estudiaron la eficacia de un sistema combinado a escala completa al cual denominaron de flujo "tipo marea-HAFV" evaluado para el tratamiento de aguas residuales de actividades de agricultura con una DBO₅ promedio de 1100 mg/L y 329.5 mg/L NH₄-N. A un flujo promedio de 2.0 m³/d, la DBO₅ y la DQO del influente fueron reducidos a lo largo del sistema en 97.6% y 71.3% respectivamente. Se lograron remociones considerables de SS y PO₄-P. EL NH₄-N fue reducido en un 93.1%. la nitrificación probó ser el proceso principal para la reducción de NH₄-N.

Las remociones más altas de DBO₅, DQO y N H₄-N y el mayor consumo de O₂ logrados con el diseño propuesto por estos investigadores fueron en la etapa tipo flujo marea del sistema combinado, lo cual sugiere que el movimiento rítmico aire/agua en la matriz con flujo tipo marea puede beneficiar el tratamiento ofreciendo un flux de O₂ más alto y una utilización más eficiente del volumen de la matriz disponible. Por otro lado, se plantearon diferentes formatos de operación, con y sin recirculación. Obteniéndose mejores resultados para la remoción de DBO₅, DQO y NH₄-N en las camas con flujo hacia abajo (HAFV) con recirculación de agua que en aquellas sin recirculación. Probando que la recirculación de efluente para cada etapa de tratamiento es una técnica adecuada para mejorar el funcionamiento de los HAFV.

Usualmente con niveles mucho más grandes de DBO₅ y NH₄-N que el agua residual doméstica, los efluentes agrícolas representan una fuente de contaminación significativa para los cuerpos de agua. Se requieren reducciones substanciales de contaminantes de C y N antes de descargar estos efluentes a cursos de aguas. Para el tratamiento de aguas residuales fuertemente concentradas en compuestos de N, las remociones de DBO₅ y NH₄-N son usualmente las de mayor importancia. Ha sido demostrado que la mayor parte de la nitrificación tiene lugar después de que la mayor parte de la DBO₅ ha sido removida, estando entonces el O₂ disponible para las bacterias nitrificadoras.

Los sistemas verticales normalmente son construidos en frente de los sistemas horizontales como una etapa de tratamiento en la cual se espera obtener la remoción de la mayor parte de la DBO₅ y del NH₄-N. Sin embargo, los sistemas verticales en ocasiones

tienen la desventaja de una distribución no uniforme sobre la superficie de la matriz, lo cual afecta su eficacia.

Una nueva estructura de operación para los HAFV, el HA con “flujo tipo marea” está ganando atención en los últimos años (Green *et al.*, 1997). En un sistema con flujo de tipo marea, el lecho es alternadamente llenado con agua residual y entonces es drenado. Durante el proceso de llenado el aire es expelido y la matriz es gradualmente sumergida. Una vez que la totalidad de la cama está saturada, el agua comienza a drenar. Aire fresco atmosférico es introducido a la matriz durante este proceso de drenado. De esta manera el agua se comporta de manera similar al accionar de un pistón en un compresor de aire. Estudios recientes sugieren que la mayor parte del consumo de O₂ por los microorganismos se lleva a cabo cuando el lecho es drenado y los contaminantes orgánicos son retenidos en la matriz (Sun y Biddlestone, 1998b). De esta manera, el aire que entra al lecho durante el proceso de drenado es usado como una fuente de O₂ para remover los contaminantes; la rapidez del transporte y consumo de O₂ en los HA puede ser mejorada enormemente por este movimiento rítmico del agua y el aire en la matriz. Adicionalmente, este proceso de marea permite que se logre un contacto máximo del lecho y del agua y evitar de esta manera el problema de una mala distribución del líquido.

Sun *et al.* (1999) realizaron experimentos en un sistema de este tipo a escala completa para el tratamiento de efluentes de agricultura con concentraciones de DBO₅ de hasta 2000 mg/L y de 400 mg/L de NH₄-N. El sistema propuesto por estos investigadores está integrado por dos partes, HAFV con alimentación tipo marea y HAFV. Este sistema combinado está arreglado para formar 4 etapas de tratamiento:

etapa 1 - HAFV con alimentación tipo marea

etapa 2 - HAFV sin recirculación

etapas 3 y 4 - HAFV con recirculación.

La parte con flujo tipo marea del sistema consiste de 3 celdas de iguales dimensiones, cada una de un área de 3.25 m². La matriz de cada celda es de 0.5 m de profundidad, con una capa superior de 300 mm de espesor constituida de arena con tamaño de 1.7-3.35 mm y una capa en el fondo de 200 mm constituida por piedras lavadas con diámetros entre 30-60 mm.

La parte de HAFV consiste de las últimas tres etapas de tratamiento del sistema, las cuales contienen 6, 4 y 3 celdas en la etapa 2, 3 y 4 respectivamente; cada celda tiene un

área de 2.56 m^2 . la matriz de multicapas tiene 1 m de profundidad. tiene una capa superior de 100 mm con grava de 1.7-3.35 mm, seguida de 400 mm de una grava lavada de 6 mm, 100 mm de grava de 12 mm y 400 mm en el fondo con grava redonda lavada de 30-60 mm. Las celdas fueron plantadas con carrizos con una densidad de cerca de 4 carrizos/ m^2 .

El influente es este sistema es bombeado una vez cada hora desde el tanque de alimentación hacia la primera celda del sistema con flujo tipo marea; esta celda es llenada durante 20 min con el influente fresco más influente tratado recirculado. Después de 20 min, la bomba de descarga de la primera celda es puesta en funcionamiento y el agua es bombeada hacia la segunda celda. A medida que el agua está abandonando la primera celda, entra aire atmosférico al interior de la matriz. La segunda celda es entonces llenada con el efluente de la primera durante 20 min antes de que el agua sea bombeada hacia la tercera celda. De la tercera celda, el exceso de efluente sale del sistema y es bombeado hacia la sección de HAFV para continuar el tratamiento; el resto del efluente es recirculado a la primera celda después de que la tercera celda fue llenada con el agua por 20 min. La figura 4.3 muestra una representación esquemática de la etapa 1.

Todas las celdas en la parte HAFV fueron dosificadas juntas. Las bombas de recirculación fueron instaladas después de las etapas 3 y 4, cada recirculación de efluente es realizada dentro de la misma etapa (etapas 3 y 4). Las bombas de recirculación son operadas continuamente, de modo que se recircularon flujos del orden de $120 \text{ m}^3/\text{d}$ para la etapa. El efluente de la parte HAFV es sedimentado y pasado a través de una cama con flujo horizontal para un tratamiento más fino y finalmente descargado en un dique cercano. En la figura 4.4 se muestra un esquema de las etapas correspondientes al HAFV.

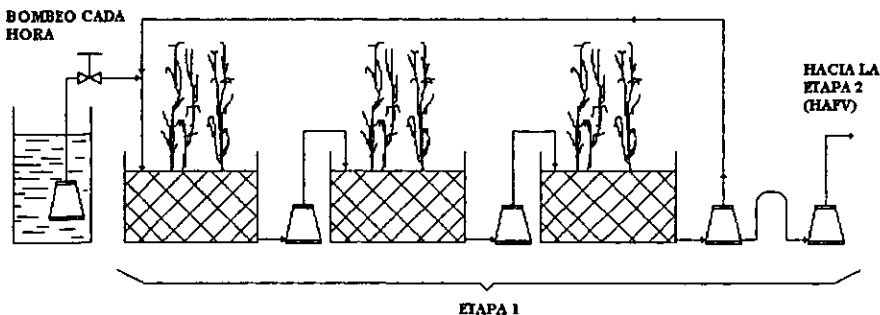


Figura 4.3 Representación de la etapa 1 del HAFV flujo tipo marea propuesto por Sun *et al.*, 1999.

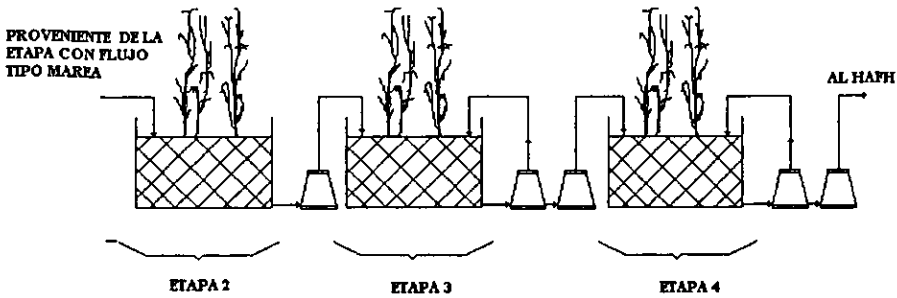


Figura 4.4 Etapas HAFV del sistema propuesto por Sun *et al.*, 1999.

La operación del sistema se realizó sin interrupciones durante 3 meses. El movimiento rítmico en el sistema con flujo tipo marea fue generado exitosamente controlando la operación de las bombas. Sin embargo una cantidad de biomasa se acumuló en las camas de la etapa 1, bloqueando la primera celda. Por ello los autores sugieren en futuros diseños la implementación de más celdas, para alternar la operación, de tal manera que la biomasa acumulada en la matriz pueda ser descompuesta durante el periodo de descanso y evitar el taponamiento.

Las celdas en la parte de HAFV fueron dosificadas simultáneamente. Se utilizó grava fina para la capa superior de estas celdas, para hacer posible la dosificación simultánea, una operación que requiere menos supervisión y puede resultar en remociones más altas de DBO₅ y DQO de acuerdo con los últimos estudios.

La carga promedio alimenta en el influente fue de 2.0 m³/d. En la tabla 4.9 se resumen los resultados de la operación.

Las velocidades de remoción alcanzadas con este sistema fueron de 133, 20, 48 y 9 g/m²*d para la DBO₅ y 103, 18, 71 y 16 g/m²*d para la DQO en las etapas 1, 2, 3 y 4 respectivamente. Las velocidades de remoción más altas para de DBO₅ y la DQO se lograron en la etapa 1 (flujo tipo marea). Esto puede deberse parcialmente a que las cargas son más altas en esta etapa. Adicionalmente, el transporte mejorado de O₂ en la primera etapa pudo haber mejorado la remoción. En la etapa 2, las velocidades de remoción obtenidas fueron más bajas para la DBO₅ y DQO que en la etapa 3, indicando que la

recirculación de efluente mejora las reducciones de DBO₅ y DQO, al proporcionar un tiempo de retención más grande.

Tabla 4.9 Eficiencias de remoción promedio del sistema HAFV-HAFV con flujo tipo marea propuesto por Sun *et al.*, 999.

mg/L	Influyente	Etapas 1	Etapas 2	Etapas 4	% remoción
DBO ₅	1100	452	295	26	97.6
DQO	1465	965	827	421	71.3
SS	677	397	300	118	82.6
PO ₄ -P	70.4	54.5	48.1	31.6	55.1
NH ₄ -N	329.5	190	136.2	22.9	93.1
NO ₂ -N	3.9	32.9	28.1	2.0	
NO ₃ -N	1.4	24.6	55.8	182.4	
pH	7.85	7.33	7.28	5.59	

La mayor reducción de PO₄-P se obtuvo en la etapa 1, la cama con flujo tipo marea. El PO₄-P fue reducido en un 55.1%

Un nivel promedio en el influente para el NH₄-N fue de 329.5 mg/L. Se removió una cantidad substancial de NH₄-N, 93.1% en todo el sistema. El contenido de NH₄-N en el efluente final fue de 22.9 mg/L.

Las velocidades de reducción de NH₄-N en las etapas 1, 2, 3 y 4 fueron de 28.6, 7.0, 14.1 y 2.0 g NH₄-N /m²*d respectivamente, donde m² representa el área total de cada etapa. La etapa 1 dio la mayor reducción de NH₄-N. Se obtuvo una mejor reducción de NH₄-N en la etapa 3 que en la etapa 2, sugiriendo que la recirculación empelada en la etapa 3 mejoró el proceso de remoción de NH₄-N en esta etapa como lo hizo para la remoción de DBO₅ y DQO. Adicionalmente, experiencia previa ha demostrado que una vez que los niveles de DBO₅ son reducidos por debajo de 50 mg/L, las bacterias nitrificantes autótrofas pueden empezar a competir con los muy activos heterótrofos responsables de la remoción de DBO₅. La velocidad de remoción de NH₄-N fue mucho menor en la etapa 4 que en otras etapas, sólo 2 mg/L, a pesar de que se empleó recirculación en esta etapa. El bajo valor de pH en esta etapa pudo haber afectado el proceso de nitrificación.

Se ha señalado que el intervalo de pH óptimo para la nitrificación está entre 7.5 y 8.6. Sin embargo los últimos estudios sugieren que el límite inferior puede extenderse hasta 5.6 (Sun y Biddlestone, 1998a). En el sistema HAFV-HAFV tipo marea, el proceso de nitrificación fue significativo en las etapas 1, 2 y 3 donde los valores de pH del effluente fueron de 7.33, 7.28 y 5.71 respectivamente. Sin embargo la nitrificación virtualmente cesó en la etapa 4 a pesar de la recirculación probablemente a causa del bajo valor de pH de 5.59 en esta etapa. Esto parece probar que un pH de alrededor de 5.6 es el límite inferior para la nitrificación a ser sustentado en un HAFV.

También se determinó el consumo de O_2 de los microorganismos en cada etapa a partir de los cambios en la concentración de DBO_5 , NO_2-N y NO_3-N .

Tabla 4.10 Consumo promedio de O_2 en $g\ O_2/m^2*d$ en el sistema propuesto por Sun *et al.*, 1999.

	Etapas 1	Etapas 2	Etapas 3	Etapas 4
Num. de celdas	3	6	4	2
Área de la etapa, m^2	9.75	15.36	10.24	5.12
Consumo de O_2 por remoción de DBO_5 , g/m^2*d	133	20	48	9
Consumo de O_2 por nitrificación, g/m^2*d	40	16	87	9
Consumo total de O_2 , g/m^2*d	173	36	135	18

Como lo muestra la tabla 4.10, el mayor consumo de O_2 , $173\ g/m^2*d$ se alcanzó en la etapa 1, demostrando la ventaja de una mayor capacidad para transportar el O_2 en la cama con flujo tipo marea. Sin embargo este consumo de O_2 podría ser dividido por 2 si se construyen más celdas para alternar la operación y prevenir un taponamiento como, lo sugieren los autores, lo cual daría un valor de $87\ g/m^2*d$ para la capacidad de oxigenación del sistema HAFV con flujo tipo marea, donde m^2 representaría el área del sistema.

En la etapa 1, el 23.1% del O_2 consumido fue utilizado para nitrificar el NH_4-N a NO_2-N y NO_3-N ; esta proporción se incrementó a 44.4% y 64.4% para las etapas 2 y 3 respectivamente. Los niveles de DBO_5 cayeron dramáticamente a través de estas 3 etapas; esto contabiliza para la proporción creciente del O_2 disponible usado para la nitrificación de la etapa 1 a la 3. si bien en ambos procesos se consume O_2 , la nitrificación procede mucho más lentamente que la remoción de DBO_5 . Por ello, bajo niveles muy altos de DBO_5 , la mayoría del O_2 disponible en la matriz se utiliza para la reducción de DBO_5 . una alta

proporción del O_2 no puede ser usado para la nitrificación hasta finales de la remoción de la DBO_5 .

El consumo de O_2 evaluado en la etapa 3 es mucho mayor que en la etapa 2. El proceso de recirculación que ayuda a la distribución del agua sobre la superficie, mejora el transporte de O_2 , incrementa el tiempo de interacción de los microorganismos del agua y reduce el lavado de los microorganismos. Tanto la remoción de la DBO_5 como el proceso de nitrificación en los HA depende del flux de O_2 dentro de la matriz. Alrededor de 1 g O_2 es necesario para remover 1 g de DBO_5 , y 4.35 g O_2 se requieren para oxidar 1 g de NH_4-N a NO_3-N . Para efluentes fuertes con altos niveles de DBO_5 y NH_4-N , el proceso de tratamiento es altamente demandante de O_2 . Las celdas con flujo tipo marea y HAFV empleando recirculación mostraron una capacidad de oxigenación mayor. De acuerdo con lo anterior, estos sistemas son una opción adecuada para el tratamiento de efluente fuertemente cargados, tales como las aguas residuales de efluentes de actividades agrícolas.

IV.9 HAFV “RECIPROCANTES”

Un diseño recientemente patentado (Privette, 1999) ha demostrado tener importantes ventajas debido a las altas eficiencias de remoción obtenidas en los procesos de tratamiento de aguas residuales. Es un diseño consistente en dos o más celdas adyacentes con flujo subterráneo vertical que son operados con alternancia entre el drenado y el llenado de los lechos, realizado sobre unas bases recurrentes definidas. Se ha visto que este patrón de flujo logra una mejora significativa tanto de los procesos físicos como biológicos, exponiendo la biopelícula directamente al oxígeno atmosférico (Sikora *et al.*, 1995). Obviamente, esto mejora la transferencia de oxígeno en el proceso de nitrificación. Adicionalmente se ha introducido la estrategia de no drenar toda el agua residual del humedal en cada ciclo, permitiendo de esta manera que las condiciones anóxicas permanezcan para que se realice la desnitrificación. Además, el área requerida por este tipo de sistemas también se ha reducido apreciablemente. La operación de estos HAFV denominados reactores “reciprocantes” ha reportado recientemente eficiencias de remoción muy altas para la DBO_5 , NH_4-N y coliformes totales a. En la tabla 4.11 se resumen algunos resultados comparativos entre los porcentajes de eliminación logrados en los HAFV tradicionales y

HAFV reciprocantes reportados por Leonard y Privette (1999), donde los valores de concentraciones promedio en el influente son 300 mg/L para la DBO₅ y 12 mg/L para el NH₄-N.

Tabla 4.11 Comparación de las eficiencias de remoción obtenidas con HAFV reciprocantes y los diseños tradicionales

Constituyente	HAFV tradicional (%)	HAFV reciprocante (%)	Diferencia Reciprocante-tradicional (%)
DBO ₅ (mg/L)	85	90	5
NH ₄ -N (mg/L)	74	98	24
Coliformes totales	91	97	6

IV.10 ALTERNATIVA DE DISEÑO PARA HAFV EN CLIMAS FRÍOS

Una desventaja que presentan los HAFV es que su funcionamiento es sensible a las condiciones climáticas prevalecientes en la región en que se encuentre ubicado. Particularmente, se ha observado una disminución en la eficiencia depurativa de este tipo de sistemas en climas fríos, donde ocurre formación de una capa de hielo superficial. El congelamiento en invierno y la insuficiente oxigenación habían limitado la aplicación exitosa de HA para tratar aguas residuales en climas fríos.

Se han hecho esfuerzos para contrarrestar este efecto, y una idea particularmente sencilla y que da buenos resultados consiste en cubrir las celdas con una capa de paja que sirva de aislante. Un grupo de investigadores (Smith *et al.*, 1997) estudiaron el efecto de la presencia de esta capa aislante, modelando el comportamiento térmico del humedal utilizando un programa de computadora.

Para validar el modelo se determinaron temperaturas utilizando termopares colocados en diferentes puntos del sistema. Un análisis de las temperaturas registradas indicó que el aislamiento con paja, aunado al aislamiento de la capa de hielo que se formó en la superficie fue efectivo, manteniendo la temperatura dentro de las celdas un poco mayor que la temperatura ambiente en un par de grados centígrados.

A través del modelamiento del sistema se estudió el transporte de energía térmica dentro del HAFV (Molson y Frind 1995) Se realizó una serie de análisis de sensibilidad donde los parámetros variados fueron los siguientes:

- La temperatura ambiente
- El impacto de la energía transferida del terreno a las celdas
- La temperatura del agua entrante al sistema (influyente)
- El grosor de la capa de paja aislante

El perfil vertical de temperaturas obtenido con el modelo indicó en todos los casos la temperatura más baja en la parte superior de la celda y la temperatura más alta en el fondo de la celda. Algunos de los valores representativos obtenidos con el modelo en función de los parámetros mencionados arriba, los cuales fueron comprobados parcialmente de manera experimental se muestran en la tabla 4.12.

Los resultados muestran que la capa de paja es suficiente para evitar el congelamiento del agua que ingresa al humedal, lo cual hace posible la operación del sistema durante todo el año, aún en regiones muy frías. Los parámetros de diseño más importantes en términos de la conservación de la energía son un aislamiento adecuado con una capa de paja y la capacidad de los estratos más bajos del medio poroso para retener la energía térmica proveniente de terreno, como producto del calentamiento por el sol.

Tabla 4.12 Temperaturas calculadas con el modelo en función de varios parámetros

Parámetro	Máxima temp. (fondo) °C	Mínima temp. (capa sup.) °C
Sin t.e.f., TA = -13°C, C. paja=20cm, TI = 1.6°C	0.86	-2.05
Con t.e.f., TA = -13°C, C. Paja= 20cm, TI = 1.6°C	2.00	-1.65
Con t.e.f., TA = -50°C, C. Paja= 20cm, TI = 1.6°C	1.35	-5.96
Con t.e.f., TA = -13°C, C. Paja= 50cm, TI = 1.6°C	2.00	-1.52
Con t.e.f., TA = -50°C, C. Paja= 1cm, TI = 1.6°C	2.00	-11.20
Con t.e.f., TA = -13°C, C. Paja= 20cm, TI = 0.1°C	2.00	-2.28

TA es la temperatura del aire introducida en el modelo; C. Paja es el grosor de la capa de paja colocada sobre la superficie de las celdas; TI la temperatura del influyente. Con t. e. f.

significa considerando transferencia de energía del terreno hacia el sistema y "Sin t. e. t.", sin considerarla en el modelo.

IV.11 IMPLEMENTACIÓN DE HAFV EN PAÍSES MENOS DESARROLLADOS

En México, y en general en los países menos desarrollados, el uso de HAFV y de sistemas combinados para la purificación de agua puede ser particularmente valioso y explotable para la protección de la calidad del agua en ríos, lagos y captaciones. Los HA son sistemas de tratamiento potencialmente buenos, de bajo costo, apropiados para tratar aguas residuales domésticas en áreas rurales. Más aún, pueden ser integrados a sistemas de producción agrícola donde los productos son utilizables y/o reciclados para tener una eficiencia óptima. Sin embargo, en la actualidad los HA en México, son muy escasos (Kreiner *et al.*, 1992).

La protección de los recursos del agua en captaciones localizadas en regiones más altas asegura la calidad del agua corriente abajo. HA colocados estratégicamente en laderas y en puntos de colección donde desemboca agua proveniente de lugares elevados actuarían como trampas de sedimentos, filtros de agua y esponjas para recargar aguas subterráneas.

En muchas regiones pobres del mundo las principales necesidades en cuanto al control de la contaminación son para el tratamiento de aguas residuales domésticas para obtener una mejor calidad del agua, reducir los riesgos de enfermedades y tener una mejor calidad de vida. Los objetivos principales para una tecnología de tratamiento apropiada son prevenir la transmisión de enfermedades que pueden propagarse a través del agua, para asegurar recursos hídricos limpios y reducir la contaminación (especialmente la eutroficación) del ambiente natural.

En las regiones con menos recursos económicos, un criterio para el tratamiento de aguas residuales debe ser el uso de tecnologías de costo-efectividad apropiadas (Zachritz y Lundie, 1995). No hay mucho sentido en instalar sistemas que pueden ser apropiados en localidades muy industrializadas que pueden garantizar el suministro de energía, reemplazar fácilmente las refacciones y cuentan con una fuerza de labor especializada para asegurar el mantenimiento. En lugares donde el costo del terreno es muy elevado, una

densidad de población elevada reduce los costos del tratamiento de aguas residuales por habitante, comparativamente sofisticados. En las áreas rurales algo simple pero efectivo es más apropiado. Es ahí donde los HA tienen probablemente su mayor potencialidad (Luna-Pabello *et al.*, 1997; Haberl, 1999).

Los primeros HA tendían a evolucionar a través de prueba y error para alcanzar las necesidades particulares más que a partir de un desarrollo lógico en experimentaciones de laboratorio controladas y proyectos piloto. Sólo recientemente se ha modelado el comportamiento del agua dentro de los HA, capacidades de carga, y está siendo estudiada cuidadosamente la duración y la eficacia de dichos sistemas.

Los HA son instalaciones comunes en Europa, Estados Unidos y Austria donde son usados ampliamente para el tratamiento secundario y terciario de aguas residuales domésticas. El uso de HA en países menos desarrollados ha sido casi nulo a pesar de que la mayoría de estos países se encuentran ubicados dentro de zonas subtropicales y tropicales donde las temperaturas cálidas favorecen una actividad biológica rápida y una mayor eficacia. Hay posiblemente tres principales razones para esta falta de desarrollo. Primero, los programas de ayuda de los países desarrollados tienden a alentar el uso de tecnologías más comerciales y sofisticadas. En segundo lugar, los consejeros de los países desarrollados frecuentemente están atrincherados en las tecnologías apropiadas para sus países y son incapaces de transferir su pensamiento conceptual a las realidades y cultura de los países menos desarrollados. Esto ha llevado a proyectos de ayuda inapropiados. En tercer lugar, en lugar de promover en los países en vías de desarrollo el desarrollo de sus propias tecnologías de HA, la tendencia ha sido la de trasladar los diseños del norte a las regiones tropicales. Naturalmente, los investigadores del norte que han desarrollado sus tecnologías de HA creen en sus sistemas y promulgan sus diseños frecuentemente de manera comercial.

Los mayores requerimientos para propagar el uso de los HA en los países menos desarrollados son: (i) incrementar el conocimiento de su potencial desarrollo y (ii) estimular el desarrollo de tecnologías propias, de acuerdo a las características particulares de cada región (Denny, 1997).

Por lo anterior, es muy importante que sean estimulados los grupos locales de investigación, de preferencia en conjunción con otras instituciones con intereses comunes donde el intercambio de conocimiento sea sinérgico.

IV.12 DIFICULTADES OPERATIVAS

Las mayoría de las dificultades operativas que se presentan en los HAFV son compartidas por los diferentes diseños de HA, y particularmente los diseños con flujo subterráneo.

IV.12.1 Taponamiento de los poros

El taponamiento del sustrato es una complicación que se ha presentado frecuentemente en los HAFV. La deposición de sólidos dentro del humedal puede producir un eventual asolvamiento en algunas partes del sistema, especialmente en las cercanías de las placas distribuidoras del influente. La porción volátil de los sólidos totales puede descomponerse parcialmente a gas y a materia soluble, pero la porción mineral tiende a acumularse temporal o permanentemente, lo cual conduce a una eventual reducción en la conductividad hidráulica del lecho. Una porción significativa de los interespacios del lecho puede bloquearse por la materia orgánica acumulada, llevando esto a un incremento en los gradientes hidráulicos y a una disminución en los tiempos de contacto operantes (Tanner y Sukias, 1995).

La eficiencia de purificación de los HAFV está principalmente basada en una aireación eficiente del sustrato. Por ello la DBO, la DQO y la remoción de amoníaco es elevada en los HAFV, pero la eliminación de N_{TOT} comúnmente ha estado limitada. En la mayoría de los sistemas la aireación del suelo se alcanza por una alimentación intermitente sobre la superficie, promoviendo una oxigenación por flujo convectivo de masa y difusión. El transporte de masa por convección sólo es importante en la medida en que las capas más elevadas del sustrato tengan una elevada capacidad de drenado y que la superficie del lecho se seque entre dos pulsos de alimentación. Por ello la eficiencia de purificación decae significativamente cuando ocurren continuamente encharcamientos y taponamiento del sustrato. (Platzer, 1995).

Mecanismos de taponamiento del sustrato

Los resultados de los estudios referentes al taponamiento difieren ampliamente. Sin embargo los análisis sobre los mecanismos y los factores más importantes que afectan el taponamiento del sustrato tienen algunas coincidencias básicas:

- Deposición de sólidos orgánicos e inorgánicos sobre la superficie, desarrollándose un atascamiento de estera y conduciendo a un bloqueo interno (De Vries, 1972)
- Producción de biomasa y excreciones en los poros del medio debido a un constante suministro de nutrientes en el agua residual. A fin de mantener un buen funcionamiento de un HAFV, la producción y la mineralización de la biomasa tienen que estar en un estado de equilibrio
- Precipitación química y deposición en los poros

Factores relacionados con el taponamiento del sustrato

Como la distribución del tamaño de partícula del material filtrante tiene un efecto determinante en el tamaño del poro y en la capacidad hidráulica, es obvio que este aspecto tiene una influencia principal en el taponamiento del medio. El tamaño de partícula es importante también en el periodo de recuperación del medio filtrante (periodo de descanso). De Vries (1972) encontró que las concentraciones de O_2 en arena gruesa regresaron a los valores iniciales más rápidamente que en arena fina.

Si bien una influencia fuerte de la carga orgánica es ampliamente aceptada (Siegrist y Boyle, 1987; Okubo y Matsumoto, 1983), las conclusiones difieren un poco. Algunos investigadores indican una fuerte influencia del suministro de O_2 en el taponamiento del suelo, mientras que el taponamiento sólo depende de la carga orgánica antes de alcanzar un estado de equilibrio.

Además de la carga orgánica, la carga de los sólidos suspendidos (SS), y especialmente los SS no biodegradables, es uno de los factores principales que influyen el taponamiento del suelo (Siegrist y Boyle, 1987; Okubo y Matsumoto, 1983).

La influencia de la temperatura en el taponamiento del suelo es materia de discusión (De Vries 1972; Okubo y Matsumoto, 1983). Temperaturas más elevadas tienen como

resultado una actividad biológica mayor y velocidades de crecimiento más altas. Por un lado esto resulta en una degradación más rápida de la materia orgánica que llena los poros, y por el otro lado los poros del medio son llenados por contenidos de biomasa más elevados.

La influencia de los efectos de los diferentes ciclos de alimentación también es discutida controversialmente (algunos investigadores han observado un taponamiento más rápido cuando han alimentado sus filtros de manera intermitente). Algunos autores afirman que los ciclos de carga intermitente son mejores para la aireación del medio y por esta razón conllevan a una biodegradación más rápida de la carga orgánica. Mantener el sustrato bajo condiciones aerobias es visto como una posibilidad para controlar los procesos de taponamiento.

Bouwer *et al.* (1974) reportan la duración apropiada de los periodos de recuperación. Encontraron una duración de 10 días para las condiciones de Verano y de 20 días en invierno en regiones con clima frío.

Suministro O₂ en los HAFV

El transporte de O₂ en los HAFV se lleva a cabo por transporte de masa y por difusión. A fin de elegir apropiados intervalos de carga es importante tener una mejor comprensión de los procesos que contribuyen más a la aireación del medio filtrante.

Porcentajes típicos en tierras o sustratos naturales están en el intervalo de 10 a 20% de O₂ y 2-5% de CO₂. Pruebas en filtros que no fueron operados durante 5 meses resultaron en porcentajes de O₂ de 19-20% y <1-2% CO₂ para todas las profundidades. Bajo condiciones de dos alimentaciones por día, el contenido de O₂ cayó de 4-6% en 10 cm a 2-3% en 50cm, mientras que el porcentaje de CO₂ se incrementó de 5-7% (10cm) a 6-8% (50 cm). Bajo condiciones de saturación el porcentaje de O₂ decae hasta 1-1.5 y el de CO₂ a valores de 2-4 (Platzer y Mauch, 1997).

Estas observaciones llevan a la conclusión de que el proceso de transporte convectivo de masa es muy importante en el suministro total de O₂.

La suma del porcentaje de O₂ y de CO₂ es menor que el 21% esperado. Típicamente este se encuentra e el intervalo de 13 a 17%. La diferencia se explica por el contenido de N, el cual >80%.

Platzer y Mauch (1997) observaron una dependencia de la cantidad total de la DQO alimentada sobre la rapidez de infiltración. Además evaluaron una restauración casi completa de la rapidez de infiltración de los sistemas que estudiaron. Las velocidades de infiltración reportadas van desde 10⁻⁷ hasta capacidades de 10⁻⁴ m/s. Por lo tanto no es posible establecer la duración requerida de un periodo de recuperación. Este depende de las condiciones climáticas. Las condiciones frías y húmedas prolongan el periodo de recuperación necesario.

Recomendaciones para prevenir el taponamiento

El taponamiento del medio es un proceso que se lleva a cabo en los sistemas alimentados con una carga muy elevada. La demanda de oxígeno es un factor muy importante, pero los mecanismos del taponamiento no están completamente entendidos. La carga orgánica total parece ser menos importante en lo referente al taponamiento que las concentraciones.

Puesto que los sistemas con cargas relativamente bajas no muestran ningún taponamiento, la carga máxima para evitar el taponamiento no debe exceder los 25 g DQO/m²/d (Platzer y Mauch, 1997) bajo condiciones climáticas frías y moderadamente frías. Los sistemas pueden ser alimentados con cargas más grandes cuando son operados con ciclos de recuperación. El proceso de taponamiento es reversible pero en relación a la carga alimentada y los periodos de recuperación apropiados debe ser desarrollado más conocimiento: A fin de que sea más factible aplicar periodos de recuperación, el área total de los HAFV debe ser dividida en por lo menos dos secciones, para poder operar los equipos de manera alternada.

IV.12.2 Decaimiento de la conductividad hidráulica por la acumulación de sólidos

Una de las principales funciones de los HA como ya se ha mencionado es la remoción de sedimentos suspendidos, proceso favorecido por las bajas velocidades aunadas a la presencia de un substrato. Esta transferencia de sólidos suspendidos a los sedimentos del humedal tiene consecuencias importantes tanto para la calidad del agua como para las propiedades y función del humedal, ya que la deposición de los sólidos contribuye al bloqueo de los poros del lecho, propiciando la creación de cortocircuitos dentro del humedal, minando de esta manera la conductividad hidráulica del sistema y su capacidad depuradora. Un cálculo en el incremento del material filtrante, como consecuencia de la deposición de sólidos en el tratamiento de aguas municipales conduce a estimaciones del orden de 1 a 2 mm/año de nuevos sólidos (Del Porto y Steinfeld, 1999).

El decaimiento en la conductividad hidráulica asociado con la acumulación de sólidos, es magnificada por la sensibilidad extrema de la conductividad hidráulica a las fracciones obstruidas del medio poroso, cuya dependencia es aproximadamente de cinco a uno, es decir que, por ejemplo, un 2% en el bloqueo de los poros puede resultar en una caída en la conductividad hidráulica del orden del 10% (Farahbakhshazad y Morrison, 2000).

IV.12.3 Deficiencias hidrodinámicas

El movimiento del agua dentro de un HA es importante en términos de las distribuciones de los tiempos de contacto locales. Tres tipos de ineficiencias hidrodinámicas pueden ocurrir en el tratamiento con HA: una es causada por pequeñas islas y otras irregularidades topográficas superficiales o internas, que impiden el paso del agua a través de ciertas regiones del humedal. Una segunda es debido a los canales de flujo preferenciales que comúnmente se forman, y una tercera es causada por efectos de mezclado, tales como el flujo transversal. Las tres tienen un efecto negativo sobre la capacidad de los HA para mejorar la calidad del agua (Kadlec y Knight, 1996).

IV.12.4 Efectos del flujo no ideal

Los efectos de los patrones de flujo no ideal pueden ser muy importantes en la reducción de los contaminantes. El agua que se mueve más rápidamente interactúa débilmente con los sedimentos del humedal y con la biota, y sale del humedal habiendo sufrido poca alteración química. El agua que se mueve más lentamente interactúa más fuertemente y abandona el humedal con una química altamente modificada. Estas aguas forman un efluente con una alteración química intermedia. Sin embargo, el efecto neto del carácter no ideal en la reducción de contaminantes es una reducción más pobre que la prevista por el modelo ideal de primer orden comúnmente usado en el diseño de HA. Las canalizaciones o sendas de flujo a mayor velocidad se vuelven dominantes. Como resultado de estos factores, las áreas requeridas en la práctica pueden ser de hasta el doble de las predichas por los modelos empleados en el diseño cuando la remoción deba exceder el 95% (Kadlec y Knight, 1996).

IV.13 ASPECTOS DETERMINÍSTICOS Y ESTOCÁSTICOS DEL FUNCIONAMIENTO Y DISEÑO DE LOS HA

El diseño y la descripción de los HAFV y en general de todos los tipos de HA conocidos involucra dos características básicas: la hidráulica y remoción de contaminantes. La literatura previa utiliza los conceptos del flujo de Darcy en los HA de flujo subterráneo (Bastian, y Hammer, 1993). Asimismo, se han sugerido cinéticas irreversibles de primer orden para la reducción de los contaminantes en los HA. Los modelos de primer orden pueden ser para una área específica y de esta manera determinar la superficie necesaria del humedal (Upton y Green, 1995) o para un volumen específico y de esta manera determinar el volumen de agua del humedal. Estos paradigmas actuales son determinísticos, lo cual significa que las ecuaciones pretenden representar las concentraciones a la salida de los humedales en función de las concentraciones a la entrada, el flujo y el área o el volumen. Sin embargo el funcionamiento de un humedal también incluye una buena medida de variabilidad que no puede predecirse por los valores medios de estas variables mencionadas. La variabilidad es causada por eventos impredecibles, tales como las

fluctuaciones en los flujos de entrada y en las concentraciones, y por cambios internos, así como por el clima, actividad animal y otros factores del ecosistema.

Modelos más complejos pueden ser propuestos, para incluir el comportamiento dinámico de los diferentes procesos, pero tales modelos requieren grandes cantidades de datos para una calibración apropiada. Los datos a la entrada y a la salida de los flujos y concentraciones generalmente son insuficientes para la calibración y por consiguiente se conoce poco en general acerca de los numerosos parámetros de los modelos y aún no está claro si modelos determinísticos más detallados proporcionarán descripciones más adecuadas del funcionamiento global de un humedal. En este punto de la evolución de la tecnología de los HAFV, sólo los modelos más simples pueden ser calibrados para la mayoría de los sistemas operacionales. Sin embargo, las bases de datos son cada vez más extensas y ofrecen la oportunidad de examinar las suposiciones inherentes en los modelos actuales.

Los modelos usados actualmente para diseñar HA son muy simplistas. Algunos parámetros frecuentemente considerados como constantes, son de hecho fuertemente dependientes de las condiciones de operación, de los flujos y de la profundidad. Aquellos involucrados en la operación y particularmente en el diseño de HA deben tener presentes estas interdependencias a fin de evitar sobrediseños o diseños insuficientes. A medida que las bases de datos sean más extensas, la información disponible podrá ser usada para calibrar los modelos que se usarán en el diseño futuro de procesos con HA. Las ecuaciones de diseño actuales describen sólo el componente determinístico del funcionamiento de un humedal y por ello se requiere que sean acompañadas de una descripción apropiada del comportamiento estocástico (Kadlec, 1997) a fin de contar con un panorama más general que permita interpretar los resultados que se reportan y extrapolarlos para la implementación de nuevos sistemas.

IV.14 SISTEMAS HÍBRIDOS

IV.14.1 Antecedentes

La experiencia a escala completa durante los últimos 13 años en Europa ha demostrado que los HAFH pueden remover adecuadamente la DBO_5 y los SST, pero no logran una

transferencia de oxígeno suficiente para ser capaces de lograr una nitrificación completa, los HAFV han sido desarrollados más recientemente para superar las limitaciones de los sistemas horizontales. Estos sistemas pueden diseñarse para oxidar el nitrógeno amoniacal y también remueven la DBQ_5 . En un sistema híbrido las fortalezas y debilidades de los sistemas verticales y horizontales se balancean y es posible producir un sistema que pueda remover eficientemente la DQB_5 , NH_4-N y SST. Si es producido un efluente completamente nitrificado es posible entonces diseñar otra unidad para la remoción de nitratos por desnitrificación biológica. Esto puede lograrse en camas horizontales, las cuales, puesto que tienen una transferencia limitada de oxígeno, tendrán áreas anóxicas dentro de la matriz donde la desnitrificación tomará lugar.

IV.14.2 Tipos de sistemas híbridos

Hay actualmente dos escuelas de pensamiento sobre como debe estar el arreglo del sistema. Johansen y Brix (1996) proponen colocar una celda vertical después la celda horizontal dimensionado a $10 \text{ m}^2/\text{p.e.}$ Para desnitrificar proponer recircular una fracción del efluente de la celda vertical al influente de la celda horizontal. Este sistema permite que el proceso de desnitrificación utilice fuentes de carbono externas. Cooper y De Maeseneer (1996a) proponen por otro lado, colocar la etapa vertical antes de las celdas horizontales en parte por a) el sistema puede hacerse más pequeño (porque las etapas verticales son más efectivas que las horizontales para remover DBO_5 y para oxidar NH_4-N y b) permite remover cantidades significativas de nitratos en el sistema horizontal terciario evitando la recirculación. En este arreglo la fuente de carbono para la desnitrificación es interna y la rapidez de desnitrificación es más baja que para el caso donde se utiliza fuente de carbono externa, pero con los largos tiempos de retención en los sistemas horizontales esto puede ser adecuado.

Un esquema del sistema presentado por Johansen y Brix (1996) se muestra en la figura 4. 5.

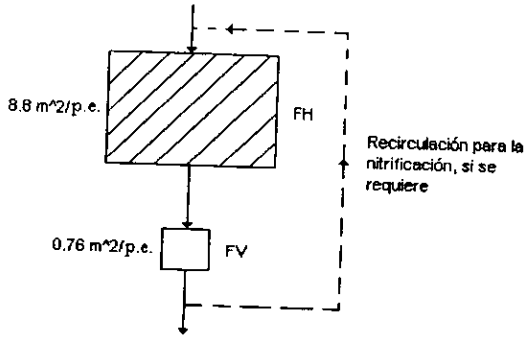


Figura 4.5 Sistema propuesto por Johansen y Brix, 1996.

Las dimensiones del sistema son para 55 p.e. con una celda de flujo horizontal de 485 m^2 , seguido por una celda de flujo vertical de 42 m^2 . La idea detrás del sistema es que la DBO es removida en la celda con flujo horizontal para prevenir la interferencia con la nitrificación en la celda subsecuente de flujo vertical.

Los resultados arrojados por un sistema similar indican una remoción satisfactoria de DBO_5 y SST, pero una nitrificación incompleta (Ciupa, 1996). Por otro lado, una reducción de N_{TOT} significativa tuvo lugar probablemente debido a la desnitrificación.

El arreglo alternativo propuesto por Burka y Lawrence (1990), se muestra en la figura 4.6

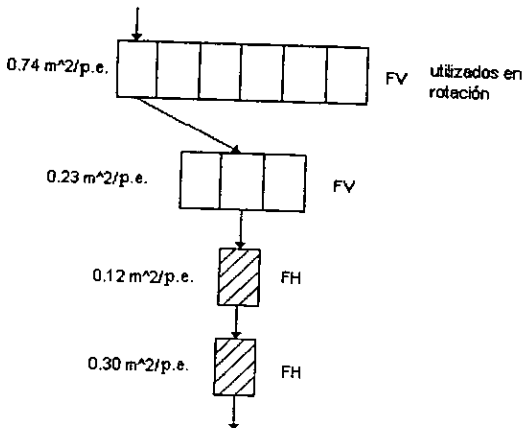


Figura 4.6 Sistema propuesto por Burka y Lawrence, 1990.

El sistema diseñado para 65 p.e. tiene 2 etapas de flujo vertical alimentadas intermitentemente en serie, seguidas de dos etapas con flujo horizontal. Las 2 etapas de flujo vertical tienen una área total de 63 m^2 y las dos etapas de flujo horizontal tienen una área total de 28 m^2 . Esto hace una área total de $1.4 \text{ m}^2/\text{p.e.}$. La remoción de contaminantes por el sistema completo se muestra en la tabla 4.13

Tabla 4.13 Remoción de contaminantes en el sistema propuesto por Burka y Lawrence, 1990.

	Influente	Efluente	% remoción
DBO ₅	285	7	97.5
SST	169	9	94.7
NH ₄ -N	50.5	11.1	78.0
NOT	1.7	7.2	-
Orto P	22.7	11.9	47.6

Si la celda de flujo horizontal se utiliza para el tratamiento secundario (agua proveniente de un sedimentador) como en el sistema de Johansen y Brix, tiende a requerir de un área de $5 \text{ m}^2/\text{p.e.}$ y reduce la DBO₅ y los SST a unos 20 mg/L , pero remueve poco NH₄-N. Si la celda de flujo horizontal se coloca como tercera etapa (sistema de Burka y Lawrence, 1990), el dimensionamiento va de 0.5 a $0.7 \text{ m}^2/\text{p.e.}$ y puede lograr en algunas ocasiones una nitrificación completa. Para los sistemas de flujo vertical la información es mucho menos precisa. Cooper (1999) especula que podría ser recomendable: $1 \text{ m}^2/\text{p.e.}$ sólo para la remoción de la DBO y $2 \text{ m}^2/\text{p.e.}$ para remoción de DBO y nitrificación

IV.14.3 Transferencia de oxígeno y dimensionamiento

El dimensionamiento de las celdas está íntimamente ligado a la capacidad de transferencia de oxígeno de los sistemas, lo cual a su vez está relacionado con la dosificación intermitente y con la carga hidráulica aplicada.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Una comparación de las velocidades de transferencia de O_2 calculadas para sistemas con flujo vertical y sistemas híbridos reportadas con suficiente detalle se muestra en la tabla 4.14

Tabla 4.14 Comparación de velocidades de transferencia de oxígeno reportadas en la literatura

Autor	Configuración	Transferencia de O_2 [kg O_2 /m ² *d]	m ² /p.e. totales	Notas
Burka y Lawrence (1990)	2HAFV+2HAFH	65 94(sólo HAFV)	1.3	Largo periodo de observación
Ciupa (1996)	1HAFH+1HAFV	5.4(sistema completo)	10.3	Promedio global
Johansen y Brix (1996)	1HAFH+1HAFV	15(FH) 30(FV)	9.6	Recomendaciones de diseño
Cooper <i>et al.</i> , (1997)	2HAFV	4-50 (sólo FV)	0.6(terciario)	Nitrificación terciaria
Perfler y Haberl (1995)	HAFV+recirc.(A) 2HAFV(B)	9.7(B) 13.6(A) (sólo FV)	5	Sistema A una celda; sistema B 2 celdas en serie
Platzer (1999)	HAFV+HAFH	23 64(FV)		Valores sólo del HAFV

Cooper (1999) recomienda que los HAFV deben colocarse como la primera etapa en los sistemas híbridos, porque si son diseñados adecuadamente, pueden remover la DBO, DQO y bacterias, así como oxidar todo el nitrógeno amoniacal a nitrato debido a su mayor capacidad de transferencia de O_2 como lo muestra la tabla anterior. También removerán una fracción del N_{TOT} por desnitrificación. Sin embargo, hay tan pocos sistemas híbridos construidos a la fecha que es difícil decidir aún cual es el arreglo más efectivo.

IV.14.4 Diseño de un sistema híbrido para alcanzar la nitrificación y desnitrificación completa de aguas residuales domésticas

Combinando sistemas horizontales y verticales en la secuencia apropiada debe ser posible producir un sistema que remueva la DBO_5 , SST y logre una nitrificación completa, así como una remoción substancial de nitratos y por lo tanto una concentración de N_{TOT} baja. Sin embargo, dado que actualmente no se conoce aún cual es el arreglo más efectivo, Cooper *et al.* (1999) han propuesto el diseño de un sistema flexible para tratar el efluente de una pequeña población de 129 habitantes en el cual se pueda determinar los formatos de operación y el arreglo que permitan obtener una nitrificación y desnitrificación completa.

El sistema fue diseñado para permitir a) que algunas unidades puedan cerrarse para reducir el área de las etapas verticales u horizontales o b) celdas que puedan ser excluidas por un bypass y c) cambiar el orden de las etapas. Esto permitirá a los diseñadores y operadores evaluar el funcionamiento bajo cargas máximas y de esta manera determinar el arreglo óptimo. El sistema fue diseñado primariamente con las etapas verticales antes que las horizontales, pero el diseño fue hecho de tal forma que pueden ser insertadas unas celdas horizontales antes que las verticales.

El sistema tiene 2 celdas verticales, VF1 y VF2 en serie, seguidas de dos etapas horizontales, HF2 y HF3 en serie, las cuales pueden evitarse con un bypass. Adicionalmente se cuenta con una celda horizontal adicional, HF1 que puede preceder a las dos etapas verticales.

Una revisión de las velocidades de remoción en los sistemas híbridos ha demostrado que la capacidad de transferencia de O_2 de los sistemas verticales va de 50 a 90 $gO_2/m^2 \cdot d$. Puesto que los diseñadores tienen aún incertidumbre de cuando los sistemas verticales podrán oxidar todo el amoníaco y toda la DBO_5 , se utilizó en este caso un diseño conservador de 2 $m^2/p.e.$, 1 $m^2/p.e.$ en la etapas VF1 y 1 $m^2/p.e.$ para VF2.

Fue conveniente usar 4 celdas cuadradas de 6m x 6m en cada etapa vertical, lo cual da 144 $m^2/etapa$ por lo que el área es de 1.11 $m^2/p.e.$ por etapa para hacer 2.22 $m^2/p.e.$ en total. Será posible someter el sistema a mayores cargas durante la fase experimental utilizando sólo tres camas por etapa vertical, lo cual daría 0.84 $m^2/p.e.$ por etapa o 1.68 $m^2/p.e.$ en total. Asimismo, utilizando el bypass es posible operar sólo con las celdas de la etapa 2.

Las etapas verticales serán dosificadas intermitentemente y sólo una celda en cada etapa será usada cada día, las otras tres celdas de cada etapa descansarán. Para las celdas verticales (VF1 y VF2) el medio propuesto es grava tamizada (5-10 mm) cubiertas con una capa de arena.

Las etapas horizontales, HF2 y HF3, dimensionadas a $0.5 \text{ m}^2/\text{p.e.}$ sirven a dos propósitos principales:

Remoción terciaria de SS

Desnitrificación.

El HF1 puede ser evitado por un bypass o usado como pretratamiento para alimentar las etapas verticales. El propósito de esta celda es examinar cuándo es o no benéfica su utilización para remover sólidos suspendidos, evitando un potencial taponamiento en las etapas verticales. Ha sido dimensionada a $0.5 \text{ m}^2/\text{p.e.}$ también y tratará agua que ha sido pasada por una criba y por un sedimentador.

IV.14.5 Ejemplo de aplicación de un sistema híbrido: HA de dos etapas para tratar aguas residuales de un Hospital

Para tratar las aguas residuales de un Hospital en Nepal (Laber *et al.*, 1999), se construyó un sistema de dos etapas, con un sedimentador como pretratamiento. Se utilizó un HAFH como la primera etapa y un HAFV como la segunda etapa. Para la operación de la planta no se requiere de energía eléctrica. Las metas propuestas fueron la eliminación de los compuestos orgánicos, una nitrificación elevada y eliminación de bacterias.

Fueron investigadas diferentes fases de operación, las cuales incluyeron alto y bajo nivel de agua dentro del substrato, operación en serie y operación de una sola etapa. Se encontró que la operación en serie con un nivel elevado de agua en el HAFH y un bajo nivel de agua en la cama vertical mostró la mejor eliminación (Laber *et al.*, 1999).

El sistema diseñado para recibir una carga de $20 \text{ m}^3/\text{d}$. Las características de las celdas horizontal y vertical son las siguientes: celda horizontal de 140 m^2 ($20 \text{ m} \times 7 \text{ m}$); capa principal: 60 cm de grava gruesa (volumen poro 39%). La celda vertical tiene un área de 120 m^2 ($11 \text{ m} \times 11 \text{ m}$); capa principal: 90 cm de arena (volumen poro : 30%; k_f de 10^{-3} m/s). Ambas celdas fueron plantadas.

Las fases experimentales que se evaluaron son las siguientes:

- 1 HAFH y HAFV en serie, alto nivel de agua en el HAFH y bajo nivel en el HAFV
- 2 HAFH y HAFV en serie, alto nivel de agua en el Horizontal (2/3 de la cama) , drenado libre dentro del V.
- 3 una sola etapa, HAFV, drenado libre

se estudió la eliminación de la DQO, N y microorganismos patógenos, obteniéndose los siguientes resultados:

la eliminación para la DQO fue del 95% en promedio. En la fase 1 la concentración a la entrada de 350 mg/L, pudo ser reducida a 15 mg/L (eliminación del 95 %) Las velocidades de eliminación de cada etapa fueron: 37% en el sedimentador, 66% en el HAFH y 78% en el HAFV. Se usó tiempo largo de retención en el sedimentador (20 h). De la fase experimental 1 a la 2 la remoción de DQO fue prácticamente la misma, a pesar de haberse incrementado el tiempo de retención. En la tercera etapa las concentraciones a la salida fueron ligeramente mayores (30 mg/L), pero las concentraciones a la entrada fueron mucho mayores en esta fase, de modo que las velocidades de eliminación fueron también mayores (91%). Valor que concuerda bien con los resultados reportados medidos en otros HAFV, que van de los 80% a 93% para otros HAFV con arena (conductividad hidráulica de 10^{-3} a 10^{-4} m/s) como la capa principal.

La eliminación de nitrógeno amoniacal en el sistema fue prácticamente completa. No hubo reducción de amoníaco en el sedimentador, por lo que la concentración entrante promedio fue de 40 mg/L de $\text{NH}_4\text{-N}$. En el sistema horizontal la concentración de $\text{NH}_4\text{-N}$ se redujo en 13 mg/L; sin embargo, en el sistema vertical se logró una nitrificación completa (concentración promedio a la salida de 0.1 mg/L), que es un muy buen resultado considerando la elevada carga hidráulica de 130 mm/d. No se llevo a cabo desnitrificación en el sistema vertical debido a la escasez de una fuente de carbono dentro de la celda.

Tabla 4.15 Eliminación promedio en el sistema híbrido completo propuesto por Laber *et al.*, 1999.

	DQO mg/L	DBO ₅ mg/L	NH ₄ -N mg/L	PO ₄ -P mg/L	Col. Tot. Col/100mL	E.coli Col/100mL	Strept. Fec Col/100 mL
Influyente, mg/L	349	164	37.9	3.9	3.78E6	2.62E6	1.32E5
Efluyente, mg/L	13	3	3.03	2.4	2.046	1.388	175
% eliminación	95	98	92	38	99.95	99.95	99.87

También se estudió la eliminación de microorganismos patógenos. Se determinó la eliminación de coliformes totales, *E. coli* y estreptococos fecales. En la tabla 4.15 se resumen los porcentajes de eliminación logrados en el sistema completo

IV.15 RECOMENDACIONES DE DISEÑO PARA SISTEMAS HÍBRIDOS PARA NITRIFICACIÓN Y DESNITRIFICACIÓN

Después de resolver el problema de la remoción de orgánicos, las investigaciones durante los últimos años se han centrado en encontrar el criterio de dimensionamiento para la remoción de nutrientes. Se ha propuesto un método preliminar de dimensionamiento para la nitrificación y desnitrificación, utilizando una combinación de humedales verticales y horizontales. La idea es combinar las ventajas de los sistemas verticales con las de los sistemas horizontales. Los sistemas verticales tienen una capacidad de nitrificación muy alta, mientras que los sistemas horizontales muestran una desnitrificación muy eficiente aun a bajas relaciones C/N.

Cooper *et al.* (1997) proponen un sistema integrado en el cual las celdas verticales tengan una profundidad de 1 m, utilizando como material filtrante arenas gruesas con una capacidad hidráulica de $1-4 \cdot 10^{-4}$ m/s.

IV.15.1 Eliminación de N

El dimensionamiento propuesto está basado en los parámetros que más afectan la desnitrificación en los HA. El dimensionamiento es válido para temperaturas de efluente superiores a los 10°C, mientras que pueden lograrse buenas remociones aún a temperaturas más bajas.

Los resultados del monitoreo de los sistemas muestran que la nitrificación completa sólo puede lograrse en unidades verticales. Una buena nitrificación en celdas horizontales es posible, pero el área de la celda necesaria sería extremadamente grande puesto que la carga máxima a fin de lograr una nitrificación no debe exceder $0.2 \text{ g NTK/m}^2 \cdot \text{d}$. Por ello se

eligen los sistemas verticales por razones económicas. A fin de lograr una nitrificación completa, es necesario calcular la cantidad de O_2 que entra, así como la demandada.

La demanda de O_2 (DO) es la suma de la DO para la descomposición del material orgánico (DOC) y la DO para la nitrificación.. Se han calculado valores de DO de 0.7 g O_2 /gDOC. En los experimentos sobre la eficiencia de purificación en los sistemas verticales para la DOC se ha reportado 85%. La DO para la nitrificación se ha calculado de 4.3 g O_2 /gNTK (Cooper *et al.*, 1997).

Puesto que los sistemas verticales muestran una capacidad de desnitrificación de al menos 20% (hasta valores superiores al 70%, Laber *et al.*, 1997), la recuperación de O_2 en la desnitrificación puede calcularse en 2.9 g O_2 /g NO_3 -N desnitrificado. En los casos en que el agua residual tiene una carga orgánica muy baja, este término puede reducirse mucho.

La demanda de O_2 puede calcularse con la ecuación siguiente:

$$DO (g/d) = (0.85 * 0.7 * CSB_{inf}(g/d) + 4.3 * NTK_{inf}(g/d) - 0.1 * 2.9 * NTK_{inf}(g/d))$$

La entrada de O_2 (EO) en los sistemas verticales es la suma de la entrada por difusión y convección. La entrada por difusión es calculada en l g O_2 /m²*h. El tiempo de saturación de agua después de un pulso de alimentación tiene que substraherse del tiempo entre dos pulsos. La EO por difusión puede no tener lugar en este periodo de alrededor de 1.5 h después de cada alimentación. Por ello la máxima entrada por difusión depende del número de alimentaciones. Por ejemplo 8 cargas/d llevan a un tiempo máximo para la difusión de 12h/d y por ello a 12 g O_2 / m²*d. La entrada por difusión puede calcularse por la siguiente ecuación:

$$EO \text{ por difusión}(g/d) = l(g \text{ } O_2/h * m^2) * \text{área de la celda (m}^2) * (24(h) - 1.5(h)) * \text{número de cargas}$$

La entrada por convección se calcula a partir de la carga hidráulica. Para periodos cortos de aplicación y de infiltración (<10 min) puede suponerse que cada litro de agua residual que abandona el filtro causa una succión de un litro de aire hacia el sustrato. Puesto que el aire contiene 300 mg O_2 /l, la entrada por convección puede calcularse fácilmente:

$$EO \text{ convección}(\text{g/d})=0.3(\text{g O}_2/\text{l}) * \text{volumen aplicado de agua}(\text{m}^3/\text{d}) * 1000(\text{l}/\text{m}^3)$$

Tiene que tomarse en cuenta que esta ecuación no puede ser usada si la aplicación e infiltración se retrasan por un periodo largo. En este caso el agua residual que abandona el filtro durante la aplicación tiene que restarse del agua total aplicada.

El criterio resultante de dimensionamiento está expresado en la siguiente ecuación. La EO tiene que ser mayor que la DO.

$$EO \text{ difusión} + EO \text{ convección} - DO > 0(\text{g/d})$$

En caso de un resultado negativo, algunas opciones posibles para mejorar la entrada de O_2 son:

- (i) Reducción del número de cargas. Un número óptimo es de 2 a 3 aplicaciones por día.
- (ii) Alargamiento del tamaño de la celda. Esta puede ser una buena opción en el caso de aguas residuales altamente concentradas, pero usualmente en combinación con lo siguiente: Instalación de una recirculación de agua residual. De esta manera la entrada por convección se incrementa en forma proporcional con la cantidad de agua recirculada.

Actualmente no debe excederse el límite superior de 6.5 g NTK/ $\text{m}^2 * \text{d}$. Esta limitante tiene que ser vista en combinación con una carga orgánica razonable Cooper *et al.* (1997) ha reportado buenos resultados con cargas de hasta 48 g $\text{NH}_4\text{-N}/\text{m}^2 * \text{d}$ (tres celdas en descanso) en tratamiento terciario con concentraciones de DBO_5 en el influente por debajo de 30 mg/L.

La desnitrificación en los sistemas subterráneos puede alcanzarse por dos métodos. En sistemas verticales es recomendable usar una recirculación en el tratamiento primario como predesnitrificación. En caso de mayores requerimientos es necesario adicionar un sistema horizontal como posdesnitrificación.

Para llevar a cabo una predesnitrificación en un sistema vertical, un tiempo de contacto suficientemente alto de agua residual y la biomasa de las desnitrificadoras tiene que ser garantizado. En este caso la predesnitrificación en HAFV puede ser dimensionada como el clásico proceso de desnitrificación en plantas de lodos activados según la siguiente ecuación:

$$N_{\text{DN}} = 1 - 1/(1 + RV)$$

RV = rapidez de recirculación en relación con el volumen del influente

N_{DN} = rapidez de eliminación para el nitrógeno.

En el caso de agua residuales muy concentradas en N, el uso de la predesnitrificación no es suficiente. Las velocidades de recirculación exceden el 200% y frecuentemente la relación C/N no es suficiente. En este caso la predesnitrificación tiene que ser combinada con una posdensnitrificación.

La eliminación de nitratos en los sistemas que llevan algunos años operando es de 65% de remoción en el 90% de los casos. Para propósitos de dimensionamiento, suponiendo una eliminación de $0.65 \text{ gN/ m}^2 \cdot \text{d}$ puede utilizarse la siguiente ecuación para las celdas horizontales

Área de la celda necesaria(m^2) = carga de N_{TOT} en el influente del sistema horizontal (g/d)/($\text{g/ m}^2 \cdot \text{d}$).

V PROPUESTAS EXPERIMENTALES PARA OBTENCIÓN DE PARÁMETROS OPERACIONALES Y DE DISEÑO

En la primera parte del presente capítulo se describe el HAFV (Fenoglio, 2000) que recientemente fue construido en el campus de Ciudad Universitaria y se propone la realización de algunas pruebas experimentales que puedan llevarse a cabo en el mismo a fin de determinar las mejores condiciones de operación del sistema. En la parte final del capítulo se plantean algunos experimentos que pueden realizarse en columnas de laboratorio, los cuales pueden arrojar pistas sobre parámetros de diseño más apropiados que puedan ser implementados en futuros diseños.

V.1 EL HAFV UBICADO EN EL CAMPUS DE CIUDAD UNIVERSITARIA

Dada la escasez de información que hay sobre el diseño y la operación de los HAFV, la necesidad de desarrollar más este tipo de sistemas ha llevado a la construcción durante los últimos años de variados diseños experimentales, en los que se pretende intensificar los procesos de remoción de los contaminantes. También en nuestro país existe un interés por desarrollar este tipo de tecnologías dada la extensa aplicabilidad que pueden tener en las numerosas regiones rurales y semirurales que no cuentan con sistemas de tratamiento de aguas y donde los recursos económicos son escasos. Como muestra de este interés se ha creado en la Facultad de Química de la UNAM un proyecto global denominado "Humedales artificiales", el cual incluye la construcción de un sistema experimental tipo HAFV que recientemente acaba de ser construido (Fenoglio, 2000). A continuación se describen de manera general los componentes de este sistema experimental y algunos detalles de su estructura.

V.1.1 Localización de la planta piloto

El sistema experimental de tratamiento de aguas residuales tipo HAFV del que se habla en esta sección acaba de ser terminado de construir recientemente. El sitio elegido para la ubicación de esta planta piloto se encuentra en la parte posterior del edificio de los talleres de la dirección general de conservación de áreas verdes y jardines de la zona Cultural de Ciudad Universitaria, a cargo de la Dirección General de Obras y Servicios de la UNAM, dentro del campus de Ciudad Universitaria, en el sur de la Ciudad de México.

V.1.2 Etapas del sistema

El sistema experimental está integrado, tal como se muestra en la figura 5.1 por las siguientes etapas:

- Fosa séptica
- Tanque sedimentador
- Humedal artificial de flujo vertical
- Tanque de almacenamiento de agua tratada.

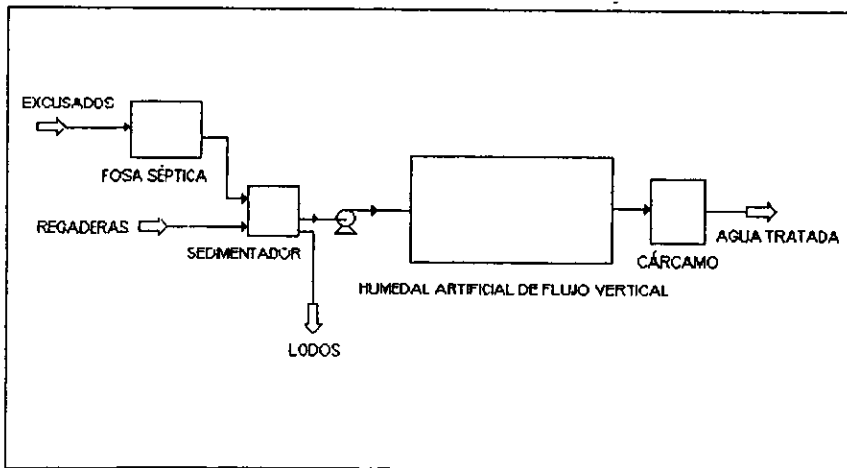


Figura 5.1 Diagrama de bloques de la planta piloto tipo HAFV

El agua residual que va a ser tratada en este HAFV es generada en las instalaciones de los talleres de conservación de áreas verdes de la zona cultural de Ciudad Universitaria. Estas instalaciones cuentan con dos efluentes de agua residual que actualmente son vertidos sobre una grieta que se encuentra en el terreno circundante. Uno de los efluentes corresponde a las aguas provenientes de los excusados, y el otro proviene de las regaderas de las instalaciones. Antes de ser derramada sobre la grieta, la corriente que proviene de los excusados es introducida a una fosa séptica, donde se elimina una gran cantidad de los sólidos sedimentables presentes. La otra corriente no sufre tratamiento alguno.

Ambas corrientes serán introducidas a un tanque sedimentador, en el cual se eliminará la mayor parte de los sólidos sedimentables restantes, los sólidos flotantes y las natas sobrenadantes. Del sedimentador se transportará el agua por bombeo hacia el HAFV, distribuyéndose en la superficie del mismo a través de cuatro puntos localizados longitudinalmente, usando tubería de 1.5 pulgadas de diámetro. El agua dentro del humedal fluirá en dirección vertical y será recolectada en el fondo del sistema a través de tres tubos horadados dispuestos longitudinalmente. El efluente del humedal será almacenado en un tanque que facilite el manejo del agua para su posterior reutilización.

V.1.3 Descripción de los componentes del sistema

Agua residual

El edificio de los talleres de conservación de áreas verdes, en el que se generan las aguas que serán tratadas en el sistema, en donde prestan servicio 72 personas, cuenta con los muebles de baño que se indican en la tabla 5.1

Tabla 5.1 Muebles de baño del edificio de los talleres de conservación de áreas verdes (Tomado de Fenoglio, 2000)

Muebles	Baño damas	Baño caballeros	Cocina y pasillos	Total
Tarjas			4	4
Lavamanos	1	3	1	5
Regaderas	1	8		9
Excusados	2	5		7
Mingitorios		5		5

Por su naturaleza, estas aguas se clasifican como aguas residuales de tipo doméstico, las cuales tienen una caracterización fisicoquímica en valores ponderados que se muestra en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Valores fisicoquímicos ponderados para el agua residual doméstica (Tomado de Fenoglio, 2000)

Parámetro	Abreviatura	Concentración	Unidades
Demanda química de oxígeno	DQO	300 – 500	mg/L
Demanda bioquímica de oxígeno	DBO ₅	150 – 400	mg/L
$-\log[H^+]$	pH	6.5 – 8.0	mL/L
Sólidos sedimentables	SS	1 – 2	mg/L
Sólidos totales	STT	600 – 800	mL/L
Nitrógeno amoniacal	NH ₃ -N	2.5 – 7.0	mg/L
Nitrógeno total	N _{TOT}	27 – 36	mL/L
Fósforo total	P _{TOT}	2.5 – 5.3	mg/L

Agua potable

Es importante contar con una toma de agua potable en el lugar donde se encuentra ubicado el HAFV. EL agua potable servirá para realizar las labores de limpieza y mantenimiento del sistema, y en la etapa de arranque, para alimentar al sistema y permitir de esta manera una adecuada adaptación de las plantas recién sembradas. La alimentación, que en un principio consistirá en su totalidad de agua potable, deberá ir concentrándose gradualmente en agua residual, incrementando la cantidad de agua residual y disminuyendo la cantidad de agua potable suministradas al humedal a fin de permitir una adaptación gradual de las plantas a los contaminantes presentes en el agua residual. Al cabo de aproximadamente 20 días, la alimentación consistirá en su totalidad de agua residual. La mezcla de agua potable y agua residual se realizará en el tanque sedimentador.

Fosa séptica

La fosa séptica con que se cuenta en el sitio es un tanque de forma cilíndrica dispuesto horizontalmente, construido en asbesto, que tiene un volumen aproximado de 20 m³. En

ella se introduce la corriente proveniente de los excusados del edificio. La fosa séptica elimina una gran cantidad de sólidos sedimentables y de sobrenadantes; además, remueve entre un 10% y un 25% de la materia orgánica medida como la DBO_5 .

Sedimentador

El tanque sedimentador está soportado por una estructura metálica colocada sobre una base de cemento colado de 2 x 2m. El material de construcción del sedimentador es PVC, y tiene forma cilíndrica con base cónica. En este tanque se mezcla la corriente proveniente de la fosa séptica con la corriente que viene de las regaderas del edificio. El sedimentador eliminará aproximadamente el 60% de los sólidos totales y las natas sobrenadantes.

Bomba

El agua es enviada desde el sedimentador hacia el HAFV a través de una bomba convencional monofásica de 0.25 HP, la cual tiene un impulsor de canal abierto para evitar que éste se dañe por la presencia de sólidos en el agua. El bombeo estará controlado por un timer para asegurar una alimentación intermitente. El timer controlará los volúmenes de alimentación a través de la duración de los periodos de alimentación y el paro de la bomba.

HAFV de Ciudad Universitaria

Las dimensiones de este sistema experimental son 6 m de largo por 2.5 m de ancho y 1.3 m de profundidad. El HAFV fue construido haciendo una excavación de unos 0.85 m de profundidad, no pudiendo cavar a mayor profundidad debido a la dureza de la piedra del sitio, razón por la cual se optó por elevar un poco la altura de los bordes del humedal, compactando tierra del lugar, a fin de alcanzar la profundidad proyectada de 1.3 m.

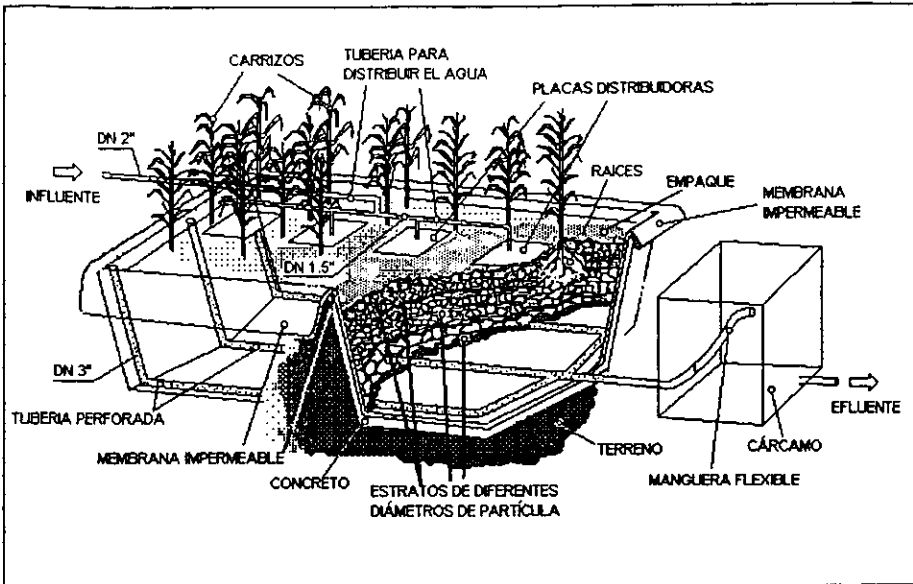


Figura 5.2 Estructura del HAFV de Ciudad Universitaria

Posteriormente se impermeabilizó la excavación aplanando las paredes y el fondo del humedal con una delgada capa de concreto, sobre la cual será colocada una geomembrana de polipropileno que tiene un espesor de 3.2 mm.

La alimentación del agua residual al sistema se realizará por la parte superior, tal como se muestra en la figura 5.2, para propiciar un flujo vertical (por gravedad). La corriente de alimentación conducida por una tubería de PVC de 2" de diámetro será distribuida utilizando una tubería de menor diámetro (1.5"), la cual tendrá cuatro salidas dispuestas en línea recta, separadas entre sí por distancias de 1.5 m. Debajo de cada una de estas cuatro alimentaciones se encuentra colocada una placa de acrílico cuyas dimensiones son 40 cm x 40 cm. Estas placas tienen una doble función, por un lado evitar que el chorro de agua caiga directamente sobre la superficie del humedal, haciendo una perforación en el medio de soporte, y por otro lado la de lograr una mejor distribución del agua entrante.

El material de empaque que se empleará en este sistema experimental será la piedra volcánica conocida como tezontle. Dado que la colocación del empaque del humedal es una de las operaciones más críticas en la etapa de construcción, ésta se realizó con sumo

cuidado, para no quebrar el material e introducir de esta manera más partículas finas; también fue muy importante cuidar que los horizontes o capas tengan los espesores proyectados, ya que de esto dependerá el correcto funcionamiento del sistema y la validez de la interpretación de los resultados obtenidos. La escoria volcánica está dispuesta en 6 capas u horizontes con los espesores y los diámetros de partícula que se muestran en la figura 5.3.

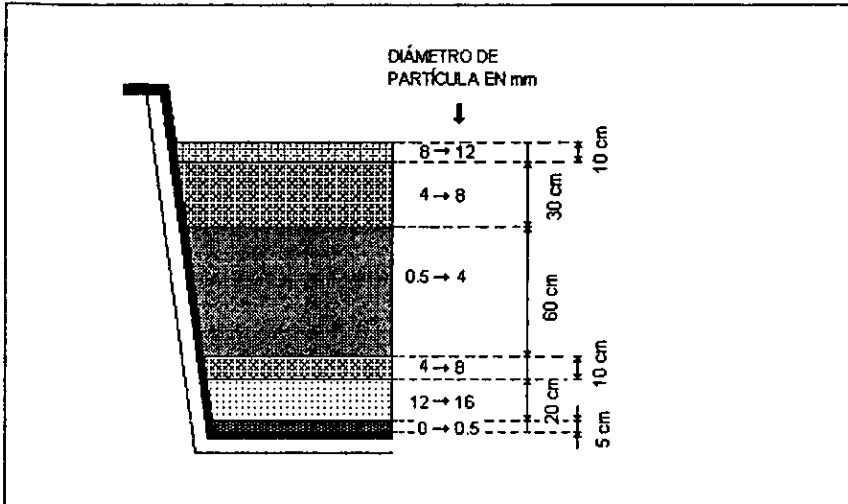


Figura 5.3 Perfiles del HAFV (Tomado de Fenoglio, 2000)

Las plantas sembradas en el material de empaque serán carrizos (*Phragmites australis*) a razón de cinco carrizos por metro cuadrado de superficie. El agua filtrada, al descender al fondo del humedal, será captada por tres tubos de PVC de 3" de diámetro, dispuestos a lo largo del sistema. Los tubos están interconectados en un extremo del humedal, para desalojar el agua tratada, a través de una manguera flexible, que a su vez sirve para controlar el nivel mínimo de inundación dentro del sistema, en caso de que éste se desee y que desemboca en un cárcamo que tiene un volumen de 1 m^3 . En el otro extremo de cada uno de los tubos se añadirá otro tramo de tubería que correrá hacia arriba y que saldrá a la superficie, para permitir las acciones de limpieza de la tubería de recolección, en caso de presentarse asolvamiento durante la operación, o simplemente para realizar un mantenimiento periódico. La capacidad del sistema se resume en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Capacidad del HAFV (Tomado de Fenoglio, 200)

CAPACIDAD	Gasto (L/día)
Capacidad de diseño	600
Capacidad normal	650
Capacidad máxima	850
Capacidad mínima	400

Tanque colector

Para colectar el agua tratada en el HAFV se utilizará un tanque de plástico con capacidad de 2000 L, que permitirá almacenar el agua tratada de hasta tres días de operación, previniendo la acumulación durante los fines de semana.

El agua tratada quedará a disposición de la Dirección General de Obras y en principio podría ser usada para el riego de las pilas de composta que en ese sitio se preparan, o bien, para el riego de hardinas.

Efluente

Como ya se mencionó anteriormente, uno de los objetivos de la construcción de este HAFV es el tratamiento de las aguas residuales de los talleres de conservación de áreas verdes y jardines de la zona cultural de Ciudad Universitaria. La caracterización esperada para el efluente se muestra en la Tabla 5.4. De lograrse las concentraciones a la salida que se especifican en esta tabla, lo cual es perfectamente posible, estas aguas cumplirán con la calidad especificada en la NOM-001-ECOL-1996 (INE, 2000) que establece los límites máximos permisibles de contaminantes presentes en la descarga de aguas residuales en aguas nacionales, referente a la descarga a ríos de los cuales se hace uso para el riego agrícola.

Tabla 5.4 Valores fisicoquímicos estimados para el efluente (Tomado de Fenoglio, 2000)

Parámetro	Abreviatura	Concentración	Unidades
Demanda química de oxígeno	DQO	20 – 30	mg/L
Demanda bioquímica de oxígeno	DBO ₅	10 – 20	mg/L
$-\log[H^+]$	pH	6.5 – 8.0	mL/L
Sólidos sedimentables	SS	0.2 – 0.5	mg/L
Sólidos totales	STT	70 – 100	mL/L
Nitrógeno amoniacal	NH ₃ -N	2.5 – 6.8	mg/L
Nitrógeno total	N _{TOT}	8 – 14	ml/L
Fósforo total	P _{TOT}	0 – 2	mg/L

V.2 CICLOS DE ALIMENTACIÓN DE DIFERENTE DURACIÓN

Desde sus primeras aplicaciones, los HAFV han sido diseñados y operados bajo diferentes formatos. En un principio se les alimentaba de manera continua, pero ello pronto provocó el atascamiento de los sistemas, por lo cual se comenzó a dejar un periodo de “descanso” cada 2 días, el cual tenía una duración de 5 a 8 días. Más recientemente se ha experimentado con la operación en ciclos más cortos, alimentando agua de 2 a 4 veces al día y permitiendo periodos de descanso de una semana cada dos meses, hasta llegar a la propuesta realizada por Sun *et al.* (1999), de operar un HAFV con dosificación de influente cada hora. A pesar de los resultados satisfactorios que han reportado algunos investigadores con los diferentes formatos de alimentación en ciclos, aún no está bien definido cuál de ellos es el mejor criterio de operación. De las consideraciones anteriores se desprende la necesidad de determinar la duración óptima de los ciclos de alimentación y descanso.

Se propone para la realización de esta etapa experimental, mantener una carga hidráulica de 500L/d (100L/d menor a la capacidad de diseño) con la finalidad de evitar problemas de atascamiento del substrato. La caracterización del influente se realizará una vez que el sistema haya sido puesto en operación y estabilizado. Se espera manejar concentraciones típicas de aguas residuales de origen doméstico, similares las indicadas en la tabla 5.2. Se propone además, realizar la operación del HAFV bajo dos condiciones de saturación de la matriz. En la primera de ellas con drenado total (sin zona de saturación permanente) y en la segunda permitiendo la saturación a un nivel bajo (20 cm por ejemplo).

V.2.1 Variación de los ciclos de alimentación

Comenzar con 2 alimentaciones al día (una cada 12 horas), dosificando en cada ciclo 250 L, con una velocidad de alimentación regulada de forma tal que no se produzca un encharcamiento ostentoso sobre la superficie del humedal, y mucho menos un desbordamiento de agua. Si se observa que no se filtra adecuadamente el agua en un periodo de tiempo razonable (3 horas o menos), deberá reducirse la cantidad alimentada por cada ciclo (por ejemplo a 200 L), continuando con los dos ciclos diarios. El periodo de aplicación será de por lo menos un mes para poder establecer diferencias significativas estadísticamente entre los resultados obtenidos con los diferentes formatos.

Tabla 5.5 Diferentes ciclos de alimentación con y sin saturación de la celda

Etapa	No. de ciclos diarios	Volumen por cada dosis [L]	Saturación (20 cm)
1	2	250	No
2	2	250	Sí
3	3	166.7	No
4	3	166.7	Sí
5	5	100	No
6	5	100	Sí
7	10	50	No
8	10	50	Sí
9	20	25	No
10	20	25	Sí

En la siguiente fase el sistema será operado con 3 ciclos diarios, es decir, una alimentación (167 L) cada 4 horas, y el periodo de observación continuará siendo de un mes como mínimo. El efecto de incrementar el número de dosificaciones al día, continuando de esta manera podrá estudiarse y determinarse de esta manera una duración de los ciclos de alimentación del sistema que permita la obtención de los mejores niveles de remoción de contaminantes e implementar ese formato para las condiciones normales de operación de la planta. Las observaciones registradas durante todas las fases experimentales

serán de gran utilidad para determinar la necesidad o no de periodos de descanso de la unidad, así como su duración y los intervalos de tiempo entre los cuales deben ser aplicados. La tabla 5.5 muestra los etapas de operación propuestas.

V.3 EFECTO DE LA VARIACIÓN DE LA CARGA HIDRÁULICA Y DE LOS CICLOS DE ALIMENTACIÓN EN LA EFICIENCIA DEL HAFV

El HAFV construido en Ciudad Universitaria fue diseñado para operar con una alimentación normal de 600 L/d. La superficie del humedal es de 15 m², lo cual hace una carga de $0.6 \text{ m}^3/\text{d}/15 \text{ m}^2 = 0.04 \text{ m}/\text{d}$. El intervalo de operación de esta variable para los HAFV varía comúnmente entre los 0.03 m/d a los 0.07 m/d (Brehm, 1999). En muchos casos de estudio se ha encontrado que la capacidad de los sistemas diseñados es considerablemente inferior a la capacidad de diseño. Por el contrario, en otros casos la capacidad real del sistema es superior a la calculada y predicha en las etapas de diseño. Ya se ha hablado anteriormente de la incertidumbre en la capacidad real que tendrá un HAFV que ha sido diseñado bajo los lineamientos actuales. Por otro lado, la importancia de establecer los niveles de agua residual tratados por un sistema experimental, operando de manera intermitente y sin interrupciones prolongadas es de vital importancia en el diseño de instalaciones a mayor escala, ya que la previsión de los periodos de descanso recurrentes (por ejemplo para evitar el taponamiento del lecho y para realizar el mantenimiento del sistema), aunado a un análisis económico y a las necesidades específicas del tratamiento determinarán las dimensiones finales del sistema.

Si se quisiera escalar el HAFV de C. U. Para tratar los efluentes de una comunidad pequeña (por ejemplo 500 habitantes), tendríamos que conocer con precisión la capacidad máxima de nuestro sistema experimental para tratar agua residual (con una duración del ciclo de alimentación específica) de manera intermitente y sin interrupciones de la operación para evitar problemas de asolvamiento (las interrupciones con fines de mantenimiento son necesarias y también deben contemplarse), o bien, conocer para un cierto formato de operación los periodos de descanso de la unidad requeridos para evitar el asolvamiento.

Para determinar la carga hidráulica alimentada al sistema que permita la operación del mismo sin interrupciones (fuera de aquellas necesarias para la realización del mantenimiento y las cuales pueden requerirse por ejemplo cada 4 meses), se plantea un experimento en el cual se varíe la cantidad de agua residual alimentada por día. En los casos en que la carga sea mayor y que sea necesario recurrir al periodo de descanso para evitar que se presente el taponamiento, será necesario determinar la duración de estos periodos de descanso y la duración de los periodos entre los cuales debe recurrirse a dicho descanso.

Tabla 5.6 Variación de la carga hidráulica y de los ciclos de alimentación

Etapa	Alimentación [L/d]	Dosificaciones diarias	Volumen por dosis [L]
1	300	4	75
2	300	10	30
3	450	4	112.5
4	450	10	45
5	600	4	150
6	600	10	60
7	700	4	175
8	700	10	70
9	800	4	200
10	800	10	80

La tabla 5.6 indica la carga de agua residual alimentada por día. El influente corresponderá al proveniente de las instalaciones de los Talleres de conservación de áreas verdes de la UNAM. La duración de cada fase experimental sugerida es de un mes. La dosificación se realizará en bajo dos formatos de operación diferentes. En un caso se alimentará 4 veces al día y en otro 10 dosificaciones diarias.

Las cargas hidráulicas más altas propuestas en la serie experimental sólo deberán ser puestas a prueba si se observa una adecuada operación del sistema con las cargas hidráulicas anteriores. De manera que no se afecte con estas evaluaciones el futuro

desempeño del humedal, minando seriamente su capacidad depuradora y su tiempo de vida útil.

Es muy importante que durante estas fases experimentales se lleve un registro permanente de todas las observaciones realizadas y se proponga adecuadamente los tiempos de descanso y de mantenimiento que requiera el sistema, conforme al desempeño del mismo.

V.4 OPERACIÓN CON DIFERENTES NIVELES DE SATURACIÓN DEL LECHO

En los HAFV se han intensificado los procesos de eliminación de los contaminantes, y particularmente de los compuestos de N. Debido a su mayor capacidad para estimular los procesos de transferencia de oxígeno entre el aire atmosférico y los sustratos ha sido posible alcanzar niveles de nitrificación muy elevados, incluyendo nitrificaciones casi completas del amonio entrante con el agua residual. Sin embargo, aún los HAFV de una unidad (una etapa o celda) tiene problemas para lograr una eliminación de nitratos satisfactoria. La eliminación de los nitratos formados como resultado de la transformación del amonio que ingresa a los humedales requiere condiciones de baja oxigenación y de periodos de contacto más prolongados para poderse llevar a cabo en cantidades significativas. En los HAFV no prevalecen las condiciones anóxicas necesaria para este proceso y es por ello que algunos autores han propuesto la implementación de una unidad horizontal frente al HAFV para que efectuar en ella la eliminación de los nitratos (y nitritos) formados en la etapa vertical.

Una manera alterna de atacar el problema cuando no se cuenta con dos unidades conectadas en serie consiste en crear dentro de la misma unidad vertical una región anóxica en la cual puedan llevarse a cabo tales procesos de desnitrificación. La creación de esta zona debe tener condiciones de saturación a fin de evitar un eficiente transporte del oxígeno atmosférico. De esta manera se llegó al planteamiento de permitir cierto grado de inundación permanente del lecho del sistema.

Comúnmente los sistemas horizontales son operados con una región de saturación de la celda, controlando el nivel de agua en la matriz a través de ajuste del nivel de la tubería de desalajo del efluente. Utilizando esta misma técnica puede conseguirse fácilmente el nivel de saturación de la celda que se desee en los sistemas verticales. Entre más alto sea el nivel de saturación menor será la fracción predominantemente aerobia y por lo tanto los niveles de nitrificación que pretenden ser desnitrificados serán menores. Si el nivel de saturación es lo suficientemente bajo, la producción de nitratos será mayor y la capacidad de eliminación de los mismos será menor. Un punto en el cual la eliminación de amonio a través de la nitrificación sea satisfactoria y al mismo tiempo, se logre una buena desnitrificación en la zona saturada corresponderá a las condiciones de operación óptimas. Desde luego que este proceso tiene limitantes inherentes a las cinéticas y a las capacidades de su operación, por lo que probablemente se requiera finalmente de otra unidad conectada en serie para alcanzar los niveles de concentración deseados en el efluente.

Tabla 5.7 Operación del HAFV de C. U. con diferentes niveles de saturación

Etapa	Nivel de saturación [cm]	Duración de la etapa [mes]
1	0	1.5
2	10	1.5
3	20	1.5
4	30	1.5
5	40	1.5

El objetivo de la propuesta experimental que aquí se plantea es hallar un nivel de saturación que permita en principio obtener una relación entre el nivel del agua dentro de la matriz y los niveles de nitrificación y desnitrificación alcanzados y a partir de esa relación, establecer las condiciones de operación que mejor convengan a los intereses del tratamiento. Para tal efecto se recomienda llevar a cabo las etapas indicadas en la tabla 5.7. Nuevamente, es de gran importancia llevar un registro de toda la información que se genere en el transcurso de las observaciones realizadas para poder contar en el futuro con mejores bases para la realización de nuevos diseños. Se recomienda manejar una carga de agua residual de 500 L/d alimentada en 4 ciclos diarios.

V.5 OPERACIÓN CON RECIRCULACIÓN

La calidad del agua tratada puede mejorarse haciendo fluir el líquido a través de dos o más unidades conectadas en serie, las cuales pueden ser HAFV. Una manera alterna consiste en recircular parte del agua tratada a través de una sola celda. Para estudiar el efecto que tiene la recirculación de una fracción del efluente se plantea la realización de una serie experimental a través de la cual pueda ser evaluada la eficiencia del sistema bajo diferentes relaciones de recirculación.

V.5.1 Propuesta experimental.

Para poder implementar la recirculación es necesario introducir algunas modificaciones al diseño original del sistema, las cuales incluyen la adición de los siguientes equipos y accesorios:

1. Bomba para recircular una fracción del agua tratada desde el tanque de almacenamiento hasta el tanque sedimentador
2. Tubería para el transporte del agua recirculada
3. Timer para el control de los periodos de recirculación
4. Medidor de flujo

El nuevo arreglo del sistema se muestra en la figura 5.4. De esta manera puede recircularse parte del efluente del HAFV para mejorar la calidad del agua tratada. La recirculación permitirá mejorar la eficiencia en la depuración de los contaminantes, incluyendo la eliminación de nitratos. Sin embargo, dado que si el sistema es operado con drenado total, las condiciones anóxicas para poder efectuar una adecuada desnitrificación no estarían presentes en el sistema, excepto en el tanque sedimentador, es recomendable determinar un nivel adecuado de inundación de la matriz (nivel de saturación). Este nivel puede ser el mismo determinado en una serie experimental anterior o puede fijarse en esta misma serie experimental, siendo esta opción posiblemente la más recomendable considerando que el efecto de la introducción de la recirculación podría propiciar otro nivel

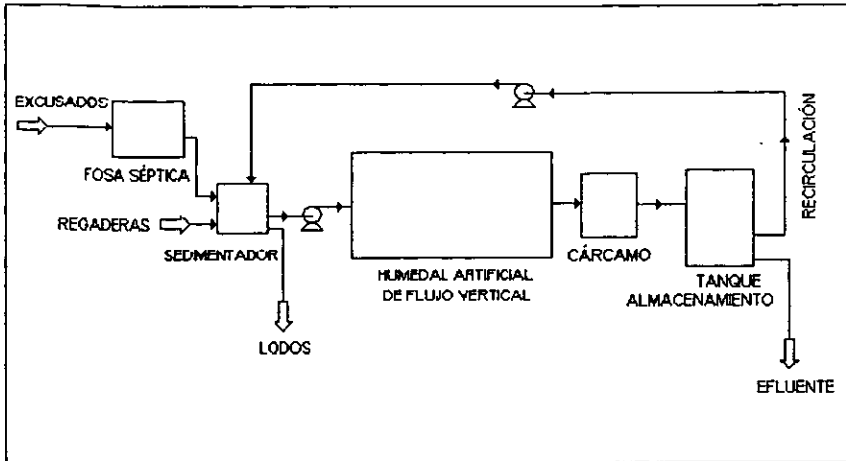


Figura 5.4 Arreglo del sistema con recirculación

“óptimo” de saturación del lecho. En la tabla 5.8 se indican los niveles de recirculación y los niveles de la zona saturada con los que se propone trabajar, considerando una carga hidráulica de operación de 600 L/d. Además se sugiere operar con 3 o 4 ciclos diarios de alimentación a fin de prevenir un atascamiento o taponamiento del substrato. En esta fase experimental se propone trabajar con sólo dos niveles de saturación: de 20 y de 35 cm.

Los periodos de recirculación pueden llevarse a cabo simultáneamente con los periodos de alimentación o en diferentes tiempos; además pueden realizarse diferente número de ciclos al día para la recirculación, siempre y cuando la carga recirculada por día, más la carga diaria de agua residual que llega al sedimentador sea igual al flujo suministrado al HAFV; por ello, a fin de evitar la acumulación excesiva de líquido en el sedimentador, dadas la pequeñas dimensiones del mismo, o en el tanque de almacenamiento cuando la fracción recirculada sea considerable, se propone recircular el agua en el mismo número de ciclos diarios que la alimentación.

Como puede observarse en la tabla 5.8 (propuesta A), la alimentación al sedimentador del agua residual proveniente de las regaderas y de la fosa séptica tendrá que ser reducida con las válvulas correspondientes, en la misma proporción con la que se recircula agua, para no exceder la capacidad del sedimentador.

Tabla 5.8 Propuesta A. Operación con recirculación y saturación parcial del lecho

Fracción recirculada	Recirculación (L/día)	Agua residual alimentada al sedimentador (L/día)	Periodo de aplicación de estas condiciones (meses)		
			saturación 20 cm	Saturación 35 cm	Sin saturación
0.0833	50	550	1.5	1.5	1.5
0.250	150	450	1.5	1.5	1.5
0.416	250	350	1.5	1.5	1.5
0.583	350	250	1.5	1.5	1.5
0.750	450	150	1.5	1.5	1.5

Otra alternativa para llevar a cabo la recirculación sin tener que reducir la cantidad efectiva de agua residual tratada puede conseguirse incrementando el flujo a la entrada y a la salida de HAFV (menor tiempo de contacto) en la medida en que se incremente la fracción recirculada. De esta manera es posible tratar la misma carga de 600L/d, independientemente del valor de la relación de recirculación, aunque los niveles de remoción obtenidos de esta manera con relación a los obtenidos en la serie descrita anteriormente pueden ser considerablemente inferiores. A fin de evaluar el efecto de llevar a cabo la recirculación de estas dos maneras, se propone experimentar con ambas series. La segunda serie experimental con recirculación (propuesta B) bien puede ser la que se indica en la tabla 5.9.

Nuevamente se sugiere trabajar con 3 o 4 ciclos diarios de alimentación de influente para evitar el taponamiento y si es requerido, detener la operación del sistema cada semana por un periodo de 3 días, o bien determinar los periodos de descanso de acuerdo con la respuesta del sistema.

Al implementar la recirculación con disminución de la carga residual de agua tratada, los costos de operación por la recirculación se están incrementando, y crecen más a medida que la fracción recirculada es mayor, porque el flujo de la recirculación es más grande y porque la cantidad de agua residual tratada por unidad de tiempo decrece. Por otro lado, se espera que la calidad del agua obtenida en el influente bajo este formato de operación sea mejor a medida que la fracción recirculada se incrementa. Esta situación plantea un

problema económico, en el cual es necesario obtener un nivel óptimo económico de recirculación que permita por un lado cumplir con las expectativas de la calidad del efluente y en el que por otro lado, los costos de instalación (bajo este formato de recirculación, a medida que la fracción recirculada es mayor se requiere de un lecho de mayores dimensiones si se quiere tratar una cantidad específica de agua residual por unidad de tiempo) sean minimizados.

Tabla 5.9 Propuesta B. Operación con recirculación y saturación parcial del lecho

Fracción recirculada	Recirculación (L/día)	Agua residual alimentada al sedimentador (L/día)	Periodo de aplicación de estas condiciones (meses)		
			saturación 20 cm	Saturación 35 cm	Sin saturación
0.0833	50	600	1.5	1.5	1.5
0.250	150	600	1.5	1.5	1.5
0.416	250	600	1.5	1.5	1.5
0.583	350	600	1.5	1.5	1.5
0.750	450	600	1.5	1.5	1.5

V.6 EFECTO DE MATERIAL CARBONOSO EN EL INFLUENTE CON ÉNFASIS EN LA COMPETENCIA ENTRE LAS BACTERIAS HETERÓTROFAS Y LAS BACTERIAS NITRIFICANTES AUTÓTROFAS

La remoción de los compuestos de nitrógeno en los humedales está determinada principalmente por la nitrificación microbiana y la desnitrificación, mientras que otros mecanismos tales como la asimilación por las plantas y la volatilización del amoníaco son generalmente de menor importancia.

Una variación propuesta en las condiciones de operación de un sistema de flujo vertical para la nitrificación de efluentes secundarios con bajos niveles de DBO consiste en un HAFV insaturado con alimentaciones en ciclos cortos. Estando la capa superior constituida

por arena se puede lograr cierto grado de inundación y una buena distribución del influente. El diámetro de partícula para la capa superior se sugiere de 0.5-4 mm. Es necesaria la colocación de tuberías para permitir el flujo de aire de la atmósfera hacia las capas intermedias y bajas. Adicionalmente, la aireación es estimulada por una secuencia cíclica de un llenado lento y un drenado rápido de las capas más bajas, lo cual causa una sustitución del aire en el lecho a través de los tubos verticales. Este concepto se basa en las siguientes suposiciones:

- La remoción de la mayoría del material carbonoso del influente en una etapa previa de tratamiento mejora la competitividad de las nitrificadoras, resultando en una población dominante de bacterias nitrificadoras.
- Una zona insaturada, constituyendo una mayor parte del sistema incrementará la aireación debido a transferencias de oxígeno más altas
- Realización de una secuencia de llenado y drenado, donde el aire en el que se ha agotado el oxígeno es removido del sistema y reemplazado por aire fresco. Cada volumen de efluente drenado es desplazado por un volumen igual de aire fresco, suministrando de esta manera el oxígeno requerido para los procesos de nitrificación.

Un HAFV constituido por varias capas debe ser diseñado de tal manera que se logre una buena distribución del influente y se permita un drenado rápido del agua contenida en la celda para permitir la introducción de aire fresco, por lo cual la capa del fondo debe tener la conductividad hidráulica más alta para asegurar un drenado rápido, mientras que la capa superior debe tener una conductividad hidráulica baja para permitir un ligero encharcamiento y asegurar de esta manera una buena distribución del influente. Este tipo de diseños permite el tratamiento de efluentes secundarios con concentraciones de amoníaco típicas del agua residual municipal (alrededor de 40 mg/L) y bajas concentraciones de DBO (20 mg/L). Concentraciones elevadas de la DBO pueden producir taponamiento del lecho por la baja conductividad hidráulica de la capa superior y reducir los niveles de nitrificación.

El agua en los HAFV fluye verticalmente de la capa superior saturada hacia las capas intermedias insaturadas y se acumula en el fondo de la celda (la zona saturada). Un sifón (o alternativamente una salida controlada por un timer) puede controlar la altura de la zona saturada. Un drenado rápido del efluente desde el fondo de la celda resultará en la succión de aire fresco a través de los tubos de aireación que conectan a las capas intermedias con la atmósfera. El aire, al cual se le ha agotado el oxígeno será continuamente expulsado fuera de la celda a través de los tubos de aireación durante la fase de llenado.

Un nivel elevado del sifón (o intervalos largos en el caso de usar una salida controlada por un timer) resultará en mayores volúmenes de la zona saturada. Esto incrementará el volumen de aire intercambiado en cada paso, debido al drenado de volúmenes de efluente mayores, pero decrecerá la profundidad promedio de la zona insaturada donde se espera que ocurra la mayor parte de la nitrificación debido a que ahí las concentraciones de oxígeno son más elevadas. Un nivel bajo del sifón (o intervalos cortos de tiempo) resultará en un volumen menor de la zona saturada y un drenado más frecuente. Esto resultará en intercambios frecuentes de pequeños volúmenes de aire (por cada paso) y una zona insaturada menos profunda. En todos los casos la cantidad total de aire intercambiado es constante para una velocidad de flujo constante. El taponamiento de la capa superior puede ser prevenido por periodos de descanso (secos), es decir, sin alimentación, cuya duración puede ser de un par de días y pueden ser aplicados cada dos semanas.

V.6.1 Conceptos teóricos

El balance de oxígeno en condiciones de estado estacionario asumiendo que la nitrificación completa (oxidación de NH_4^+ a NO_3^-) es el único mecanismo para la remoción del amonio sin oxidación del material carbonoso, puede describirse de la siguiente manera.

Suministro de oxígeno

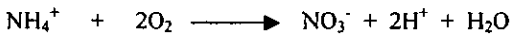
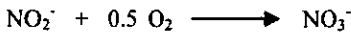
El volumen de aire que entra es igual al volumen de efluente drenado por el sifón. Por lo tanto, basándose en la ecuación del gas ideal, a 20°C y presión atmosférica:

$$O_{2\text{entra}}[\text{mmol}] = \frac{0.21 \left[\frac{O_2}{\text{Aire}} \right] * P[\text{atm}] * V_s[\text{l}] * 1000 \left[\frac{\text{mmol}}{\text{mol}} \right]}{0.082054 \left[\frac{\text{atm} \cdot \text{l}}{\text{mol} \cdot \text{K}} \right] * 293\text{K}} = 8.73 V_s \approx 9 V_s$$

donde V_s es el volumen del efluente drenado por el sifón (L). De esta manera, el oxígeno que ingresa por paso es $9V_s$ (p. ej. 9 mmol de oxígeno por litro de efluente drenado).

Oxígeno requerido para la nitrificación

Las siguientes ecuaciones estequiométricas muestran que la oxidación de cada mol de amonio (NH_4^+) a NO_3^- requiere dos moles de oxígeno:



De esta manera, asumiendo por ejemplo la oxidación de 35 mg/L (reducción de 40 mg/L NH_4^+ -N en el influente a la concentración de 5 mg/L NH_4^+ -N requerida en el efluente), la cantidad de oxígeno requerida para que se lleve a cabo una nitrificación completa se puede calcular de la siguiente manera:

$$O_{2\text{requerido}}[\text{mmol}] = 2 \left[\frac{\text{mmolO}_2}{\text{mmolNH}_4^+ \text{ removida}} \right] * \frac{35\text{mg}}{1\text{NH}_4^+} * \frac{1\text{mmolNH}_4^+}{14\text{mgNH}_4^+} * V_s[\text{l}] = 5V_s$$

Es decir, se requieren 5 mmol de oxígeno para tratar un litro del efluente descrito, lo cual representa 120 ml ($5 \times 0.082 \times 293 = 120 \text{ mL}$).

En condiciones de estado estacionario, la concentración de oxígeno disuelto en condiciones de saturación en el sistema puede ser calculada con el siguiente procedimiento:

- Flujo de aire fresco (cuando se trata 1 L de agua): 1000ml conteniendo 210 ml O₂ (21%).
- O₂ consumido por la nitrificación = 120 ml.
- O₂ sobrante en el espacio confinado: 210 – 120 = 90 ml.
- El aire expulsado del sistema debido al llenado de las capas más bajas = 1000 ml (volumen del efluente tratado) – 120 ml (O₂ consumido) = 880 ml conteniendo 90 ml de O₂ (10%).

Siguiendo estos balances, la concentración de saturación del O₂ disuelto en la fase líquida dentro del sistema puede ser calculada de acuerdo con la ley de Henry (a 20°C):

$$C_s = K_h * P_{O_2} = 43.8 * 0.1 = 4.5 \text{ mg/L}$$

donde:

C_s es la concentración de equilibrio de oxígeno disuelto, mg/L

K_h es la constante de Henry para el O₂ en agua a 20°C, [mg/(L*atm)]

P_{O₂} es la presión parcial del O₂, atm

Debe notarse que el O₂ suministrado es cerca de los 9V_s (p. ej. 8.73 mmol O₂ por litro de efluente drenado), que es casi el doble de la cantidad requerida para la nitrificación de 35 mg/L NH₄⁺-N (5V_s o 5 mmol de O₂ por litro de influente tratado).

V.6.2 Propuesta

La remoción de amonio teórica fue calculada basado en el suministro potencial de oxígeno y la suposición de que la nitrificación completa (p. ej. oxidación a NO₃) es el único mecanismo para la remoción de amonio. La teoría revela que cuando las concentraciones de amoniaco en el influente son más bajas que la capacidad de remoción potencial (63 mg NH₄-N/L), todo el amoniaco del influente se espera que sea removido. Sin embargo, cuando las concentraciones de amoniaco en el influente exceden la capacidad de remoción, sólo la capacidad potencial se espera que sea removida (63 mg NH₄-N/l) resultando en un

incremento en las concentraciones de amoníaco en el efluente. Los valores estimados a y través de las formulas anteriores deben compararse con evaluaciones en plantas piloto, a fin de determinar la utilidad que dichas ecuaciones puedan tener en el diseño y modo de operación de futuros HAFV, a través del calculo de la aireación requerida para lograr los niveles de nitrificación deseados. Es importante resaltar que se ha hecho la suposición de que todo el oxígeno entrante es consumido en el proceso de nitrificación, lo cual implica que la DBO debe ser nula o muy pequeña, por ello resultaría conveniente utilizar un sistema de dos celdas conectadas en serie para reducir en la primera celda (la cual puede ser de un HAFV o un HAFH) los niveles de la DBO y permitir que en la segunda celda (HAFV) se alcance una nitrificación elevada. Otro factor que debe considerarse es que el consumo de oxígeno formará no sólo NO_3 , sino también NO_2 .

En una ulterior fase experimental, a fin de investigar la máxima capacidad de aireación, la concentración de amonio en el influente puede ser incrementada gradualmente hasta llegar a valores muy elevados (por ejemplo 100 mg/L). Durante este periodo la remoción de amonio podrá incrementarse. Se han reportado valores entre los 61 y 74 mg/L, con una correspondiente producción de nitrato + nitrito de 62-68 mg/L $\text{NO}_x\text{-N}$ para cargas de amonio muy elevadas (Green *et al.*, 1997). También se ha reportado un incremento en la formación de nitritos debido a la disminución en la selectividad de nitratos con respecto a la producción de nitritos.

Por esta razón puede esperarse una desviación de los valores teóricos (incluso una remoción medida mayor que la calculada) por la relativamente alta producción de nitrito esperada cuando las concentraciones de amonio en el influente sean altas. La producción de nitrito disminuye el consumo de O_2 por amonio removido y de esta manera permite una mayor remoción de amoníaco.

La siguiente serie experimental permitirá por un lado estudiar la capacidad máxima del sistema para eliminar elevadas concentraciones de amonio y el efecto paralelo de diferentes niveles de C presentes en el influente. Esta serie puede llevarse a cabo en el HAFV de Ciudad Universitaria, el cual tiene perfiles apropiados para un drenado rápido.

Para cada nivel de BDO_5 , se aplican tres niveles diferentes de $\text{NH}_4\text{-N}$ (tabla 5.10). Se sugiere estudiar 3 niveles para la DBO_5 , y que la duración del periodo de observación o aplicación de para cada fase sea por lo menos de un mes.

Los ciclos de alimentación correspondientes serán de 4 alimentaciones al día con una carga hidráulica de 500 L/d, a fin de evitar un taponamiento de las capas superiores.

Otras cuestiones que deben ser contestadas en el trabajo experimental futuro incluyen el efecto de cargas hidráulicas elevadas en la eficiencia del sistema y la determinación de la duración óptima de los ciclos de alimentación y drenado.

Tabla 5.10 Concentraciones en el influente par la BDO₅ y NH₄-N

DBO ₅ [mg/L]	Periodo sugerido de aplicación de cada fase: 1 mes		
	NH ₄ -N [mg/L]	NH ₄ -N [mg/L]	NH ₄ -N [mg/L]
5	20	40	70
15	20	40	70
30	20	40	70

V.7 REDUCCIÓN DE NITRATOS Y SU RELACIÓN CON LA CONCENTRACIÓN DE CARBONO PRESENTE

La eliminación del amoníaco en los HA requiere de un proceso de dos pasos, llamado nitrificación-desnitrificación, el cual se lleva a cabo en ambientes aeróbicos (secos) y anaeróbicos (en el agua). La transformación del N se hace a través del metabolismo de los microbios, los cuales consumen una dieta balanceada de carbono (disponible en el tejido de las plantas y en los desechos humanos), fósforo (disponible en las aguas residuales) y nitrógeno (ya sea como gas o de la materia orgánica). El primer paso. La nitrificación, requiere de oxígeno (aeróbico) y ocurre casi instantáneamente cuando el amoníaco (NH₄) se combina con el dióxido de carbono (CO₂) del aire para formar nitratos (NO₃) y liberar hidrógeno gaseoso (H₂). El segundo paso, la desnitrificación es un proceso anaeróbico y puede tomar varios días en llevarse a cabo. En este paso, el carbono (C) se combina con los nitratos del primer paso para formar los gases nitrógeno (N₂) y dióxido de carbono (CO₂). Si la desnitrificación es incompleta entonces pueden liberarse nitratos así como el venenoso dióxido de nitrógeno (NO₂). En algunas ocasiones, se ha encontrado que el factor limitante para la desnitrificación en los sistema de tratamiento de aguas residuales es la

disponibilidad de carbono para balancear la dieta de los microbios, razón por la cual a veces es necesaria la adición de carbono al agua residual, para mejorar los niveles de remoción de N. A continuación se presenta un caso particular en el cual la concentración de carbono presente en el agua residual puede ser insuficiente para que pueda realizarse una eliminación significativa del N_{TOT} .

V.7.1 Tratamiento de efluentes de invernaderos

El agua residual originada en los invernaderos tiene casi siempre bajas concentraciones de sólidos suspendidos (SS) y de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5), pero elevadas cargas de N (150-400 mg/L N), razón por la cual, el carbono presente en el agua residual requerido para que se lleve a cabo el proceso de desnitrificación puede ser insuficiente (Rivera *et al.*, 1996).

Debido al gran número de invernaderos ubicados en la región de Xochimilco, en donde todos los años se realiza una gran producción de nochebuenas, además de una gran variedad de flores, se están generando constantemente aguas residuales con cargas muy importantes de nutrientes, las cuales son vertidas directamente y sin realizarles previo tratamiento en los numerosos canales de la zona, provocando entre otras cosas un crecimiento desmesurado del lirio acuático y la muerte de las especies de peces que habitan los canales, lo cual trae a su vez otras consecuencias como es el atascamiento de las canoas que algunos lugareños utilizan para acceder a las chinampas en donde tienen sus cultivos, y para transportar al turismo que continuamente está visitando el lugar. Otra consecuencia importante es que al morir los peces por insuficiencia de oxígeno disuelto en el agua de los canales, las pocas personas que aún acuden a pescar tienen que prescindir de ese alimento.

Es muy evidente la necesidad de realizar tratamiento a las aguas residuales que están siendo vertidas a los canales, a fin de no seguir dañando estos cuerpos de agua. El problema descrito es un ejemplo de las muchas aplicaciones potenciales que tienen los HAFV. En particular, en este caso, una evaluación de la eficiencia de un HAFV para tratar estas aguas con alto contenido de nutrientes y baja carga de C representa además una oportunidad para realizar un estudio que en el que se determine la cantidad óptima de carbono que debe estar presente en el agua residual para lograr una remoción substancial del N_{TOT} . Por

razones como estas se plantea un experimento que permita hallar la cantidad óptima de carbono suplementario que pudiera ser necesario adicionar al agua residual proveniente de un invernadero, o a un influente con concentraciones similares de material orgánicos y de nutrimentos.

Planteamiento experimental

Se propone realizar una serie experimental en el HAFV de Ciudad Universitaria, en la cual se evalúe la eficiencia en la remoción de nitrógeno, y particularmente de los nitratos, variando la concentración de carbono presente en el agua residual y manteniendo constante en la medida de lo posible la concentración de N. Para ello se sugiere alimentar al sistema agua residual con una carga de contaminantes similar a la presente en los efluentes de invernaderos, siguiendo los pasos que a continuación se describen:

- Hacer análisis fisicoquímicos de las aguas residuales de algunos invernaderos
- Una vez realizada la caracterización de estas aguas, imitar su composición diluyendo el agua residual con la que se cuenta en el sitio donde está ubicado el HAFV y adicionando los compuestos necesarios a fin de obtener agua con las características requeridas. Una segunda opción es transportar agua directamente de algún invernadero hasta el lugar en que se encuentra el HAFV
- Posteriormente deberá alimentarse el HAFV con el agua residual del invernadero o con el agua residual “preparada”

Continuando con el supuesto de que el carbono presente en el agua residual no satisface los requerimientos necesarios para realizar una desnitrificación completa, se plantea la adición de carbono suplementario al agua residual para alcanzar las concentraciones que se muestran en la tabla 5.11, con la finalidad de encontrar la concentración óptima de carbono que debe estar presente en el influente.

Los niveles de la DBO_5 que se proponen en la tabla 5.11 pueden modificarse, dependiendo de los niveles de nitrógeno amoniacal y de nitratos medidos en el HAFV durante la operación del mismo. Se sugiere conducir los análisis por periodos de observación de mes y medio para asegurar de esta manera que los periodos de adaptación y

estabilización se cumplan para cada condición. Por otro lado, el sistema debe ser operado de tal forma que el riesgo de un atascamiento sea minimizado, por lo que las cargas manejadas no deberán ser muy grandes y los ciclos de alimentación deberán ser espaciados (se sugiere trabajar con una carga de 500 L/d alimentados en 3 o 4 dosificaciones diarias espaciadas por periodos iguales de tiempo. En caso de presentarse encharcamiento o taponamiento del lecho, los ciclos deberán reducirse a dos al día, o bien, deberá detenerse la operación del sistema recurrentemente.

Tabla 5.11 Adición de carbono suplementario al agua residual

DBO ₅ (mg/L)	Periodo de observación (meses)
50	1.5
100	1.5
150	1.5
200	1.5
300	1.5
400	1.5

Es muy importante que dentro del HAFV prevalezcan las condiciones que permitan una adecuada desnitrificación para lo cual se debe determinar previamente un óptimo nivel de saturación del lecho, basándose en los resultados de una serie experimental previa. Adicionalmente a la saturación parcial del lecho puede implementarse también la recirculación de parte del agua tratada, como se sugiere atrás en este mismo capítulo.

El análisis fisicoquímico del agua tratada permitirá relacionar las concentraciones de N y de la DBO₅ en el influente y en el efluente y las cantidades de carbono adicionadas, para postular cual es la relación óptima C/N que permita realizar una eliminación adecuada de los nitratos formados en el sistema y aquellos presentes en el influente.

V.8 ADAPTACIÓN DE LAS PLANTAS AL AGUA RESIDUAL

Antes de alimentar por primera vez el HAFV con agua residual, es recomendable realizar previamente una etapa de adaptación de las plantas, previniendo que éstas perezcan si son alimentadas con la elevada concentración de contaminantes del agua residual desde un inicio.

El proceso de adaptación de las plantas tiene que realizarse de manera gradual, a fin de lograr una adecuada adaptación de los carrizos sembrados. Para ello se propone realizar este proceso de la siguiente manera: alimentación de agua potable a razón de 200 L diarios durante 2 días, en dos ciclos diarios; es decir, una alimentación cada 12 horas. A partir del tercer día, la carga puede ser elevada a 250 L/día en 3 ciclos durante 5 días, estando constituida la alimentación por 200 L de agua potable mezclados con 50 L de agua residual. La composición del influente deberá enriquecerse gradualmente en agua residual en los días subsiguientes. En la tabla 5.12 se resumen las condiciones de alimentación y la composición del influente propuestas.

Una vez que las plantas se han adaptado al agua residual, la duración de los ciclos, los volúmenes alimentados y la composición del influente se decidirán de acuerdo con las actividades experimentales proyectadas. Si no se observa una adaptación adecuada de las plantas durante este periodo inicial, deberá prolongarse por más tiempo dicho periodo, hasta observar una respuesta favorable.

Tabla 5.12 Concentración de agua residual sugerida en el influente en la etapa de adaptación

Agua potable (L/día)	Agua residual (L/día)	Porcentaje de agua residual	Número de Ciclos por día	Periodo de aplicación (días)
200	0	0	2	2
200	50	20	3	5
150	100	40	3	5
100	150	60	3	5
50	200	80	3	5
0	300	100	4	Indefinido

V.9 SECUENCIA DE ARRANQUE

Cada vez que sea puesto en marcha el sistema, deberá seguirse una serie de pasos muy simples, a fin de evitar posibles contratiempos o daños al equipo de bombeo.

- Verificar que los componentes del sistema estén en buenas condiciones y listos para ser puestos en operación, los cuales incluyen:
 1. Tuberías en buenas condiciones
 2. Válvulas que operen adecuadamente
 3. Bomba en buen estado
 4. Confirmar que el timer y el control de paro de la bomba por insuficiencia de líquido en el sedimentador operen adecuadamente
 5. Apagar el timer
 6. HAFV en buen estado y plantas adaptadas (excepto en el periodo de adaptación)
 7. Colocar la manguera del efluente del humedal a la altura donde se desee el nivel de inundación si éste es el caso. Si se requiere un drenado total debe dejarse la manguera al nivel de la base del cárcamo
 8. Verificar el buen estado del sedimentador y del tanque de almacenamiento
 9. Verificar que el cárcamo y el tanque de almacenamiento de agua estén vacíos o tengan suficiente capacidad para almacenar el agua que se pretende tratar, antes de que pueda disponerse de ella.
 10. Cerrar la válvula de descarga del tanque sedimentador
 11. Abrir las válvulas de las tuberías que provienen de las regaderas, de la fosa séptica y del agua potable en su caso, para permitir el llenado del tanque sedimentador hasta tres quintos de su capacidad, regulando en la medida de lo posible los flujos volumétricos en L/día, de manera que el volumen diario que ingrese a dicho tanque se aproxime lo más que sea posible al que será bombeado hacia el humedal en el mismo periodo de tiempo
 12. Conectar la bomba y el timer a la toma de corriente y programar el timer, el cual deberá accionar automáticamente la bomba

V.10 SECUENCIA DE PARO

Cada vez que sea necesario detener el funcionamiento del sistema para efectuar alguna modificación o con fines de mantenimiento, deberá realizarse siguiendo la secuencia siguiente:

1. Cerrar las válvulas de las tuberías que alimentan al sedimentador
2. Si la bomba está operando, apagar manualmente la bomba, luego el timer y poner en marcha nuevamente la bomba de manera manual
3. Si la bomba no está operando, apagar el timer y accionar la bomba manualmente
4. Si no hay suficiente capacidad en el tanque de almacenamiento de agua tratada, disponer de la cantidad necesaria a fin de evitar que la rápida acumulación del líquido lleve a un derrame
5. Cuando el nivel del agua dentro del sedimentador se aproxime al nivel mínimo requerido para que la bomba funcione, deberá apagarse manualmente la bomba. Durante este tiempo la alimentación habrá sido continua. Si se desea que el vaciado del sedimentador se haga a través de una alimentación intermitente, deberán omitirse los pasos 2 y 3 y apagar manualmente la bomba cuando el nivel de agua dentro del sedimentador sea mínimo
6. Permitir el drenado total del agua dentro del humedal
7. Disponer del agua tratada almacenada

SECUENCIA DE PARO DE EMERGENCIA

Si las circunstancias requieren que el sistema sea detenido rápidamente, la secuencia recomendada es la siguiente:

- Si está operando la bomba, apagarla manualmente
- Apagar el timer
- Cerrar las válvulas de las tuberías que alimentan al tanque sedimentador
- Permitir el drenado del líquido dentro del humedal

V.11 ANÁLISIS FÍSICOQUÍMICOS DEL AGUA

La caracterización fisicoquímica del agua es una de las actividades primordiales en cualquier proyecto de tratamiento de aguas residuales a fin de poder evaluar numéricamente la eficiencia del sistema para remover los contaminantes presentes en ella. Por ello, dichos análisis deben realizarse de acuerdo con los procedimientos estandarizados a fin de obtener valores confiables y que puedan ser comparados con los datos reportados en la literatura.

Las especies contaminantes del agua residual cuyas concentraciones deberán ser analizadas en el laboratorio dependen del tipo de agua residual que se va a tratar, de los constituyentes que se desee eliminar con mayor interés y de los contaminantes que ofrezcan un interés particular por ser aquellos cuya remoción se está estudiando. Cuando el tratamiento de las aguas residuales tiene el objetivo de alcanzar los estándares indicados en la normatividad nacional vigente, relacionada con la calidad de las aguas descargadas al alcantarillado público, en cuerpos de aguas naturales o para ser rehusada, es evidente que todos los parámetros indicados en las correspondientes normas deben ser evaluados (NOM-001-ECOL-1996; NOM-002-ECOL-1996 y NOM-003-ECOL-1997 INE, 2000).

En el sistema construido en Ciudad Universitaria, a fin de tener un conocimiento completo de la calidad del agua antes y después de pasar a través de cada etapa del sistema y por lo tanto de la eficiencia de cada fase, así como de la eficiencia global del sistema. Es necesario realizar análisis fisicoquímicos en los siguientes puntos del sistema:

- Agua residual proveniente de las regaderas
- Efluente de la fosa séptica
- Efluente del sedimentador
- Tomas en los puertos de muestreo internos del HAFV
- Efluente del HAFV

Los puntos donde serán tomadas las muestras, así como el número de muestras y la frecuencia del muestreo serán decididos de acuerdo con las actividades experimentales que se estén llevando a cabo. Si se pretende obtener un efluente que cumpla con la normatividad nacional, el muestreo y los análisis deberán llevarse a cabo de acuerdo con lo especificado en las normas correspondientes.

V.12 PROPUESTAS EXPERIMENTALES A REALIZARSE ENCOLUMNAS DE LABORATORIO

V.12 I Relación entre el tamaño de partícula y el espesor de la capa superior y la nitrificación en los sistemas verticales

Mientras que el uso de los HAFV para la remoción de N se ha venido incrementando considerablemente en los últimos años, reconociendo el flujo vertical como una configuración eficiente del diseño para la nitrificación, se tiene sin embargo todavía un conocimiento incompleto de su diseño óptimo.

Con la finalidad de mejorar la eficiencia operativa de este tipo de diseños, se debe experimentar con las diferentes variables presentes en el sistema. Una relación interesante con la que se puede “jugar” a fin de alcanzar eficiencias de remoción más altas es la que existe entre el diámetro de las partículas que constituyen la capa superior y el espesor la misma y el grado de eliminación de amonio logrado por el sistema.

A este respecto, algunos investigadores opinan que la capa superficial debe estar constituida por arena fina para incrementar en tiempo de retención y mejorar la distribución del agua (Morris, 1997), mientras que otros se oponen a esta idea, argumentado principalmente el riesgo de taponamiento del sistema. Si se utilizan partículas finas para constituir la capa superior de un HAFV, se provee además de una gran superficie para las bacterias nitrificadoras; por otro lado, existe la necesidad de mantener la hidratación del lecho para permitir la vida de las poblaciones de nitrificadoras (Watson y Danzig, 1993). Sin embargo, el incremento en la hidratación lleva a una saturación mayor, lo cual conlleva a una disminución de las velocidades de transferencia de oxígeno (Brix y Schierup, 1990), lo que a su vez puede conducir a un decremento en la actividad microbiana aerobia (Platzer, 1996).

Una posible solución de este aparente conflicto en el criterio de diseño, entre una gran área superficial, altas velocidades de transferencia de oxígeno y un tiempo de retención largo, podría ser la construcción de un sistema con una capa superior más gruesa y utilizando un material poroso con un tamaño de partícula ligeramente mayor.

Es necesario hacer muchas pruebas a fin de encontrar la relación óptima de estos parámetros de diseño. Para ello, pueden emplearse columnas de experimentación en las cuales se varíe el espesor y el diámetro de partícula de la capa superior, a fin de encontrar un diámetro y un espesor que permitan elevar las velocidades de nitrificación.

Un procedimiento estandarizado que es utilizado para construir columnas empacadas para experimentación en el laboratorio consiste en recortar tubos de 1 m de longitud,

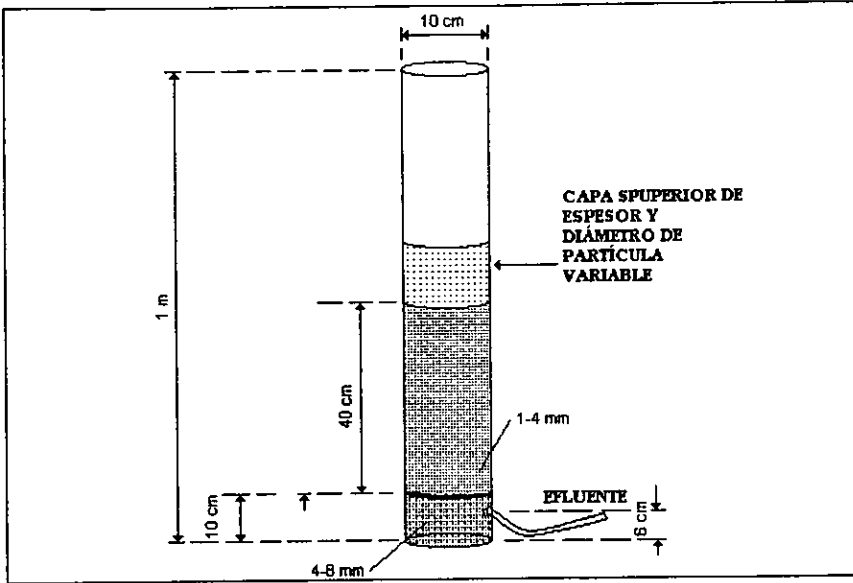


Figura 5.5 Columna para experimentación

fabricados en PVC con diámetro interno de 10 cm. Los tubos son sellados en uno de sus extremos y se realiza una perforación a 6 cm del extremo sellado (la base de la columna). En la perforación se inserta una manguera con un diámetro interno de 0.4 cm. Finalmente se rellena la columna con el material de empaque, el cual deberá estar disponible en los diferentes diámetros que se quiera investigar. El espesor y el diámetro de partícula correspondiente a cada horizonte se determinan de acuerdo con los intereses de la investigación. En el caso que nos ocupa, la investigación estará centrada sólo en la capa superior de la columna, por lo que se sugiere utilizar una estructura para las columnas como la que se muestra en la figura 5.5

La tabla 5.13 muestra las combinaciones con las que se propone realizar en esta serie experimental. Pueden realizarse en investigaciones posteriores más combinaciones, usando además diferentes materiales para construir los horizontes y variando no sólo las características de la capa superior, sino las de algunas capas intermedias. También se puede incrementar o disminuir el número de capas y las características de las mismas. Todas las ideas encaminadas a la obtención de mejores parámetros de diseño y regímenes de operación más eficientes, deberán ser desarrolladas y experimentadas para que podamos contar en un futuro cercano con HAFV capaces de producir efluentes con una calidad que satisfaga sin problemas las normas ambientales relacionadas con la descarga o el reúso de aguas residuales tratadas.

Tabla 5.13 Variación del espesor y diámetro de partícula de la capa superior

Diámetro de partícula (mm)	Espesor de la capa superior (cm)
0.5-4	15
4-6	20
6-9	25
9-12	30
12-16	35

Se recomienda operar las columnas de experimentación de manera similar a la operación del HAFV, es decir, alimentar cargas similares por unidad de área superficial en ciclos de alimentación iguales, trabajando preferentemente con cuatro dosificaciones de influente al día. En caso de presentarse encharcamiento en las columnas con la capa superior más gruesa y mayor diámetro de partícula, deberán utilizarse columnas de experimentación de mayor altura, a fin de evitar un posible desbordamiento del influente.

V.12.2 Relación entre la eliminación de los contaminantes y la profundidad de los sistemas verticales

Estudios recientes han demostrado que la degradación de los contaminantes en los HAFV se realiza principalmente en los primeros centímetros superficiales de los sistemas. La eliminación de la DBO, la DQO y la eliminación de amonio se ha completado en más de un 90 % en los primeros 15 a 20 cm debajo de la superficie de las celdas. Cuando los sistemas son operados con una transferencia de oxígeno deficiente, la eliminación de amonio puede llevarse a cabo a profundidades mayores, del orden de los 40 cm. Esto plantea una interrogante acerca de la profundidad que deberán tener los diseños de HAFV en el futuro. La profundidad de los diseños que actualmente están en operación va de los 60 cm a un metro. Por otro lado, profundidades mayores a las que parecen ser requeridas de acuerdo con lo anteriormente dicho podrían ser necesarias no para incrementar de manera sustancial los porcentajes de eliminación de los contaminantes, sino como una zona de amortiguamiento del sistema.

En esta sección se propone realizar una evaluación del efecto de la altura del empaque en columnas de laboratorio sobre la eficiencia de remoción de contaminantes.

Es importante recordar que comúnmente los procesos de desnitrificación en los sistemas verticales se llevan cabo en las regiones más profundas de la matriz, donde usualmente las condiciones son más apropiadas para efectuar estos procesos (principalmente cuando hay una zona saturada permanente), lo cual implica que los futuros diseños de HAFV para nitrificar podrían ser menos profundos que los actuales, pero requerir necesariamente de una segunda etapa para poder llevar a cabo la desnitrificación.

La descripción de las columnas para llevar a cabo esta investigación se indica a continuación:

COLUMNA 1:

Profundidad: 65 cm

Horizontes: 3

Capa inferior: 10 cm de espesor con diámetro de partícula de 4-8 mm

Capa intermedia: 40 cm de espesor con diámetro de partícula de 1-4 mm

Capa superior de 15 cm de espesor con diámetro de partícula de 4-8 mm

COLUMNA 2:

Profundidad: 55 cm

Horizontes: 2

Capa inferior: 40 cm de espesor con diámetro de partícula de 1-4 mm

Capa superior de 15 cm de espesor con diámetro de partícula de 4-8 mm

COLUMNA 3:

Profundidad: 40 cm

Horizontes: 2

Capa inferior: 25 cm de espesor con diámetro de partícula de 1-4 mm

Capa superior de 15 cm de espesor con diámetro de partícula de 4-8 mm

COLUMNA 4:

Profundidad: 30 cm

Horizontes: 2

Capa inferior: 15 cm de espesor con diámetro de partícula de 1-4 mm

Capa superior de 15 cm de espesor con diámetro de partícula de 4-8 mm

COLUMNA 5 :

Profundidad: 20 cm

Horizontes: 2

Capa inferior: 5 cm de espesor con diámetro de partícula de 1-4 mm

Capa superior de 15 cm de espesor con diámetro de partícula de 4-8 mm

Las cargas hidráulicas y los regímenes de alimentación son los mismos que los propuestos en la sección 5.12.1.

5.12.3 Máxima capacidad de las plantas para tolerar elevadas concentraciones de amonio en el agua residual

Desde sus primeras aplicaciones los HAFV han demostrado ser muy eficientes para remover el N de las aguas residuales, sin embargo, aún se desconoce la tolerancia máxima que tienen estos sistemas a las elevadas cargas de nitrógeno amoniacal presentes en ciertos efluentes. Por ello, en algunos casos de estudio (Tawni *et al.*, 1998; Axler *et al.*, 1999),

cuando han sido utilizados HAFV para probar su eficacia en el tratamiento de ciertos efluentes con elevadas concentraciones de $\text{NH}_4\text{-N}$, del orden de los 200 mg/L $\text{NH}_4\text{-N}$, ha surgido la necesidad de diluir el agua residual antes de ser introducida a los HA, ante el desconocimiento que se tiene sobre la capacidad que tienen las plantas para tolerar tales concentraciones de $\text{NH}_4\text{-N}$. De aquí surge la necesidad de estudiar esta tolerancia con la finalidad de extender más la aplicabilidad de este tipo de sistemas en el tratamiento de los diversos tipos de aguas residuales, pensando en los diferentes niveles de concentraciones de contaminantes presentes, dependiendo de su origen, y sobre todo, pensando en la calidad del efluente que se desea obtener sin dañar los componentes del humedal.

Propuesta experimental

Para realizar el estudio de la tolerancia que los carrizos presentan ante elevados niveles de nitrógeno amoniacal presentes en el agua residual, se plantea una serie experimental en la cual debe suministrarse al sistema agua residual con diferentes niveles de concentración de $\text{NH}_4\text{-N}$. Para la realización de esta serie experimental se proponen las siguientes condiciones de operación:

1. Agua del grifo enriquecida con nitrato de amonio (por ejemplo)
2. Alimentación intermitente, realizada en cuatro ciclos diarios

Tabla 5.14 Concentraciones de $\text{NH}_4\text{-N}$ propuestas para estudiar la tolerancia de las plantas

$\text{NH}_4\text{-N}$ (mg/L)	Periodo de Aplicación (meses)
30	1
50	1
70	1
90	1
110	1
130	1

Deberá procurarse que la única variable experimental sea la concentración de $\text{NH}_4\text{-N}$. Las concentraciones propuestas y los tiempos de aplicación para cada concentración se resumen en la tabla 5.14

La realización de estos experimentos debe hacerse en columnas experimentales de laboratorio y no en el HAFV a fin de evitar un daño a la vegetación sembrada.

VI COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES

VI.1 COMENTARIOS FINALES

Aún se requiere de más investigación para poder definir adecuadamente y optimizar el criterio ingenieril de diseño de los HAFV, y también para determinar con precisión la capacidad de depuración de los mismos a largo plazo así como sus problemas operacionales. Han sido publicadas numerosas guías para diseñar diferentes tipos de humedales artificiales, pero se necesita la realización de trabajos más profundos. Es imprescindible estudiar las características específicas de cada sitio así como los datos del funcionamiento de humedales anteriormente construidos para definir un criterio de diseño a utilizarse en construcciones futuras.

En este sentido debemos reconocer que cada proyecto de un HAFV es único y que requiere de abordarse con creatividad y con frecuencia de manera iterativa. Los criterios de diseño para los HAFV varían de proyecto a proyecto y están sujetos a refinamientos para alcanzar los objetivos planteados al inicio de los mismos.

De la misma manera, se debe reconocer la unicidad de las facetas de cada proyecto, por lo que, al iniciar un proyecto de un HA, deben considerarse los siguientes aspectos:

- Las condiciones existentes en el sitio
- Usos compatibles del terreno y buenos principios de planeación del uso del suelo
- Un diseño específico en el criterio de desempeño
- Objetivos del proyecto, requerimientos técnicos ambientales
- Medidas y soluciones potenciales para mitigar los posibles contratiempos que pudieran presentarse
- Alternativas y técnicas de restauración
- Disponibilidad de los materiales para la construcción de la planta
- Aceptación de parte del público de las soluciones de diseño
- Efectividad en el costo de las soluciones

- Crear proyectos autosustentables
- Beneficios potenciales para la vida silvestre
- Monitoreo posterior a la construcción
- Ajustes y modificaciones posteriores a la construcción para alcanzar los objetivos originales

La habilidad para diseñar y operar un HA, depende de varios parámetros, entre los cuales se incluyen los siguientes:

Hidrodinámica

Vegetación

Tipo de substrato

Régimen de alimentación

Composición del influente

Calidad requerida en el efluente

Zona de raíces

Control del proceso

Integración de los sistemas

El aspecto de la hidráulica de los humedales se refiere a la capacidad de control que se tenga sobre la fase líquida, el agua. Tal aspecto involucra conceptos tales como las velocidades y flujos del agua, distribuciones no ideales de los flujos, efectos de precipitación, tiempos de retención, dilución, etc. El control de las canalizaciones es especialmente importante para obtener un buen desempeño del sistema. Una vegetación apropiada para el humedal debe ser fácil de conseguir, económica y de rápida adaptación, además de ser resistente tanto a las condiciones del agua residual como al clima. Otro aspecto importante es el relativo a los componentes bioquímicos del medio de soporte, la absorción de nutrimentos, los contaminantes y otros materiales; la interacción de los sólidos con las plantas y el tipo de comunidades microbiológicas involucradas.

El diseño de los HAFV y de sus estructuras de control, el uso de la topografía local, la forma de los humedales, el tipo de influente y los sistemas de distribución del influente, la permeabilidad del fondo y de las paredes del humedal, y las medidas de control de la erosión, son todos aspectos que deben ser considerados.

Un control del proceso en el humedal es crítico. Este puede ir desde un simple monitoreo y corrección de las situaciones pertinentes cuando se presenten imprevistos, pero cada vez más el control de los procesos debe trasladarse a la etapa del diseño del HAFV, previniendo las situaciones que se presentarán durante la operación de los sistemas, y aprovechando al máximo las capacidades de estos sistemas.

La cantidad disponible de propuestas de dimensionamiento para la nitrificación y desnitrificación es muy grande. La mayoría de los autores dan un cierto valor usando $m^2/p.e.$ o $m^3/p.e.$ Otros dan valores de k (constantes cinéticas) no sólo para la remoción de orgánicos, sino también para la nitrificación y desnitrificación. El parámetro $m^2/p.e.$ no incluye suficiente información, dado que cada país tiene sus propios valores para la carga hidráulica, orgánica y de nutrimentos, por ello en el dimensionamiento para nitrificación y desnitrificación se tiene que diferenciar entre estos parámetros.

Para los HAFV el parámetro $m^3/p.e.$ no es del todo correcto, si consideramos que la principal degradación de los substratos se lleva a cabo en los 20 cm superiores de la celda. No siendo muy relevante si la celda tiene una profundidad de 0.8 m o de 1.6 m aunque el volumen se duplique.

El uso de valores de k para la descripción de la nitrificación es bastante cuestionable. Las cinéticas empleadas para describir las de las reacciones de remoción son de primer orden. Puesto que el proceso de nitrificación en tratamientos convencionales de aguas residuales es usualmente de orden cero, la ecuación no debería en principio ser usada. El valor de k implica parámetros cinéticos (máximo crecimiento de las bacterias, coeficiente de rendimiento), parámetros de planeación (temperatura, suministro de O_2). Por ello cada planta tiene "su propio valor de k ", el cual no es muy útil para propósitos de dimensionamiento de nuevos HAFV.

La utilización de parámetros de diseño más confiables y modelos que describan de manera más acertada los procesos que se llevan a cabo dentro de los humedales y las velocidades a las que se llevan a cabo tales procesos permitirá alcanzar en la práctica las metas trazadas durante la etapa de diseño.

A fin de aprovechar toda el conocimiento que pueda derivarse de la operación de los sistemas ya construidos, es muy importante llevar un registro de los datos operativos del sistema.

La integración de los sistemas es lo que usan los ingenieros ambientales para combinar todos los aspectos previos. Cada proyecto de construcción de un humedal requiere ser abordado de diferente manera y de la aplicación de tecnologías, métodos, equipo y operaciones específicas. Debe tenerse especial consideración a circunstancias que podrían afectar a proyectos específicos (por ejemplo, la presencia de metales pesados en el agua residual, quelación, etc.) para decidir la manera en que se enfrentará cada situación particular y las que de ella emanen.

En el caso de humedales artificiales dimensiones considerables, la evaluación de efectos potenciales en la vida silvestre debe ser parte de las evaluaciones del proyecto. Un estudio de impacto ambiental constituye una buena opción para tales evaluaciones, y la valoración de la bioacumulación de contaminantes es una parte importante de dicha evaluación.

VI.2 CONCLUSIONES

- Los procesos involucrados en la eliminación de contaminantes en los HAFV incluyen procesos físicos, químicos y biológicos, los cuales pueden ser intensificados de la diferentes maneras:
 - la nitrificación puede mejorarse en los HAFV
 - con ciclos alternos de llenado lento y drenado rápido del sistema
 - con ciclos de cota duración de llenado y drenado
 - eliminando la mayor parte de la DBO en una etapa previa
 - manteniendo el pH en niveles superiores a 5.6
 - La desnitrificación puede mejorarse en los HAFV
 - creando regiones saturadas en la matriz
 - implementando recirculación del efluente nitrificado
 - adicionando carbono suplementario

- La eliminación de P en los HAFV puede mejorarse
 - adicionando minerales de Ca en medios alcalinos
 - adicionando óxidos de Fe y Al en medios ácidos
 - adicionando productos comerciales que contienen compuestos de Ca, Fe y Al.

- Los HAFV son en general mejores que los HAFH para
 - Nitrificar el amonio
 - Remover la DBO
 - Eliminar el DQO
 - Eliminar P
 - Requieren de menor área por p.e.

- Se han propuesto varios formatos nuevos de diseño y operación de HAFV como son
 - Sistemas con flujo ascendente
 - Sistemas con flujo tipo marea
 - Sistemas con flujo descendente-ascendente

En los cuales se han obtenido buenas eficiencias de remoción, pero que aún requieren refinamientos

- Los HAFV de una etapa con recirculación y/o adición de C han dado los mejores resultados
- La implementación de sistemas híbridos de los cuales los HAFV forman parte es la tendencia a nivel mundial debido a los mejores resultados obtenidos con estos sistemas

- Los HAFV han sido aplicados exitosamente para tratar
 - Aguas residuales domésticas y municipales
 - Efluentes del procesamiento de remolacha azucarera
 - Efluentes del procesamiento de papas
 - Efluentes de hospitales
 - Efluentes de tratamientos secundarios

- Las propuestas experimentales presentadas están enfocadas al logro de los siguientes objetivos:
 - Operación adecuadamente el HAFV de C. U. en sus etapas iniciales
 - Determinar las condiciones de operación del HAFV de C. U. que maximicen la eliminación de los contaminantes del agua residual
 - Extrapolar algunos de los resultados obtenidos en el HAFV de C. U. para la operación de otros HAFV
 - Obtener algunos parámetros de diseño que puedan ser aplicados en futuros diseños de HAFV en relación con:
 - La profundidad de las celdas
 - El espesor de los horizontes
 - El diámetros de partícula de la capa superior
- Si bien es cierto que los HAFV aun son perfectibles en su diseño y operación, su uso es recomendable para tratamiento secundario y terciario de:
 - Aguas municipales de comunidades pequeñas en sitios rurales y semirurales
 - Efluentes de escuelas, hospitales, etc. En regiones apartadas de los centros urbanos
- Debe estimularse el desarrollo de mejoras a los HA por investigadores nacionales para adecuar los diseños de acuerdo a las condiciones y requerimientos de nuestro país
- Hay tan pocos sistemas híbridos construidos a la fecha, y la información publicada respecto a ellos es insuficiente que es difícil determinar aún cual es el arreglo más efectivo: HAFH-HAFV o HAFV-HAFH
- En el futuro, deben realizarse esfuerzos para separar más los procesos de remoción en diferentes secciones en los sistemas de múltiples etapas, aprovechando las capacidades y ventajas de cada diseño particular, con la finalidad de tener la posibilidad de optimizar la eficiencia del tratamiento con relación a una necesidad específica

VII BIBLIOGRAFÍA

1. Armstrong, J. y Armstrong, W. (1988). *Phragmites australis*.— a preliminary study of soil-oxidizing sites and internal gas transport pathways. *New Phytol.* **108**, 373-382.
2. Armstrong, J. y Armstrong, W. (1990). Light- enhanced convective throughflow increases oxygenation in rhizomes and rhizosphere of *Phragmites australis*. *New Phytol.* **114**, 121-128.
3. Axler, R. P., Henneck, J., Bridgham, S., Tikkanen, C., y McDonald, M. (1999). Vertical Constructed Wetlands in northern Minnesota for treatment of high nitrogen wastes. http://www.emilis.sa.on.net/emil_37.htm >EP - waste waters .
4. Bahlo, K. E. y Watch, F. G. (1990). Purification of domestic sewage with and without fascies by vertical intermittent filtration in reed and rush beds, *Constructed wetlands in water pollution control* **11**. 215-221.
5. Barber, D. A. y Martin, J. (1976). The release of organic substances by cereal roots into soil. *New Phytol.* **76**, 69-80.
6. Bastian, R. K. y Hammer, D. A. (1993). *Capítulo 5: The use of constructed wetlands for wastewater treatment and recycling. Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*. Editado por Gerald A. Moshiri. CRC Press Inc. Boca Raton, Florida. EE.UU. 59-68.
7. Beven, K. y Germann, P. (1982). Macro pores and water flow in soils. *Wat. Resources Res.* **18**, 1311-1325.
8. Boutin, C. (1987). Domestic wastewater treatment in tanks planted with rooted macrophytes: case study; description of the system; design criteria; and efficiency. *Wat. Sci. Tech.* **19**(12), 29-40.
9. Bouwer, H., Rice, R. C. y Escarcega, J. C. (1974). High-rate land treatment I: Infiltration and hydraulic aspects of the Flushing Meadows project. *Journal Water Pollution Control Federation* **52**, 834-843.
10. Breen, P. F. (1997). The performance of vertical wetland under a range of operational formats and environmental conditions. *Wat. Sci. Tech.* **35**(5), 167-174.
11. Brehm, D. (1999). Constructed wetlands hydrodynamics. Massachusetts Institute of Technology. <http://web.mit.edu/newsoffice/tu/1999/apr28/ncpf.html>.

12. Brix, H. (1990). Gas exchange through the soil-atmosphere interphase and through dead culms of *Phragmites australis* in a constructed reed bed receiving domestic sewage. *Wat. Res.* **24**, 259-266.
13. Brix, H y Schierup, H. (1990). Soil oxygenation in constructed reed beds: the role of macrophyte and soil-atmosphere interface oxygen transport. In: *Constructed Wetlands In Water Pollution Control*. Cooper, P y Findlater, B, (Eds.). Pergamon Press, 53-66.
14. Brix, H. (1993). Capítulo 2: Wasterwater treatment in constructed wetlands: System design, removal process and treatment performance. *Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*. Editado por Gerald A. Moshiri. CRC Press Inc. Boca Ratón, Florida. EE.UU. 9-22.
15. Brix, H. (1994a). Functions of macrophytes in constructed wetlands. *Wat. Sci. Tech.* **29**(4), 71-78.
16. Brix, H. (1994b). Use of constructed wetlands in water pollution control: Historical development, present status and future perspectives. En: Reprint of paper presented at IAWQ Bienal Conference Hungary. 344-389.
17. Brix, H. (1997). Do macrophytes play a role in treatment constructed wetlands?. *Wat. Sci. Tech.* **35** (5), 11-17.
18. Burka, U. y Lawrence, P. C. (1990). A new community approach to wastewater treatment with higher water plants. *Constructed Wetlands in Water Pollution control*. **11**, 106-1014.
19. Castillo, E. I., Sánchez, V. C., Castillo, V. G. y Rosales, C. F. (1997). Situación de la depuración de las aguas residuales Municipales en México. En: Memorias Técnicas XI Congreso Nacional de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales. Zacatecas, México. **1**, 456-462.
20. Chick, A. J. y Mitchell, D. S. (1995). A pilot study of vertical flow wetlands at Coff's Barbour New South Wales, Austria. *Wat. Sci. Tech.* **32**(3), 103-109.
21. Ciupa, F. (1996). The experience in the operation of constructed wetlands in North-Eastern Poland. *5th International Conference on Constructed Wetland Systems for Water Pollution Control*. Vienna, Austria, September. 1996. 86-91.
22. Comisión Nacional del Agua.(2000). www.cna.gov.mx.

23. Cooper, P. F. (1993). Capítulo 21: The use of Reed Bed Systems to Treat Domestic Sewage: The European design and operation Guidelines for Reed Bed Treatment Systems. *Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*. Editado por Gerald A. Moshiri. CRC Press Inc. Boca Ratón, Florida. EE.UU. 203-217.
24. Cooper, P. y Green, B. (1995). Reed Bed Treatment Systems for Sewage Treatment in the United Kingdom – the First 10 Years Experience. *Wat. Sci. Tech.*, **32**(3), 317-323.
25. Cooper, P. F. y De Maeseneer. (1996a). Hybrid systems – What is the best Way to Arrange Vertical and Horizontal flow stages. *IAWQ Specialist Group on the Use of macrophytes in Water Pollution Control*. December. 8-13.
26. Cooper, P. F.; Job, G. B.; Green, M. B. y Shutes, R. B. E. (1996b). Reed Beds and constructed wetlands for wastewater treatment. *Seven Trent Water*, U.K. 1-27.
27. Cooper, P., Smith, M. y Maynard, H. (1997). The design and performance of a nitrifying vertical flow reed bed treatment system. *Wat. Sci. Tech.*, **35**(5), 215-221.
28. Cooper, P. (1999). A review of the design and performance of vertical-flow and hybrid reed bed treatment systems. *Wat. Sci. Tech.* Vol. **40**(3), 1-9.
29. Cooper, P. Griffin, P. Humphries, S. y Pound, A. (1999). Design of a hybrid reed bed treatment system to achieve complete nitrification of domestic sewage. *Wat. Sci. Tech.*, **40**(3), 283-289.
30. Del Porto, D. y Steinfeld, C. (1999). Water Recycling Reference Databases on the World Wide Web. <http://www.humnat.org/wastwet.htm>.
31. Denny, P. (1997). Implementation of constructed wetlands in developing countries. *Wat. Sci. Tech.*, **35**(5), 27-34.
32. De Vries, J. (1972). Soil Filtration of Wastewater effluent and the mechanisms of pore clogging. *Journal Water Pollution Control Federation*. **44**, 565-573.
33. Farahbakhshazad, N. y Morrison, G. (2000). Using constructed wetlands to treat wastewater. Southwest Wetlands Group. <http://www.rt66.com/~swg>.
34. Fenoglio, F. E. (2000). Bases de diseño para la construcción de un reactor biológico experimental basado en los sistemas de humedales artificiales de flujo vertical. Tesis de licenciatura. UNAM. México, D. F.
35. Gelt, J. (1997). Constructed Wetlands: Using Human Ingenuity, natural processes to treat water, build habitat. <http://128.196.42.70/AZWATER/arroyo/094wet.html>.

36. Gillete, B. (1996a). Simulating nature key to successful designs of constructed wetlands systems. [http:// www.datasync.com/~mullein/cwdesing.htm](http://www.datasync.com/~mullein/cwdesing.htm).
37. Gillete, B. (1996b). Home rock/plant wastewater filter: A flower bed that is more than just another pretty face. [http:// www.datasync.com/~mullein/homecw.htm](http://www.datasync.com/~mullein/homecw.htm).
38. Gray, N. F. (1989). Chapter 4: Plants and land treatment. *Biology of wastewater treatment*. Oxford University Press. New York. EEUUA. 493-501.
39. Gray, K. R. y Biddlestone, A. J. (1995). Engineered reed bed systems for wastewater treatment. *Trends in Biotechnology*. 13(7), 248-252.
40. Green, M., Friedler, E., Ruskol, Y. y Safrai, I. (1997). Investigation of alternative method for nitrification in constructed wetlands. *Wat. Sci. Tech.*, 35(5), 63-70.
41. Gschlößl, T., Lederle, C., Schleypen, P. y Melzer, A. (1996). Small wetland systems for posttreatment and effluent polishing in lagoons. En: 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Viena, Austria. VI/4-1 a VI/4-8.
42. Gutierrez, S. A. (1999). Evaluación del método de la zona de la raíz en el tratamiento de aguas residuales con alta carga orgánica. Tesis doctoral en ingeniería ambiental Facultad de Ingeniería UNAM.
43. Haberl, R. y Perfler, R. (1990). Seven years of research work and experience with wastewater treatment by a reed bed system. *Constructed Wetlands in Water Pollution Control* 205-214.
44. Haberl, R. (1997). Humedales construidos en Europa con énfasis en Austria. En: Tercer Seminario Internacional de Expertos en el Tratamiento de Efluentes Industriales y Residuos. México, D. F. 219-232.
45. Haberl, R. (1999). Constructed wetlands: a chance to solve wastewater problems in developing countries. *Wat. Sci. Tech.* 40(3), 11-17.
46. Hale, D. D., Rogers, J. E. y Wiegel, J. (1991). Environmental factors correlated to dichlorophenol dechlorination in anoxic freshwater sediments. *Env. Toxicol. and Chem.* 10, 1255-1265.
47. Hammer, D. A. y Bastian, R. K. (1989). Capítulo 2: Wetlands Ecosystems: Natural water Purifiers?. *Constructed wetlands for wastewater treatment Municipal, industrial and agricultural*. Donald A. Hammer Ed. Lewis Publishers Inc. E.E.U.U.A. 5-19.

48. Hammer, D. A. (1993). Capítulo 4: Designing constructed wetlands systems to treat agricultural nonpoint source pollution. Created and natural wetlands for controlling nonpoint source pollution. Agencia de protección del ambiente de EE.UU. Editado por Richard K. Olson, C.K. Smoley. EE.UU. 71-111.
49. Hantzsche, N. (1985). Wetland systems for wastewater treatment: Engineering applications. Ecological considerations in wetlands treatment of municipal wastewaters. Editado por P. Godfrey, E. Kaynor, S. Pelczarski, y J. Benforado. Van Nostrand Reinhold. New York, EE.UU. 7-25.
50. Higgins, J. y Lugowski, A. (1996). The use of a natural forested wetland for landfill leachate polishing in a cold climate. Symposium of constructed wetlands in cold climates: design. Friends of fort St. George. <http://www.waste.uni-essen.de/guidelin/index.htm>.
51. INE. (2000). Instituto Nacional de Ecología NOM-001-ECOL-1996. <http://www.ine.gob.mx>.
52. INE. (2000). Instituto Nacional de Ecología NOM-002-ECOL-1996. <http://www.ine.gob.mx>.
53. INE. (2000). Instituto Nacional de Ecología NOM-003-ECOL-19967. <http://www.ine.gob.mx>.
54. Jiménez, B. J. (1999). Construcción y arranque de una planta de tratamiento de aguas residuales tipo Humedal Artificial. Tesis de Licenciatura UNAM. México, D. F.
55. Johansen, N. H. y Brix, H. (1996). Design criteria for a Two Stage Constructed Wetland. 5th International Conference on Constructed Wetland Systems for Water Pollution Control. Vienna, Austria, September, 1996, IX/3-1 a IX/3-8.
56. Johansson, L. (1997). The use of LECA (light expanded clay aggregates) for the removal of phosphorus from wastewater. *Wat. Sci. Tech.*, **35**(5), 87-93.
57. Kadlec, R. H. y Knight, R. L. (1996). Treatment Wetlands, Editado por Gerald A. Moshiri. CRC Press Inc. Boca Ratón, Florida. EE.UU. 496-499.
58. Kadlec, R. H. (1997). Deterministic and stochastic aspects of constructed wetlands performance and design. *Wat. Sci. Tech.*, **35**(5), 149-156.
59. Kadlec, R. H., Burgoon, P. y Henderson, M. E. (1997). Integrated natural systems for treating potato processing wastewater. *Wat. Sci. Tech.*, **35**(5), 263-270.

60. Kadlec, R. H. (1999). Wetlands for Water Polishing: Subsurface Constructed Wetlands. Wetlands Research Group, Dept. of Chemical Engineering, U. Of Michigan FL. 86-99.
61. Kelly, T. y Hooper, B. (1999). Bioavailability of Cadmium to Benthic Invertebrates: Constructed Wetlands for Storm Water Treatment. Constructed Wetlands Research, <http://www.gaiia.org/findhorn/ecovil/ecolm.html>.
62. Knight, R. L. (1997). Wildlife habitat and public use benefits of treatments wetlands. *Wat. Sci. Tech.* 35(5), 35-44.
63. Kreiner, I., Hernández, S. y Salas, M. (1992). Diseño y resultados preliminares de un filtro biológico con plantas y suelo. En: Acciones para un ambiente limpio. Memorias del VII congreso nacional de la sociedad mexicana de ingeniería sanitaria y ambiental A. C: Morelos, México, II.
64. Laber, J., Perfler, R. y Haberl, R. (1997). Two strategies for advanced nitrogen elimination in vertical-flow constructed wetlands. *Wat. Sci. Tech.* 35(5), 71-77.
65. Laber, J., Haberl, R. y Shrestha, R. (1999). Two stage constructed wetland for treating hospital wastewater in Nepal. *Wat. Sci. Tech.* 40(3), 317-324.
66. Lara, J. A. (1999). Depuración de aguas residuales urbanas mediante Humedales artificiales. Tesis de maestría. <http://www.neytunes.acmecity.com/gossamer/111/index.htm>.
67. Leonard, K. M. (1999). Efficiency of Constructed Wetlands for Residential Wastewater Treatment. Proceedings of ASCE Water Resources and Urban Environment Conference, Chicago, IL, June 6-10, 303-310.
68. Leonard, K. M. y Privette, H. (1999). An evaluation of Constructed Wetland Design and Performance. *Wat. Sc. and Tech.*, 40(3), 329-331.
69. Litchfield, D. K. (1993). Constructed wetlands for wastewater treatment at Amoco Oil Company's Mandan, North Dakota refinery. *Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*. Editado por Gerald A. Moshiri. CRC Press Inc. Boca Ratón, Florida. EE.UU. 85-488.
70. Luna-Pabello, V. M.; Durán, C.; Ramírez, H.; Fenoglio, F.; y Sánchez, H. (1997). Los humedales artificiales. Una alternativa viable para el tratamiento de aguas residuales en zonas rurales. Anuario Latinoamericano de Educación Química, ALDEQ. San Luis, Argentina. 51-56.

71. Luna-Pabello, V. M., Durán, M. del C., Haberl, R., Jiménez, B. J., Millán, S. E., Miranda, M., Ramírez, H. F. y Schaller, P. (1998). Los Humedales artificiales, una ecotecnología viable para el tratamiento de aguas residuales en pequeños núcleos urbanos en México. En II Simposium internacional "Gestión y tecnologías apropiadas para el agua en pequeños núcleos habitados". Barcelona, España.
72. Marble, A. (1992). A Guide to Wetland Functional Design Lewis Publishers Inc., 69-79.
73. Marsteiner, E. L., Thesis, T. L. y Young, T. C. (1996). The influence of macrophytes on subsurface flow wetlands hydraulics. Preprints of the 5th international Conference on Wetlands Systems for Water pollution control. Vienna, 56-70
74. McLatchy, G. P. y Reedy, K. R. (1996). Regulation of organic matter decomposition and nutrient release in a wetland soil. *J. Env. Qual.* 26(3), 39-45.
75. Millán, S. E. (2000). Operación de una planta piloto tipo humedal artificial para el tratamiento de aguas residuales y su uso en riego agrícola. Tesis de licenciatura UNAM. México, D. F.
76. Miranda, M. (2000). Desarrollo, situación actual y aplicaciones potenciales de los Humedales Artificiales de Flujo Horizontal en México. Tesis de licenciatura UNAM. México, D. F.
77. Mitsch, W. y Gosselink, J. G. (1993). *Wetlands* 2nd ed. New York: Van Nostrand Reinhold. 722-723.
78. Molson, J. W. y Frind E. O. (1995). HEATFLOW version 2.0, Density dependent flow and thermal energy transport model in three dimensions, Waterloo Center for Groundwater Research, Waterloo, Canada. <http://www.computan.on.ca/~prodigal/ftgeo.htm>.
79. Morris, M. (1997). The effects of substrate particle size and depth on nitrification in a vertical flow constructed wetland. Worcester college of Higher Education, Henwick Grove, Worcester, Worcestershire, WR2 6AJ, United Kingdom. <http://www.worc.au/mcmorris.htm>.
80. Morris, M. y Herbert, R. (1997). The design and performance of vertical flow reed bed for the treatment of high ammonia, low suspended solids organic effluents. *Wat. Res.* 35(5), 197-204.

81. Okubo, T. y Matsumoto, J. (1983). Biological clogging of sand and changes of organic constituents during artificial recharge. *Wat. Res.*, **17**, 813-821.
82. Olguín, E. J. y Hernández, E.. (1998). Use of aquatic plants for recovery of nutrients and heavy metals from wastewater. Inter-American program for environmental technology cooperation in the key Industry sector. Roundtable on municipal water. Vancouver Canada. Marzo 15-17. http://www.idrc.ca/industry/canada_e14.html.
83. Perfler, R. y Haberl, R. (1992). Constructed wetlands for extended nutrients removal. Conference of wetland systems in water pollution control. 4th International Conference on Constructed Wetland Systems for Water Pollution Control. Vienna, Sydney, September, 1992. 87-90.
84. Perfler, R., y Haberl, R. (1995). Reed bed treatment system for Water Pollution Control. *Wat. Res.*, **19**, 819-831.
85. Perfler, R., Laber, J., Langergraber, G. y Haberl, R. (1999). Constructed wetlands for rehabilitation and reuse of surface waters in tropical and subtropical areas –first results from small scale plots using vertical flow beds. *Wat. Sci. Tech.* **40**(3), 155-162.
86. Platzer, C. (1995). Enhanced Nitrification and Denitrification by a Combination of Vertical and Horizontal Reed Beds. Preprints of the IAWQ seminar Natural and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment and Reuse. 11/11-11/21.
87. Platzer, C. (1996). Enhanced nitrogen elimination in subsurface flow artificial wetlands- a multi stage concept. Preprints of the 5th international Conference on Wetlands Systems for Water pollution control. Vienna, Austria.29-336.
88. Platzer, C. y Mauch, K. (1997). Soil clogging in vertical flow reed beds – mechanisms, parameters, consequences and.... solutions? *Wat. Sci. Tech.* **35**(5), 175-182.
89. Platzer, C. (1999). Design Recommendations on sub surface flow constructed wetlands for nitrification and denitrification. *Wat. Sci. Tech.* **40**(3), 257-263.
90. Powicki, C. R. (1997). Constructed wetlands treat wastewater naturally. EPRI Journal **22**(4). Julio/Agosto. E.E.U.U.A. 17-23. http://hubub.epri.com/EPRI_Journal/jul_aug97/p17.html.
91. Privette, H. A. (1999). An Evaluation of Constructed Wetland Design and Performance. www.bioconceptsinc.com.

92. Ramírez, H., Fenoglio, F., Durán, C. y Luna-Pabello, V. M. (1997). Evaluación de la conductividad hidráulica y eficiencia de remoción de materia orgánica en columnas empacadas con grava. En: Tercer seminario internacional de expertos en el tratamiento de efluentes industriales y residuos. México, D. F.. 191-196.
93. Ramírez, H. (1998). 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. Tesis de licenciatura UNAM. México, D. F.
94. Reed, S. C., Brown, D. S. (1992). Constructed wetland design- the first generation. *Wat. Env. Res.* 64(6), 776-781.
95. Reed, S. C. y Brown, D. (1995). Subsurface Flow Wetlands. *Wat. Env. Res.* 67(2), 244-248.
96. Reedy, K. R., Kadlec, R. H., Flaig, E. y Gale, P. (1996). Phosphorus assimilation in streams and wetlands. *Env. Sci. Wet. And Tech.* 38(2)12-29.
97. Reddy, K. R. y D'Angelo, E. M. (1997). Biogeochemical indicators to evaluate pollutant removal efficiency in constructed wetlands. *Wat. Sci. Tech.* 35(5), 1-9.
98. Rivera, F., Warren, A., Ramírez, E., Decamp, O., Bonilla, P., Gallegos, E., Calderón, A. y Sánchez, J. (1993). Removal of pathogens from wastewater by the root zone method (RZM). *Wat. Sci. Tech.* 32(3), 211-218.
99. Rivera, F., Warren, A., Curds, C., Robles, E., Gutiérrez, A., Gallegos, E. y Calderón, A. (1996). The application of the root zone method for the treatment and reuse of high-strength abattoir waste in México. En: 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Viena, Austria. X/4-1 a X/4-7.
100. Robles, E., Gallegos, E., Calderón, A. y Sainz, M. (1993). Sistemas de tratamiento de lechos de raíces. Remoción de materia orgánica. *Información Científica y Tecnológica*. CONACYT. México, D. F. 15(203), 26-31.
101. Schaller, P. (1998). Planning, construction and investigation of a constructed wetland for the secondary treatment of domestic wastewater in Mexico city. Tesis. Universidad BOKU, Viena, Austria.
102. Schierup, H., Brix, H. y Lorenzen, B. (1990). Wastewater treatment in constructed reed beds in Denmark – state of the art, *Constructed Wetlands in Water Pollution Control* P. F. Cooper and Findlater Ed. Pergamon Press, Oxford, 495-504.

103. Schönerklee, M., Koch, F., Perfler, R., Haberl, R. y Laber, J. (1997). Tertiary treatment in a vertical flow reed bed system –a full scale pilot plant for 200-600 p.e. *Wat. Sci. Tech.* **35**(5), 223-230.
104. Serio, L. (1998). Humedales: una pieza clave en el desarrollo sustentable. EDUCYT año 2, número 69. Marzo. <http://www.de.fcen.uba.ar/prensa/educyt/1999/ed69b.htm>.
105. Siegrist, R. L. y Boyle, C. (1987). Wastewater induced-soil clogging development. *J. Env. Eng.* **113**, 550-566.
106. Sikora, F., Tong, Z., Behrends, L., Steinberg, S., y Coonrod, H., (1995). Ammonium Removal in constructed wetlands with recirculating subsurface flow: removal rates and mechanisms. *Wat. Sci. Tech.*, **32**(3), 193-197.
107. Smith, I., Bis, G., Lemon, E. y Rozema, L. (1997). A thermal analysis of a sub-surface , vertical flow constructed wetland. *Wat. Sci. Tech.* **35**(5). 55-62.
108. Sorrel, B. K. y Armstrong, W. (1994). On the difficulties of measuring oxygen release by root systems of wetland plants. *J. Ecol.* **82**, 177-183.
109. Staubitz, W. W. y Surface, J. M. (1989). Potential use of constructed wetlands to treat landfill leachate. Constructed wetlands for wastewater treatment Municipal, industrial and agricultural. Editado por Donald A. Hammer. Lewis Publishers Inc. E.E.U.U. 747-789.
110. Sun, G., Gray, K. R. y Biddlestone , A. J. (1998a). Treatment of agricultural and domestic effluents in constructed down flow reed beds employing recirculation. *Environ. Tech.*, **19**(5), 539-536.
111. Sun, G., Gray, K. R. y Biddlestone, A. J. (1998b). Treatment of agricultural wastewater in downflow reed: experimental trials and mathematical model. *J. Agric. Eng. Res.*, **69**(1), 63-71.
112. Sun, G., Gray, K. R., Biddlestone, A. J. y Cooper, D. J. (1999). Treatment of agricultural wastewater in a combined tidal flow-down flow reed bed system. *Wat. Sci. Tech.* **40**(3), 139-146.
113. Tanner, C. C. y Sukias, J. P. S. (1995). Accumulation of Organic solids in gravel-bed Constructed Wetlands treating farm dairy wastewaters. *Wat. Res.*, **32**, 3046-3054.

114. Tawni, T., Hoang, E., Roberts, D. B., y Roberts D. S. (1998). Constructed Wetlands Treating High Nitrogen Low Bod Greenhouse Wastewater <http://www.koa.com.au/level10/worms/>.
115. Tessier, M. (1997). Potential pollutants. Metals. <http://www.worc./wetlands/body.htm>.
116. Upton, J. y Green, M. B. (1995). A successful strategy for small treatment plants. *Wat. Qual. Int.*, 4, 12-14.
117. US EPA (1999). Subsurface Flow Constructed wetlands for Wastewater Treatment: A Technology Assessment. Office of water, EPA. <http://www.epa.gov/owow/wetlands/facts/facts11.html>.
118. Von Felde, K. y Kunst, S. (1997). N- and COD- removal in vertical flow systems. *Wat. Sci. Tech.* 35(5), 79-85.
119. Vymazal, J. (1998). Introduction. Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe. Editado por: J. Vymazal, H. Brix, P.F. Cooper, M.B. Green, y R. Haberl. Backhuys Publishers, Leiden, Países Bajos. 1-15.
120. Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P., Haberl, R., Perfler, R. y Laber, J. (1998). Removal mechanisms and types of constructed wetlands. Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe. Editado por: J. Vymazal, H. Brix, P.F. Cooper, M.B. Green, y R. Haberl. Backhuys Publishers, Leiden, Países Bajos. Pp 17-66.
121. Watson, J. T. y Danzig, A J (1993). Pilot-scale nitrification studies using vertical-flow and shallow horizontal-flow constructed wetland cells. In: *Constructed Wetlands For Water Quality Improvement*. Moshiri, G A (Ed.), Lewis Publishers, Ann Arbor, 301-313.
122. Zachritz, W. y Lundie, L. (1995). Artificial wetlands as a low-cost alternative for complex organic wastewaters: Phase I and II. Final report. SCERP Project. New Mexico State University. E.E.U.U.A. http://www.civil.utah.edu/scerp/projects/WQ93_10_MIEP.html.
123. Zhu, T., Jenssen, P. D., Maehlum, T. y Krogstad, T. (1997). Phosphorus sorption and chemical characteristics of lightweight aggregates (LWA) – potential filter media in treatment wetlands. *Wat. Sci. Tech.* 35(5), 103-108.