



DISEÑO DE HUMEDALES CONSTRUIDOS PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS Y AGUAS RICAS EN METALES

Autor
Alejandro Rincón Santamaría



Universidad[®]
Católica
de Manizales

VIGILADA MINEDUCACIÓN

ce centro
editorial

CATALOGACIÓN EN LA FUENTE

Rincón Santamaría, Alejandro
Humedales construidos para tratamiento de aguas
residuales domésticas y aguas ricas en metales / Alejandro Rincón Santamaría.
Manizales: Centro Editorial Universidad Católica de Manizales, 2020.
213 páginas
Incluye referencias bibliográficas
ISBN 978-628-7622-06-7

1. Aguas residuales 2. Humedales – diseño 3. Aguas residuales – Tratamiento

CDD 628.3

Biblioteca UCM



Copyright©
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE MANIZALES

Autor: Alejandro Rincón Santamaría

Editor: Carlos Dayro Botero Florez

Corrección de estilo: Centro Editorial UCM

Diseño: Unidad de Marca UCM

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida, almacenada en sistema recuperable o transmitida en ninguna forma por medios electrónico, mecánico, fotocopia, grabación u otros, sin la previa autorización por escrito del Centro Editorial Universidad Católica de Manizales y de los autores. Los conceptos expresados en este documento son responsabilidad exclusiva de los autores y no necesariamente corresponden con los de la Universidad Católica de Manizales y da cumplimiento al Depósito Legal según lo establecido en la Ley 44 de 1993, el Decreto 460 del 16 de marzo de 1995, el 2150 de 1995, el 358 de 2000 y la Ley 1379 de 2010.

©Centro Editorial Universidad Católica de Manizales
Carrera 23 No. 60-63
<http://www.ucm.edu.co/centro-editorial/>
centroeditorialucm@ucm.edu.co
Manizales - Caldas

Hecho en Manizales, Caldas · Colombia

CONTENIDO

Prefacio	13
Capítulo 1. Introducción	16
1.1 Generalidades sobre los humedales construidos	16
1.2 Las Aguas Residuales Domésticas (ARD)	19
1.3 Sistemas naturales de tratamiento de aguas residuales	20
1.4 Tipologías de humedales construidos	23
Referencias	26
Anexo 1. Lineamientos generales de diseño de humedales FWSCWs	31
Capítulo 2. Fundamentos y principios para el tratamiento de aguas residuales utilizando humedales construidos	33
2.1 Generalidades de diseño	34
2.2. Mínima DBO_5 de salida	35
2.3 Requerimientos de tratamiento previo para humedales de flujo subsuperficial	35

2.4 Sistemas de tratamiento secundario y postratamiento que pueden ser usados para humedales contruidos	37
2.5 Mecanismos de remoción de contaminantes	38
2.6 Remoción de nitrógeno	40
2.7 Remoción de fósforo	41
2.8 Concentración de iones de hidrógeno	42
2.9 Conceptos de velocidad superficial, carga y tiempo de residencia	42
2.10 Balance hídrico	45
Referencias	46
Capítulo 3. Diseño y operación de humedales contruidos de flujo subsuperficial horizontal (HFCWs)	53
3.1 Definición del largo del humedal	59
3.2 Ancho mínimo y ancho máximo	59
3.3 Cálculo del ancho total	61
3.4 Número de celdas	62
3.5 Zona de entrada y de salida	62
3.6 Pendiente del fondo del lecho	63
3.7 Profundidad del medio	64
3.8 Características del medio filtrante	65
3.9 Tubería de entrada y de salida	66
3.10 Nivel del agua en el lecho	67
3.11 Borde libre	67
3.12 Selección de plantas	68
3.13 Recomendaciones de operación y mantenimiento	68
3.14 Resumen de recomendaciones de diseño y dimensionamiento	70
3.15 Datos de operación y estructura de humedales contruidos de flujo subsuperficial horizontal	76
3.16 Ejemplo de diseño y dimensionamiento de humedal de flujo subsuperficial horizontal	80
3.17 Conclusiones	88
Referencias	88

Capítulo 4. Diseño y operación de humedales construidos de flujo subsuperficial vertical (VFCWs)	92
4.1 Obstrucción: causas y formas de manejo	94
4.2 Generalidades de diseño	95
4.3 Pretratamiento	96
4.4 Cálculo de área necesaria	96
4.5 Cálculo y verificación de la carga hidráulica superficial	98
4.6 Sustrato del humedal	98
4.7 Pendiente del fondo y de la superficie	102
4.8 Red hidráulica	103
4.9 Fondo	104
4.10 Selección de plantas	104
4.11 Sistema de bombeo	104
4.12 Frecuencia de pulsos	105
4.13 Recomendaciones de operación y mantenimiento	105
4.14 Datos de desempeño de humedales verticales	106
Referencias	108
Capítulo 5. Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA) como opción de tratamiento secundario previo a humedales construidos	112
5.1 Generalidades del filtro anaerobio	112
5.2 Aplicabilidad del FAFA	114
5.3 Recomendaciones generales de diseño	115
5.4 Tratamientos previos	116
5.5 Tiempo de retención hidráulico	116
5.6 Carga orgánica y velocidad superficial	117
5.7 Altura de lecho filtrante, profundidad del falso fondo y distancia entre la superficie del agua y la pared superior	119
5.8 Altura útil y altura libre	121
5.9 Volumen útil, ancho y largo del filtro	122
5.10 Carga hidrostática	123
5.11 Sistema de distribución del agua residual	124
5.12 Sistema de recolección del efluente	125

5.13 Sistema de remoción de lodos	125
5.14 Dispositivos de muestreo de lodos	126
5.15 Puertos de acceso y ventilación	126
5.16 Material filtrante	127
5.17 Aprovechamiento de biogas	128
5.18 Procedimiento general para determinación de dimensiones	129
5.19 Resumen de recomendaciones para el diseño de filtro anaerobio	130
5.20 Recomendaciones de operación y mantenimiento	135
5.21 Datos de operación de filtros anaerobios de flujo ascendente	136
5.22 Ejemplo de dimensionamiento y diseño de FAFA	141
Referencias	150
Capítulo 6. Depuración de agua rica en metales mediante humedales construidos	154
6.1 Problemática de la generación de agua rica en metales	154
6.2 Tratamiento de aguas residuales ricas en metales	156
6.3 Sistemas pasivos para depuración de agua rica en metales	156
6.4 Aplicabilidad de los humedales construidos para depuración de agua rica en metales	158
6.5 Remoción de metales en los humedales	159
6.6 Humedales aerobios	161
6.7 Vegetación: selección de plantas, según desempeño y tolerancia respecto a la toxicidad	163
6.8 Afectación de las plantas debido a la toxicidad de los metales	164
6.9 Revisión breve de estudios sobre uso de humedales construidos para depuración de aguas ricas en metales	165
6.10 Conclusiones	169
Anexo 2. Datos de depuración de aguas ricas en metales usando humedales construidos	171
Referencias	178

Capítulo 7. Dimensionamiento con base en modelos	185
7.1 Importancia y aplicabilidad de los modelos de humedales	185
7.2 Uso de velocidades de reacción	187
7.3 Sobre el uso y aplicación de modelos en estado estable	188
7.4 Revisión de literatura sobre modelado de humedales	189
7.5 Modelos	192
7.6 Dependencia de las expresiones de velocidad de reacción en función de concentración de sustrato	196
7.7 Ajuste de modelos en estado no estacionario, por minimización	197
7.8 Metodología general de estudios de modelado	199
7.9 Conclusiones	200
Referencias	208
Capítulo 8. Conclusiones generales	213

Tablas

Tabla 1. Contaminantes que pueden ser removidos por tecnologías biológicas naturales de baja tasa	23
Tabla 2. Valores límite recomendados de sólidos suspendidos totales en el flujo de entrada al humedal	37
Tabla 3. Valores límite recomendados de carga orgánica superficial aplicada, para humedal construido de flujo subsuperficial horizontal	56
Tabla 4. Valores recomendados para la Carga Hidráulica Superficial Aplicada (CHS) [cm/d]	58
Tabla 5. Valores recomendados para longitud de la zona de tratamiento (zona plantada) [m]	59
Tabla 6. Recomendaciones de valores límite para el ancho [m]	61
Tabla 7. Longitud zona de entrada (zona libre de vegetación) [m]	62
Tabla 8. Longitud zona de salida	63
Tabla 9. Valores recomendados de pendiente del fondo del lecho [m/m]	63
Tabla 10. Recomendaciones de profundidad del medio	64
Tabla 11. Diámetro del medio en zona de tratamiento	65
Tabla 12. Diámetro del medio en zona de entrada y salida	66
Tabla 13. Valores recomendados de profundidad de la capa de agua	67
Tabla 14. Valores recomendados para el diseño de humedal construido de flujo subsuperficial horizontal	70
Tabla 15. Datos de operación y estructura de humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal, localizados en países tropicales, especialmente en Colombia	76
Tabla 16. Datos de remoción de DBO_5 para humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal	79
Tabla 17. Datos del humedal diseñado en el presente estudio	86
Tabla 18. Límites recomendados para carga orgánica superficial aplicada [g/(m ² dia)]	97
Tabla 19. Límites recomendados para carga hidráulica superficial aplicada	98
Tabla 20. Recomendaciones de profundidad y granulometría de lecho	99
Tabla 21. Recomendaciones para profundidad del sustrato	100

Tabla 22. Profundidades y granulometrías recomendadas para las capas de material filtrante	101
Tabla 23. Valores recomendados de pendiente del fondo	102
Tabla 24. Valores recomendados para la tubería	103
Tabla 25. Valores recomendados de pulsos por día	105
Tabla 26. Datos de operación de humedales de flujo subsuperficial vertical, localizados en países tropicales, especialmente Colombia	106
Tabla 27. Valores recomendados de tiempo de retención hidráulico (θ)	117
Tabla 28. Valores recomendados para la carga orgánica volumétrica	118
Tabla 29. Rangos recomendados de velocidad superficial (carga hidráulica superficial)	119
Tabla 30. Rangos recomendados para la altura del lecho filtrante [m]	120
Tabla 31. Rangos recomendados de profundidad de la cámara inferior (falso fondo)	121
Tabla 32. Rangos recomendados de altura útil (Hu)	121
Tabla 33. Valores recomendados de nivel de salida del líquido sobre el lecho (altura de lámina libre)	122
Tabla 34. Valores recomendados de volumen útil	122
Tabla 35. Valores recomendados de ancho del filtro	123
Tabla 36. Valores recomendados de largo del filtro (longitud de la cámara, L)	123
Tabla 37. Valores recomendados de diámetro del medio	127
Tabla 38. Valores recomendados de porosidad del medio	128
Tabla 39. Valores recomendados de área específica del medio	128
Tabla 40. Parámetros recomendados para el diseño de Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA)	130
Tabla 41. Dimensiones de dispositivos del FAFA	134
Tabla 42. Datos de operación de FAFA, localizados en países tropicales, especialmente Colombia	137
Tabla 43. Datos de operación de filtros anaerobios a escala real en el Valle del Cauca	139
Tabla 44. Datos de remoción de DBO_5 para FAFA	140
Tabla 45. Compilación de las dimensiones para el diseño del FAFA	146

Tabla 46. Datos de operación de humedales construidos, para tratamiento de rica en metales	171
Tabla 47. Datos de eficiencia de remoción de humedales construidos para tratamiento de rica en metales, considerando pH del agua tratada y tiempo de retención hidráulico	173
Tabla 48. Dimensiones de prototipos de humedal construido en alimentación flujo continuo	176

Figuras

Figura 1. Ilustración del sistema de tratamiento, que incluye pozo séptico existente, el FAFA planteado y los humedales planteados	87
Figura 2. Vista lateral del sistema de tratamiento, que incluye pozo séptico existente, el FAFA planteado y los humedales planteados	87
Figura 3. Vista planta de FAFA planteado	147
Figura 4. Vista del corte longitudinal y el corte transversal del FAFA planteado	148
Figura 5. Vista del corte longitudinal del FAFA planteado	149
Figura 6. Vista del FAFA planteado	149
Figura 7. Concentraciones de NH_4^+ en el VFCW: estrella (datos experimentales de flujo de entrada); círculos (datos experimentales de flujo de salida); línea (simulaciones del modelo)	207

PREFACIO

El presente documento proporciona una orientación para el aprendizaje sobre el diseño de humedales construidos para tratamiento de agua residual doméstica a escala real.

Se consideran humedales de flujo subsuperficial horizontal, y humedales de flujo subsuperficial vertical. Además, como pretratamiento se considera el Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA), debido a que es la tecnología secundaria más usada en Colombia en zona rural para tratamiento de agua residual doméstica, y por tanto es muy apropiada para usar previamente al humedal. Se incluye: i) aplicabilidad, ventajas y desventajas de los humedales; ii) principios y características de funcionamiento, y datos de remoción de contaminantes; iii) datos de estructura y operación de humedales construidos en funcionamiento en países de la zona tropical y en Colombia; iv) lineamientos de diseño (estructura y operación); v) lineamientos de mantenimiento; vi) ejemplos que facilitan la comprensión de la metodología de diseño. En la parte de diseño se busca lograr adecuados niveles de remoción de materia orgánica y nutrientes y contribuir al cumplimiento de la normativa ambiental.

El libro aporta a las disciplinas de diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, y simulación. Además, tiene los siguientes beneficios en las funciones de investigación y extensión:

- En investigación. La información del libro es una base para formulación y ejecución de propuestas de proyectos de investigación y trabajos de grado que impliquen el diseño de humedales. En este aspecto se benefician grupos de investigación, y a su vez docentes y estudiantes.
- En extensión. El libro proporciona la información necesaria para la formulación y ejecución de propuestas de extensión relacionadas con diseño de humedales construidos a nivel real. En este aspecto se benefician docentes que realicen los proyectos de extensión, y empresas, comunidades o sectores donde se aplique el sistema de tratamiento.

Se recopila y organiza información de varios documentos para facilitar la comprensión de la operación de humedales construidos y los lineamientos para su diseño, enfocándose en aspectos prácticos. La diferencia respecto a documentos similares es: el orden y la integración de la información facilitan una comprensión rápida, ágil y objetiva de los temas considerados; se hace énfasis en las limitaciones de los humedales, lo cual permite realizar un diseño más adecuado; y se tiene en cuenta la relación de los humedales construidos con otros sistemas de tratamiento.

Pablo Santiago Cardona creó las figuras 1 a 6 en el marco de investigaciones realizadas en la Universidad Católica de Manizales.

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa sus agradecimientos a la Universidad Católica de Manizales por financiar el presente trabajo bajo la figura de asignación excepcional.

Además, expresa sus agradecimientos: al profesor Diego Paredes Cuervo e integrantes del grupo GIAS de la Universidad Tecnológica de Pereira, por proporcionar información sobre sistemas de tratamiento de ARD a nivel rural, especialmente sobre humedales construidos, por proporcionar las visitas a los distintos sistemas de tratamiento de ARD, y por sus comentarios y aclaraciones sobre estos sistemas. A Armando Rivas del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) por proporcionar información y orientaciones acerca de los humedales construidos, también al personal del IMTA por su colaboración. Y a Viviana Valencia (perteneciente a ACODAL en el momento de la revisión en el 2018), por la revisión general del documento.

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades sobre los humedales construidos

Los Humedales construidos (CWs por sus siglas en inglés) son tecnologías naturales de tratamiento de agua residual (Rozkošný, Křiška, Šálek, Bodík, Istenič, 2014; Alianza por el Agua, 2008). Su uso para tratamiento de aguas ha existido desde que se realiza la descarga de aguas residuales. Pero el diseño que dio inicio a los humedales construidos que se usan actualmente fue propuesto por Kathe Seidel, mediante unos estudios realizados en el Instituto Max-Planck, en los años cincuenta (Brix, 1994).

Una perspectiva del desarrollo histórico se presenta en el documento de Brix (1994), y una perspectiva breve se presenta en el documento de Hoffmann, Platzner, Winker y von Muench (2011). Brix (1994) incluye una visión de su aplicación en los años 90s, que puede considerarse como una visión relativamente actual. Su aplicabilidad y su capacidad de remoción de distintos contaminantes es abordada en: Arias y Brix (2003), Kadlec & Wallace (2009). Además, en el presente capítulo en la subsección Humedales de flujo subsuperficial, y en los capítulos correspondientes a humedales de flujo subsuperficial horizontal, y humedales de flujo subsuperficial vertical, se indica su capacidad de remoción de contaminantes y su aplicabilidad.

Inicialmente, los CWs fueron aplicados para tratamiento de agua residual doméstica y municipal. Sin embargo, se ha tenido una gran diversidad de aplicaciones para aguas residuales de origen animal e industrial, agua lluvia urbana y agrícola, aguas residuales de minería, remediación de agua subterránea, entre otros. Además, se ha logrado una gran diversidad de configuraciones de este tipo de tratamiento y una amplia difusión a nivel mundial (Kadlec & Wallace, 2009; Brix, 1994; Hoffmann et al., 2011).

Los humedales construidos no solo realizan depuración de aguas residuales, sino que también presentan otros beneficios ambientales: contribuyen a la creación y restauración de nichos ecológicos, aportan al mejoramiento paisajístico, propician en el amortiguamiento de crecidas de ríos y otros cuerpos de agua superficial, y permiten la reutilización de agua residual para riego, entre otros (Arias & Brix, 2003).

Los humedales construidos pueden ser usados para una gran variedad de aplicaciones, incluyendo (Hoffmann et al., 2011; Zhang, Jinadasa, Gersberg, Liu, Tan & Ng, 2015; Wu, Zhang, Ngo, Guo, Hu, Liang, Fan, & Liu, 2015):

- Tratamiento de agua residual municipal.
- Tratamiento de aguas residuales domésticas o aguas grises.
- Tratamiento terciario de efluentes de plantas convencionales de tratamiento de agua residual.
- Tratamiento de agua residual industrial, por ejemplo lixiviados de relleno sanitario, agua residual de refinería de petróleo, drenajes ácidos de minería, aguas residuales de la agricultura, efluentes de plantas de pasta de papel, efluentes de plantas de papel, efluentes de plantas textiles.
- Deshidratación de lodos y mineralización de lodo fecal o lodo de tanques de sedimentación.
- Tratamiento y almacenamiento temporal de agua lluvia.
- Tratamiento de agua de piscinas que no utilizan cloro.

Los humedales construidos generalmente son utilizados para remover los siguientes contaminantes en aguas residuales: materia orgánica, medida como DBO o DQO; sólidos suspendidos totales; nutrientes: fósforo y nitrógeno; patógenos y metales pesados

(Hoffmann et al., 2011). Los CWs pueden ser usados también como tratamiento secundario o terciario (Haberl, Perfler y Mayer, 1995).

Los humedales construidos utilizan procesos naturales, pero son diseñados y construidos utilizando métodos y conocimientos de la ingeniería. De hecho, imitan a los humedales naturales, utilizando plantas, suelo, y los microorganismos asociados a estos, para reducir la presencia de contaminantes del agua residual (Kivais, 2001). Comprenden un lecho que puede ser de arena, grava o suelo (Romero, 1999).

Las principales ventajas de los humedales construidos son (UN-Habitat, 2008; Wang, Zhang, Dong, Tan, 2017):

- Su construcción puede ser más económica que otras opciones de tratamiento
- Utiliza procesos naturales
- Los costos de operación y construcción son bajos, pues su construcción, operación y mantenimiento son simples
- El proceso es estable
- Buen potencial para reuso del agua y de los nutrientes.

Una de sus principales ventajas es la simplicidad de la operación y la no generación de lodos (Hoffmann et al., 2011). La expresión 'estabilidad' aplicada a un sistema biológico se refiere a permanencia de: la concentración suficiente de biomasa balanceada y activa; la estructura de la comunidad microbiana, por ejemplo, la formación de agregados, gránulos o flóculos; y la capacidad catabólica (actividad microbiana y reacciones bioquímicas) y capacidad de degradación o remoción (Guo, Wang J., Cui, Wang L., Ma, Chang & Yang, 2010; Hwu, van Beek, van Lier, Lettinga, 1997).

Las principales limitaciones son (UN-Habitat, 2008):

- Requiere áreas grandes
- Su costo es bajo en comparación con otras opciones, pero solo cuando hay disponibilidad de área de terreno
- Los criterios de diseño deben ser desarrollados para distintos tipos de agua residual y climas.

La principal limitación para la aplicación de los humedales construidos es la necesidad de áreas grandes, y su aplicación para zonas urbanas es muy limitada por esta razón. En áreas urbanas densamente pobladas, el espacio es escaso y costoso, mientras que en comunidades pequeñas hay una mayor disponibilidad. Por tanto, los humedales construidos son más adecuados en comunidades pequeñas (Hoffmann et al., 2011; Kivais, 2001). Mientras que para áreas urbanas densamente pobladas, se utilizan sistemas que ocupan menos área: el tratamiento secundario generalmente usa aireación artificial (por ejemplo en el caso de lodos activados) y el tratamiento terciario generalmente es de tipo fisicoquímico (Alianza por el Agua, 2008).

Los humedales de flujo subsuperficial requieren más espacio que una planta de lodos aireados pero menos que un sistema lagunar (Albold, Wendland, Mihaylova, Ergunsel & Galt, 2011).

Los CWs pueden no ser la tecnología más apropiada para el tratamiento de un agua residual dada, desde el aspecto de costo-efectividad, o desde la confiabilidad técnica. Por ello, para la selección de la tecnología a usar se debe evaluar la posibilidad y viabilidad de las tecnologías de tratamiento convencionales, y tecnologías de tratamiento naturales además de los CWs (Kadlec y Wallace, 2009).

1.2 Las Aguas Residuales Domésticas (ARD)

Las ARD provienen de actividades como consumo humano, preparación y cocción de alimentos y aseo personal. Sus características físicas, químicas y biológicas dependen de factores como temperatura, población, composición o estructura de la alimentación, desarrollo socioeconómico, características de los artefactos sanitarios, eficiencia en el uso del agua, entre otras. El caudal varía con el tiempo, alcanzando su pico máximo en condiciones de mayor actividad asociadas a horas de comidas y de tareas o actividades domésticas. El contaminante más significativo en las ARD son las excretas (heces y orina), y le siguen en importancia los residuos orgánicos de cocina. La materia orgánica de las ARD es biodegradada en el cuerpo de receptor (cuerpo superficial de agua, por ejemplo un acuífero,

rio, cañada), por microorganismos, que puede crecer bajo condiciones aerobia o anaerobia dependiendo del nivel de carga orgánica presente en el medio acuoso (Ministerio del Medio Ambiente, 2002).

Los vertimientos generalmente tienen una cantidad alta de microorganismos. El agua residual presenta los siguientes tipos de microorganismos: virus, bacterias, hongos, algas y protozoarios (Moeller et al., 2011). Los principales microorganismos en agua residual doméstica son los coliformes fecales, que tienen un tiempo de supervivencia de hasta 90 días, lo cual tiene un efecto de alta peligrosidad para la salud humana (Ministerio del Medio Ambiente, 2002).

1.3 Sistemas naturales de tratamiento de aguas residuales

En la selección de sistemas de tratamiento de aguas residuales domésticas (ARDs) para pequeñas aglomeraciones urbanas se debe priorizar las tecnologías naturales. Las Tecnologías naturales de tratamiento de aguas residuales (NWT por las siglas en inglés de Natural Wastewater Treatment Systems) son sistemas biológicos de tratamiento cuyo requerimiento de energía eléctrica es cero o muy pequeño. Esto en contraste con sistemas biológicos convencionales que requieren energía eléctrica para los equipos electromecánicos y para aireación artificial como es el caso de lodos activados. Otros ejemplos de sistemas biológicos convencionales son: lagunas aireadas, y sistema de biodiscos (Mara, 2006; Alianza por el Agua, 2008).

Los sistemas naturales aprovechan la capacidad de depuración del medio natural y la posibilidad de reusar el agua residual. Por un lado, la interrelación de suelo, agua, microorganismos, plantas y atmósfera hace posible lograr una mejor depuración. Por otro lado, el contenido de nutrientes de los efluentes de los sistemas de tratamiento de aguas residuales puede generar provecho económico y ambiental (Bernal, Cardona, Galvis y Peña, 2003)

En las tecnologías naturales los procesos de remoción ocurren a una menor velocidad debido a que no hay aporte de energía, y ocurren varios procesos en una única unidad. De hecho, requieren un mayor volumen o área para que el tratamiento del agua logre el nivel requerido (Mara, 2006; Alianza por el Agua, 2008).

Las tecnologías naturales para ARDs cumplen las siguientes características (Mara, 2006; Rozkošný et al., 2014; Alianza por el Agua, 2008):

- El gasto energético es mínimo (el gasto energético se refiere a la energía que requieren los equipos electromecánicos, y a la energía para aireación artificial como es el caso de lodos activados).
- La operación y mantenimiento requeridos son muy simples: de modo que la operación implica bajos costos, y el mantenimiento puede ser realizado por personal no especializado.
- Mantienen la eficiencia de remoción (porcentaje de remoción tomado en entrada y salida) y la estabilidad, a pesar de las significativas oscilaciones de carga y caudal en el flujo de agua residual.
- El manejo de los lodos generados por el sistema de tratamiento es lo más simple posible.
- El impacto ambiental es bajo.

Los sistemas naturales comprenden (Rozkošný et al., 2014; Bernal, Cardona, Galvis y Peña, 2003; Alianza por el Agua, 2008):

- Tecnologías que utilizan el suelo como medio para depuración: sistemas de aplicación superficial como filtros verdes, y sistemas de aplicación subsuperficial, como lechos filtrantes, pozos filtrantes, y zanjas.
- Humedales construidos que simulan a los humedales naturales, y comprenden: humedales de flujo libre; humedales de flujo subsuperficial, ya sea vertical u horizontal; y humedales de vegetación flotante.
- Lagunajes que simulan la depuración natural que ocurre en los ríos y lagos, incluyen lagunas de oxidación y lagunas de maduración.
- Filtros turba que se basan en la filtración del agua a través de carbon natural.

Los procesos que ocurren en las tecnologías naturales incluyen (Alianza por el Agua, 2008):

- Procesos de los tratamientos convencionales, como sedimentación, filtración, adsorción, intercambio iónico y degradación biológica.
- Procesos propios de sistemas naturales, como fotosíntesis, fotooxidación, asimilación por parte de las plantas.

En las tecnologías naturales se utiliza oxígeno para la depuración biológica realizada por bacterias. La aireación implica costos muy bajos o nulos pues se emplean métodos naturales, por ejemplo (Rozkošný et al., 2014; Alianza por el Agua, 2008):

- Fotosíntesis en el caso de lagunajes.
- Difusión de oxígeno a través de las raíces de las plantas, en el caso de humedales construidos.
- Alternancia de ciclos encharcado-secado (flujo intermitente), en el caso de filtros verdes, humedales construidos y filtros de turba.

En los métodos naturales la velocidad de aporte de oxígeno es muy baja, lo cual trae la desventaja de requerir mayor superficie. Así, el ahorro en energía se obtiene a expensas de mayor requerimiento de superficie. Este mayor requerimiento de superficie es lo que hace que su aplicación se limite a pequeñas aglomeraciones urbanas, e imposibilita su aplicación en grandes aglomeraciones urbanas. El mayor uso de volúmenes y superficies implica una amortiguación de las grandes oscilaciones. Sin embargo, cuando las oscilaciones sobrepasan su capacidad de tratamiento, el tiempo para volver a la normalidad es alto (Mara, 2006; Rozkošný et al., 2014; Alianza por el Agua, 2008).

En los métodos naturales la operación es muy fácil de realizar. Se evita en lo posible la utilización de equipos electromecánicos, de modo que la operación y mantenimiento sean simples y puedan ser realizados por personal no especializado, con el consecuente ahorro de costos (Mara, 2006; Rozkošný et al., 2014; Alianza por el Agua, 2008).

Las tecnologías biológicas naturales de baja tasa tienen capacidad de remover distintos contaminantes, como se presenta en la tabla 1 (Peña, 2003).

Tabla 1.
Contaminantes que pueden ser removidos por tecnologías biológicas naturales de baja tasa

TECNOLOGÍA	CONTAMINANTES
Laguna facultativa	i) DBO ₅ soluble en el caso de ser tratamiento secundario, ii) DBO ₅ particulada y soluble en el caso de ser tratamiento primario
Laguna de maduración	Nitrógeno y patógenos.
Humedales construidos	i) DBO ₅ soluble en el caso de ser tratamiento secundario, o ii) N y P en el caso de ser tratamiento terciario
Laguna de macrófitas	i) DBO ₅ soluble en el caso de ser tratamiento secundario, o ii) N y P en caso de ser tratamiento terciario.

1.4 Tipologías de humedales construidos

Las principales tipologías (tipologías tradicionales) de los humedales construidos son:

- De flujo subsuperficial horizontal
- De flujo subsuperficial vertical
- De flujo libre (free wáter surface)

Los humedales de flujo superficial (de flujo libre) presentan una superficie visible de agua, mientras que los de flujo subsuperficial no. Los humedales de flujo subsuperficial (SSFCWs

por sus siglas en inglés), a su vez, comprenden los de flujo horizontal y los de flujo vertical, dependiendo de la dirección del flujo a través del medio poroso (Vymazal, Brix, Cooper, Haberl, Perfler & Laber, 1998; Brix, 1994; Langergraber, Giraldi, Mena, Meyer, Peña, Toscano, Brovelli & Korkusuz, 2009; Wu et al., 2015). Todas estas tipologías comprenden vegetación emergente (Vymazal et al., 1998).

1.4.1 Humedales construidos de flujo libre

Los humedales de flujo libre (FWSCWs por sus siglas en inglés) son usados para tratamiento de agua residual doméstica, aguas ricas en metales, drenaje de minas, escorrentía pluvial urbana, desbordes de drenajes combinados, escorrentía de agricultura, residuos de ganadería y agricultura, lixiviados de relleno sanitario. De hecho, son efectivos para remoción de DBO, DQO, SST, metales. Aunque también pueden lograr bajas concentraciones de nitrógeno y fósforo si se usan tiempos de retención grandes (USEPA, 2000). Los FWSCWs aceptan flujo intermitente y niveles de agua cambiantes (Kadlec & Wallace, 2009).

Los humedales FWSCWs requieren una gran extensión de área. La necesidad de equipos mecánicos, electricidad y personal técnico calificado es muy poca. Su uso se favorece en zonas donde el costo del terreno es bajo, por ejemplo en zonas rurales (USEPA, 2000). Sus ventajas son (USEPA, 2000):

- El requerimiento de electricidad, equipos mecánicos, personal calificado es bajo
- No generan lodos
- No requiere un tratamiento posterior o disposición de residuos sólidos o lodos

Sus desventajas o limitaciones son (USEPA, 2000):

- Requiere gran extensión de terreno, de modo que puede ser inviable en lo económico o en lo técnico.
- Los componentes como metales, que son removidos del agua residual, se acumulan en el sedimento al pasar el tiempo.

Se logran grandes reducciones de DBO, SST, metales, nitrógeno y patógenos, y estas reducciones que se incrementan con la temperatura y el tiempo de retención (Romero, 1999). De hecho, la remoción alcanzada de DBO puede estar en el rango 60-80%, mientras que la remoción alcanzada de SST puede estar en el rango 50-90% (Romero, 1999). La remoción de fósforo es baja (Gorgoglione y Torreta, 2018).

Más detalles se proporcionan en el Anexo 1.

1.4.2 Humedales de flujo subsuperficial (SSFCWs por sus siglas en inglés)

Los humedales de flujo subsuperficial tienen las siguientes características (Vymazal et al., 1998; Romero, 1999): no hay un nivel de agua por encima de la superficie del lecho de material filtrante, y las raíces crecen a través del lecho.

Las plantas incorporan oxígeno a través de sus raíces. La entrada de las raíces en la capa de material filtrante permite lo siguiente (Pérez, Alfaro, Sasa, Agüero, 2013; Gorgoglione & Torreta, 2018):

- Que el oxígeno llegue a niveles de mayor profundidad
- Que la velocidad del agua sea más lenta
- Que se incremente la sedimentación de los sólidos suspendidos
- Que aumente el tiempo de retención del agua residual en la capa de material filtrante

El lecho filtrante proporciona soporte para las plantas, permite la fijación de los microorganismos y actúa como conductor hidráulico. Los microorganismos son parte fundamental en la remoción de contaminantes, al contribuir a la degradación de materia orgánica, y compuestos de nitrógeno y fósforo (Romero, Colin, Sánchez y Ortiz, 2009).

En los humedales de flujo subsuperficial, tanto vertical como horizontal, la remoción de materia en suspensión puede ser muy elevada si se utiliza área suficiente, con porcentajes de remoción mayores a 90%, generando efluentes con concentración de materia suspendida menor a 20 mg/L (García y Corzo, 2008).

Estudios previos han mostrado que ambos HFCWs y VFCWs son efectivos para remoción de DBO_5 y DQO (Zhang et al., 2015). En particular, los VFCWs son efectivos para remoción de materia orgánica y $\text{NH}_4\text{-N}$, lo cual es favorecido por las condiciones aerobias (Brix & Arias, 2005; Cooper, 1999) pero la desnitrificación es limitada (Tilley, Ulrich, Lüthi, Reymond, Zurbrugg, 2014; Kantawanichkul y Wannasri, 2013; Torres, Hernández, Fautso, Zurita, 2017).

El humedal vertical tiene un menor tiempo de retención en comparación con el humedal horizontal, que incluso es aproximadamente la mitad del tiempo de retención del humedal horizontal. Sin embargo, en el humedal vertical se requiere que el flujo de agua sea por pulsos, lo cual implica la necesidad de utilizar ya sea: bomba con gasto de energía eléctrica, o sifón autodescargante, sin gasto de energía eléctrica (Hoffmann et al., 2011).

Referencias

- Albold, A., Wendland, C., Mihaylova, B., Ergunsel, A. & Galt, H. (2011). Constructed wetlands: sustainable wastewater treatment for rural and peri-urban communities in Bulgaria. Utrecht, Netherlands: Women in Europe for a Common Future -WECF.
- Alianza por el Agua. (2008). Manual de depuración de aguas residuales urbanas. Madrid: autor.
- Arias, C. y Brix, H. (2003). Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales. Ciencia e Ingeniería Neogranadina, (13), 17-24.
- Bernal, D., Cardona, D., Galvis, A. y Peña, M. (2003). Guía de selección de tecnología para el tratamiento de aguas residuales domésticas por métodos naturales. En Instituto

- Cinara (coordinador), Memorias del Seminario Internacional sobre Métodos para el Tratamiento de Aguas Residuales. (pp. 19-27). Cali, Colombia: Universidad del Valle; Instituto Cinara.
- Brix, H. (1994). Use of constructed wetlands in water pollution control: historical development, present status, and future perspectives. *Water Science and Technology*, 30(8), 209-223.
- Brix, H. & Arias, C. (2005). The use of vertical flow constructed wetlands for on-site treatment of domestic wastewater: new danish guidelines. *Ecological Engineering*, 25(5), 491-500.
- Colombia. Ministerio del Medio Ambiente. (2002). Gestión para el manejo, tratamiento y disposición final de las aguas residuales municipales. Bogotá, Colombia: autor.
- Cooper, P. (1999). A review of the design and performance of vertical-flow and hybrid reed bed treatment systems. *Water Science and Technology*, 40(3), 1-9.
- García, J. y Corzo, A. (2008). Depuración con humedales construidos. Manuscrito no publicado. Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya.
- Gorgoglione, A. & Torreta, V. (2018). Sustainable management and successful application of constructed wetlands: a critical review. *Sustainability*, 10(11), 1-19.
- Guo, J., Wang, J., Cui, D, Wang, L., Ma, F., Chang, C. & Yang, J. (2010). Application of bioaugmentation in the rapid start-up and stable operation of biological processes for municipal wastewater treatment at low temperatures. *Bioresource Technology*, 101(17), 6622-6629.
- Haberl, R., Perfler, R. & Mayer, H. (1995). Constructed wetlands in Europe. *Water Science and Technology*, 32(3), 305-315.

- Hoffmann, H., Platzer, C., Winker, M. y von Muench, E. (2011). Revisión técnica de humedales artificiales. Eschborn, Alemania: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ.
- Hwu, C, van Beek, B, van Lier, J. & Lettinga, G. (1997). Thermophilic high-rate anaerobic treatment of wastewater containing long-chain fatty acids: effect of washed out biomass recirculation. *Biotechnology Letters*, 19(5), 453-456.
- Kadlec, R. & Wallace, S. (2009). *Treatment wetlands*. Boca Raton, FL, Estados Unidos: Taylor & Francis Group.
- Kantawanichkul, S. & Wannasri, S. (2013). Wastewater treatment performances of horizontal and vertical subsurface flow constructed wetland systems in tropical climate. *Songklanakarin Journal of Science and Technology*, 35(5), 599-603.
- Kivais, A. (2001). The potential for constructed wetlands for wastewater treatment and reuse in developing countries: a review. *Ecological Engineering*, 16(4), 545-560.
- Langergraber, G., Giraldi, D., Mena, J., Meyer, D., Peña, M., Toscano, A., Brovelli, A. & Korkusuz, E. (2009). Recent developments in numerical modelling of subsurface flow constructed wetlands. *Science of the Total Environment*, (407), 3931-3943.
- Mara, D. (2006). *Natural Wastewater Treatment*. Saffron Hill, London: The Chartered Institution of Water and Environmental Management -CIWEM.
- Moeller, G., Sandoval, L., Ramirez, A., Ramírez, E., Cardoso, L., Escalante, V., Tomasini, A., Miranda, E., Mijaylova, P. y Ortiz, G. (2011). *Tratamiento de aguas residuales*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Peña, M. (2003). Pequeños sistemas para el tratamiento de aguas residuales en Latinoamérica. En Instituto Cinara (coordinador), *Memorias del Seminario Internacional sobre Métodos para el tratamiento de Aguas Residuales*. Cali, Colombia: Universidad del Valle; Instituto Cinara.

- Pérez, R., Alfaro, C., Sasa, J. y Agüero, J. (2013). Evaluación del funcionamiento de un sistema alternativo de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales. *Uniciencia*, 27(1), 332-340.
- Romero, J. (1999). *Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Romero, M., Colin, A. Sánchez, E., y Ortiz, M. (2009). Tratamiento de aguas residuales por un sistema piloto de humedales artificiales: evaluación de la remoción de la carga orgánica. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 25(3), 157-167.
- Rozkošný, M., Kriška, M., Šálek, Bodík, I. & Istenič, D. (2014). *Natural technologies of wastewater treatment*. Bratislava, Slovakia: Global Water Partnership Central and Eastern Europe.
- Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P. & Zurbrugg, C. (2014). *Compendium of Sanitation Systems and Technologies* (2a ed.). Dübendorf, Suiza: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag).
- Torres, A., Hernández, N., Fautso, A. y Zurita, F. (2017). Evaluación de tres sistemas de humedales híbridos a escala piloto para la remoción de nitrógeno. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 33(1), 37-47.
- UN-Habitat. (2008). *Constructed wetlands manual*. Nairobi, Kenya: United Nations.
- US EPA. (2000). *Wastewater technology fact sheet free water surface wetlands*. Washington DC, USA: US EPA.
- Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P., Haberl, R., Perfler, R. & Laber, J. (1998). Removal mechanisms and types of constructed wetlands. En J. Vymazal, H. Brix, P. Cooper, M. Green, R. Haberl (Eds.). *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe* (pp.17-66). Leiden, Holanda: Backhuys Publishers.

- Wang, M., Zhang, D., Dong, J. & Tan, S. (2017). Constructed wetlands for wastewater treatment in cold climate – A review. *Journal of Environmental Sciences*, (57), 293-311
- Wu, H., Zhang J., Ngo, H., Guo, W., Hu, Z., Liang, S., Fan, J. & Liu, H. (2015). A review on the sustainability of constructed wetlands for wastewater treatment: Design and operation. *Bioresource Technology*, (175), 594-601.
- Zhang, D., Jinadasa, K., Gersberg, R., Liu, Y., Tan, S. & Ng, W. (2015). Application of constructed wetlands for wastewater treatment in tropical and subtropical regions (2000-2013). *Journal of Environmental Sciences*, (30), 30-46.



ANEXO 1. LINEAMIENTOS GENERALES DE DISEÑO DE HUMEDALES FWSCWS

Se debe tener tratamiento preliminar, al menos tratamiento primario (US EPA, 2000). En el caso de humedales FWS para tratamiento de agua residual doméstica, estos generalmente se usan como tratamiento terciario, para refinamiento de la depuración (US EPA, 2000).

Para determinar la cantidad de terreno requerido en un humedal FWSCW para obtener cierta calidad del efluente, una forma es utilizar tasas típicas de carga superficial, considerando los niveles de remoción respectivos. Cuando se pretende lograr remoción de varios contaminantes, y se cuenta con los valores de las tasas de todos ellos, el contaminante de mayor requerimiento de área determina el área del humedal (US EPA, 2000).

En los humedales FWS, se debe tener una distribución uniforme del agua residual, para evitar cortocircuitos, y así evitar desperdicio del área. Para este fin, se debe seleccionar adecuadamente el gradiente del fondo del humedal, y tener adecuadas estructuras de entrada y salida del agua (US EPA, 2000).

Se recomienda que los humedales FWS comiencen y terminen con zonas someras, de baja profundidad del agua, con el fin de facilitar la remoción de material particulado y minimizar la toxicidad para la vida silvestre (US EPA, 2000).

El humedal debe dividirse en al menos dos celdas, excepto en humedales de bajo tamaño. En sistemas de gran tamaño se debe tener al menos dos circuitos o secuencias de celdas operando en paralelo, con el fin de facilitar el mantenimiento (US EPA, 2000).

En el humedal (FWS), las plantas y los detritos generan resistencia al flujo del agua; por tanto se debe considerar el componente hidráulico. Generalmente se usa la ecuación de Manning para representar el flujo del agua en humedales FWS. A mayor trayectoria o recorrido del

agua en el humedal, mayor es la resistencia al flujo. Para evitar problemas de resistencia al flujo, se recomienda que la razón longitud/ancho sea no mayor a 4 (US EPA, 2000).

Si la tasa de evapotranspiración (ET) es alta, la concentración en el efluente puede aumentar, y también puede aumentar el tiempo de residencia (TRH) en el humedal (US EPA, 2000).

En Romero (1999) se muestran los criterios de diseño donde se incluyen datos como profundidad del agua, relación longitud/ancho y profundidad del agua.

CAPÍTULO 2.

FUNDAMENTOS Y PRINCIPIOS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES UTILIZANDO HUMEDALES CONSTRUIDOS

Al comparar los humedales construidos de flujo subsuperficial (SSFCWs por sus siglas en inglés) con los humedales construidos de flujo libre (FWSCWs por sus siglas en inglés), se encuentra que los primeros (Marín y Correa, 2010; García y Corzo, 2008):

- Presentan menor requerimiento de área, o, equivalentemente, y tienen mayor capacidad de tratamiento para una misma cantidad de área.
- No tienen efectos de olores ni vectores infecciosos como mosquitos
- Tiene un costo mayor, debido al lecho de grava.
- Presenta riesgo de obstrucción, debido al lecho de grava.

Los SSFCWs presentan una mayor área de contacto del agua con el lecho filtrante y las bacterias que los FWSCWs, lo cual reduce el requerimiento de área y aumenta la eficiencia de remoción (Langergraber et al., 2009). De hecho, en el trabajo de Vymazal et al. (1998), se muestran unos datos de área por persona de 20 m²/PE para humedal FWSCW, y un dato de 10 m²/PE para humedal SSFCW.

2.1 Generalidades de diseño

Los humedales no son unidades aisladas, puesto que siempre forman parte de un tren de tratamiento. Además, es posible tener varios tipos de humedal en un mismo sistema de tratamiento. Por ejemplo, se puede utilizar una combinación de FWSCW, VFCW y HFCW. El tratamiento convencional de agua residual municipal involucra procesos físicos, químicos y biológicos, y unos esquemas o secuencias de tratamiento que incluyen pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario. Para el planteamiento y diseño de CWs es importante tener en cuenta estos esquemas o secuencias. Es necesario tener un tratamiento primario previo al humedal para remoción de sólidos y materia orgánica (Kadlec y Wallace, 2009).

El diseño de CWs depende significativamente de los niveles de remoción y de la variabilidad para cortos y largos periodos de tiempo. Esto a su vez depende de factores como la hidráulica y los ciclos biogeoquímicos internos y los procesos biológicos. Por tanto, el entendimiento de estos factores es crucial para el diseño de CWs. A nivel mundial se han realizado importantes esfuerzos para entender dichos procesos y factores. El estudio de los humedales construidos incluye las siguientes áreas: hidráulica, teoría de reactores, diseño de reactores, construcción, costos, y operación y mantenimiento (O&M) (Kadlec y Wallace, 2009).

Para el cálculo del porcentaje de remoción de contaminantes, se debe tener en cuenta el caudal, puesto que las concentraciones de los contaminantes en el flujo de entrada y flujo de salida son afectadas por la precipitación, la evaporación y la evapotranspiración. A este fin, es recomendable utilizar masas y no concentraciones (Romero, Colin, Sánchez y Ortiz, 2009). Para el modelado, se deben tener en cuenta las pérdidas de agua mediante el balance hídrico (Kadlec & Wallace, 2009; Gargallo, Martín, Oliver y Hernández-Crespo, 2017).

En países tropicales, en humedales SSFCW a escala real se han utilizado varias especies, incluyendo *Phragmites australis*, *Cyperus papyrus*, *Typha angustifolia*, *Typha latifolia*, *Arundo donax*, y otras especies del género *Phragmites*, *Typha* y *Scirpus* (Zhang et al., 2015). En

Colombia, en humedales SSFCWs a escala real, es común el uso de heliconia, y Phragmites australis, entre otros (González, 2014; Arroyave, 2010).

2.2. Mínima DBO_5 de salida

Se debe tener en cuenta que en un humedal construido, generalmente la DBO_5 final da mayor a 25 mg O_2/L ; y es muy escaso una DBO_5 por debajo de 7 mg/L. Por tanto, se recomienda no pretender obtener DBO_5 por debajo de 25 mg/L (Londoño y Marín, 2009; Lahora, 2003).

En Colombia la Resolución 0631 de 2015 establece los parámetros y valores límites para vertimientos a cuerpos de agua superficial y a sistemas de alcantarillado público. Respecto a los vertimientos puntuales de aguas residuales domésticas a cuerpos de agua superficial por parte de las soluciones individuales de saneamiento, estipula un límite de DQO de 200 mg/L. La Resolución 0330 de 2017 adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico -RAS.

Si se pretende hacer reuso, el diseño debe tener en cuenta los requerimientos de calidad del efluente. El tipo de reuso más común es la irrigación agrícola (Albold et al., 2011). En Colombia se tiene una normativa para reuso, es la Resolución número 1207 de 2014, por la cual se adoptan disposiciones relacionadas con el reuso de aguas residuales tratadas.

2.3 Requerimientos de tratamiento previo para humedales de flujo subsuperficial

Los humedales construidos de flujo subsuperficial (SSFCW por sus siglas en inglés) son muy adecuados como unidad de tratamiento terciario de aguas residuales. En este caso, al recibir una menor carga orgánica se reduce el área superficial (Hoffmann et al., 2011).



En SSFCW hay que tener en cuenta que una carga muy grande de sólidos suspendidos genera una obstrucción prematura. Un contenido muy alto de materia en suspensión, mayor a 50mg/L, de tipo inorgánico u orgánico recalcitrante, tiene gran posibilidad de generar una prematura obstrucción. Esto puede pasar, por ejemplo, si no hay adecuado pretratamiento de desarenación (Kivais, 2001; García y Corzo, 2008).

Por tanto, se requiere tratamiento para el afluente a los SSFCW de tipo primario, con el fin de remover sólidos en suspensión, y así evitar la obstrucción del humedal. Por ejemplo, se puede usar tanque séptico o tanque Imhoff (Langergraber et al., 2009; Vymazal et al., 1998; Hoffmann et al., 2011). Se recomienda que el tratamiento previo de lugar a una DQO máxima de 500 mg/L (Gutterer, Sasse, Panzerbieter & Reckerzugel, 2009; Ministerio de Comercio Exterior y Turismo, 2008).

La mejor forma para obtener el menor requerimiento de área de humedal, es plantear un eficiente pre-tratamiento y tratamiento secundario, previos al humedal. Esto implicaría una menor carga orgánica y por tanto una menor área de humedal (Hoffmann et al., 2011; US EPA, 2000).

En la tabla 2 se presentan valores límite recomendados de sólidos suspendidos totales en el afluente del humedal.

Tabla 2.
Valores límite recomendados de sólidos suspendidos totales en el flujo de entrada al humedal

VALOR LÍMITE	REFERENCIA
50 mg/L	García y Corzo (2008, p.12)
100 mg/L	Hoffmann et al. (2011, p.19)
20 g SST / (m ² d) (para obtener efluente con SST ≤ 30 mg/L)	USEPA (2000, p.108)

2.4 Sistemas de tratamiento secundario y postratamiento que pueden ser usados para humedales contruidos

En esta subsección se mencionan brevemente los sistemas naturales, aerobios y anaerobios, que pueden ser usados para tratamiento previo (como tratamiento secundario) o tratamiento posterior (tratamiento terciario) a los humedales contruidos.

Los sistemas naturales de tratamiento secundario más representativos son (Romero, 1999):

- Filtro anaerobio
- Sistema Ascensional de Manto de Lodos Anaerobio (UASB)
- Laguna de oxidación: laguna anaerobia, y laguna facultativa
- Humedal construido

Los sistemas anaerobios presentan las siguientes ventajas (Torres, 2012):

- No requiere energía para aireación
- El requerimiento de área es bajo
- La generación de lodos es baja
- El lodo en exceso es estabilizado en el mismo sistema, por tanto no requiere estabilización adicional

En el caso de tratamientos anaerobios se puede requerir un sistema de postratamiento para aumentar en cantidad la remoción de contaminantes, y así lograr los porcentajes de remoción requeridos. Comúnmente, los efluentes de tratamientos terciarios presentan una DBO_5 de 0-30mg/L (Arroyave, 2010).

Los postratamientos más usados son: tanques sedimentadores, lagunas de oxidación (ya sea tipo facultativo o tipo aerobio), reactores aerobios secundarios, y humedales construidos (Ministerio de Desarrollo Económico, 2000). Las lagunas aerobias pueden lograr buena remoción de metales pesados, patógenos y nutrientes (Ministerio de Desarrollo Económico, 2000).

2.5 Mecanismos de remoción de contaminantes

En los humedales construidos, la depuración del agua involucra procesos físicos, químicos y biológicos interrelacionados y de gran complejidad, en los cuales las plantas tienen una significativa influencia (Pérez, Alfaro, Sasa y Agüero, 2013; García y Corzo, 2008; Xuan, Chang, Daranpob & Wanielista, 2010).

La remoción de contaminantes en humedales construidos depende de mecanismos de almacenamiento, transformación y degradación (Wallace, Nivala, Meyers, 2008). En el caso de agua residual doméstica, la remoción de contaminantes se debe principalmente a (Colin, Sánchez y Ortiz, 2009; García y Corzo, 2008):

- La sedimentación, que se favorece mientras aumenta el tiempo de retención hidráulico
- La retención de sólidos suspendidos por acción filtrante del lecho
- La degradación que se debe a actividad biológica

En SSFCW, la remoción de sólidos en suspensión se lleva a cabo mediante filtración, por el material de soporte (Lovera, Quipuzco, Laureano, Becerra y Valencia, 2006).

En FWSCW los principales mecanismos de remoción de contaminantes son: sorción (adsorción), biodegradación, precipitación, y absorción (absorción al interior de la planta) (Gessner, Kadlec & Reaves, 2005).

Generalmente, gran parte de la materia orgánica es materia orgánica particulada, la cual es removida por filtración (García y Corzo, 2008). La remoción de DBO y nitrógeno se debe a degradación biológica por microorganismos que se adhieren al suelo y a las raíces de las plantas (Perez et al., 2014; Gholizadeh, Gholami, Davoudi, Rastegar & Miri, 2015).

La degradación biológica es llevada a cabo por macro organismos y micro organismos heterótrofos, de tipo aerobio y anaerobio, que toman los compuestos orgánicos, y parte de estos compuestos orgánicos son transformados a biomasa. En su mayor parte, las reacciones químicas son de oxido-reducción (Romero et al., 2009).

La remoción de contaminantes depende de: concentraciones en el flujo de entrada y tiempo de retención hidráulico; condiciones hidrodinámicas, tales como dimensiones del humedal, porosidad y conductividad del medio; y temperatura y pH (Xuan et al., 2010).

En los SSFCW, las plantas influyen en la hidráulica y la eficiencia de remoción. En la hidráulica las plantas aumentan la evapotranspiración (ET) y disminuyen la dispersión del flujo. Y en la remoción las plantas aumentan la concentración de oxígeno disuelto (DO) y toman nutrientes, además las raíces proporcionan área superficial para el desarrollo de la biopelícula (Langergraber et al., 2009). En la remoción de nutrientes en SSFCW el efecto de absorción (sorción) por parte de la planta puede ser significativo en comparación con la degradación biológica (Saeed & Sun, 2011a).

Las transformaciones de DBO y nitrógeno a bajas concentraciones dependen significativamente de la biomasa microbial (Wynn & Liehr, 2001).

2.6 Remoción de nitrógeno

En los humedales construidos, la remoción de nitrógeno ocurre principalmente por amonificación (ammonification), nitrificación-denitrificación, y absorción por la planta (plant uptake) (Xuan et al., 2010). La nitrificación y la denitrificación dependen del crecimiento microbial (Wynn & Liehr, 2001).

La nitrificación (conversión de amonio a nitratos y nitritos) es considerada como el paso limitante para la remoción de nitrógeno, a menos que el flujo de entrada esté nitrificado o que la capa superior del medio filtrante presente una mayor difusión de oxígeno (Xuan et al., 2010). La nitrificación se debe a bacterias autótrofas. La nitrificación es estrictamente aeróbica, y solo ocurre si hay alta concentración de oxígeno disuelto. Además, la nitrificación disminuye para bajas concentraciones de oxígeno y baja temperatura (Langergraber & Simunek, 2005; Wynn & Liehr, 2001). En los CWs, la nitrificación comprende los siguientes pasos:

- El amoníaco se combina con componentes orgánicos, generando amonio (NH_4^+)
- Amonio (NH_4^+) es convertido a nitritos (NO_2^-) y a nitratos (NO_3^-), en presencia de bacterias que oxidan amoníaco y bacterias que oxidan nitritos.

Estas dos reacciones conforman la nitrificación (Xuan et al., 2010). Un esquema se presenta en el estudio de Abou-Elela, Golinielli, Abou-Taleb, Hellal (2013). El rango óptimo de pH para nitrificación es 7.0-9.0 (Xuan et al., 2010). El rango de temperatura óptima para crecimiento de bacterias autótrofas es de 15 a 35 °C, mientras que su pH óptimo es de 6 a 9 (Wynn & Liehr, 2001).

La nitrificación es función del crecimiento de bacterias Litoautótrofas. La utilización de nitrógeno por microorganismos puede ser descrita como el producto de crecimiento de

biomasa y el nitrógeno en la biomasa microbial. La concentración de bacterias autótrofas depende del crecimiento y la muerte microbial. El crecimiento microbial es limitado por la concentración de amonio (NH_4), oxígeno disuelto (DO), temperatura y pH (Wynn & Liehr, 2001).

La denitrificación generalmente es considerada como un proceso de degradación microbiano rápido. Este depende de la disponibilidad de NO_3 , carbono orgánico y la presencia de condiciones anóxicas/anaerobias (Saeed & Sun, 2011b; Saeed & Sun, 2011a; Gholizadeh et al., 2015). La denitrificación requiere la presencia de una fuente de carbono (Wynn & Liehr, 2001).

2.7 Remoción de fósforo

La remoción de fósforo ocurre principalmente por precipitación de fósforo particulado (Xuan et al., 2010). La precipitación de fósforo inducida biológicamente ocurre en mayor medida a pH mayores a 7.8, pero a pH cercano a 7 y en el rango 7.0 a 7.8 también ocurre (Maurer, Abramovich, Siegrist & Gujer, 1999).

Aunque hay varias formas de transporte de fósforo, solamente la sedimentación sobre el suelo proporciona un almacenamiento neto a largo plazo. La mayor cantidad de fósforo almacenado se presenta en suelo y sedimentos. Del fósforo almacenado restante, la mayor cantidad se presenta en plantas y en detritos (Kadlec & Wallace, 2009).

Las principales formas de remoción de fósforo en humedales son: adsorción (sobre el suelo), almacenamiento en biomasa (biomass storage), y acrecimiento (accretion, que consiste de almacenamiento en forma de nuevos residuos sólidos y sedimentos provenientes de material de plantas, microfauna y microflora) (Kadlec & Wallace, 2009).

La remoción de fósforo es baja en la mayoría de CWs, y se mantiene cerca al 50% (Zhang et al., 2015).

2.8 Concentración de iones de hidrógeno

En los CWs, el pH de salida depende de: pH de entrada, tipo de humedal (sea FWSCW o SSFCW), densidad de la vegetación y presencia de zonas sin vegetación. En los FWSCWs con buena densidad de vegetación, el pH en el flujo de salida es cercano a neutro, así el agua en el flujo de entrada sea ácida o básica. En los FWSCWs, la línea de tendencia anual (a lo largo del año) de pH en el flujo de salida generalmente se mantiene en un rango estrecho, cercano a valor neutro. Por ejemplo, en un humedal de Florida (USA), la tendencia anual de pH en flujo de salida varía de 6.7 a 6.9. En el caso de SSFCWs, estos también tienden a neutralizar el pH y a moderar las variaciones de pH del flujo de entrada. Por ejemplo, en varios humedales de Noruega, Australia, Nueva Zelanda, Estados Unidos y República Checa), el pH promedio estuvo en el rango 7.1 a 7.5 (Kadlec & Wallace, 2009).

Microorganismos: en los CWs se presenta una gran variedad de microorganismos entre los que se incluyen algas y bacterias, donde es importante la presencia de algas (Kadlec & Wallace, 2009).

2.9 Conceptos de velocidad superficial, carga y tiempo de residencia

Para evaluar o verificar los parámetros de operación de CWs, es necesario conocer la definición de velocidad superficial, carga hidráulica superficial y carga orgánica superficial aplicada.

La velocidad superficial (superficial water velocity, u) es la velocidad correspondiente al humedal vacío. Para un humedal de flujo subsuperficial horizontal, la velocidad superficial se define como (Kadlec & Wallace, 2009):

$$u = \frac{Q}{hW}$$

Donde:

- Q es el caudal
- h es la profundidad del agua
- W es el ancho del humedal
- hW es el área perpendicular al flujo.

La carga hidráulica superficial, (hydraulic loading rate -HLR) (q), es la cantidad de agua que recibe un sitio en un periodo determinado de tiempo. Se define como (Kadlec & Wallace, 2009):

$$q = \frac{Q}{A}$$

Donde:

- Q es el caudal
- A es el área del humedal: superficie de humedal, área mojada. Se obtiene a partir de las dimensiones de largo y ancho.

La carga orgánica superficial aplicada (AOLR por sus siglas en inglés), se obtiene por la siguiente expresión (US EPA, 2000):

$$AOLR = \frac{Q \cdot DBO}{A_s}$$

Donde DBO es para el flujo de entrada, Q es el caudal en el flujo de entrada, A_s es el área superficial del humedal, O superficie.

El tiempo de detención hidráulico representa la cantidad de tiempo que le toma al agua para fluir a través del sistema. El tiempo de detención real se define como:

$$\tau = \frac{V_{\text{activo}}}{Q} = \varepsilon \frac{A_{\text{activo}} h}{Q}$$

Donde: Q es el caudal; V_{activo} es el volumen del sistema que contiene agua en flujo activo (volumen de agua en flujo activo); A_{activo} es área del sistema que contiene agua en flujo activo; h es la profundidad de la capa de agua; ε es la porosidad del medio (Kadlec & Wallace, 2009).

El tiempo de detención nominal se define como:

$$\tau_n = \frac{V_{\text{nominal}}}{Q} = \frac{(LWh)_{\text{nominal}}}{Q}$$

Donde $(LWh)_{\text{nominal}}$ es el volumen nominal del sistema, Q es el caudal (Kadlec & Wallace, 2009).

En el estudio de Hua, Kong, Ji y Li (2018), se define como tiempo de detención teórico:

$$\tau = \frac{V\varepsilon}{Q}$$

Donde ε es la porosidad del medio. Y se tiene en cuenta que no todo el volumen corresponde a flujo activo, por lo cual este no es un tiempo de detención real sino teórico.

La carga hidráulica es inversamente proporcional al tiempo de detención nominal:

$$q = \frac{\varepsilon d}{t}$$

Donde q es la carga hidráulica, t es el tiempo de retención nominal, ε es la porosidad (fracción de agua en la zona de capa de agua), d es la profundidad de la capa de agua (Kincanon & McAnally, 2004).

En el caso de VFCW no-saturado, se han reportado tiempos de residencia hidráulica en el rango de 51 a 52 minutos hallado por estudio de trazadores. En estos, el contenido de agua fue determinado por medición gravimétrica para condiciones no saturadas (Giraldi, deMichieli, Zaramella, Marion & Ianelli, 2009).

2.10 Balance hídrico

El balance hídrico global para CWs, omitiendo escorrentía de cuenca, pérdidas de banco (bank loss), infiltración hacia corrientes subsuperficiales, y deshielo, es:

$$\frac{dV}{dt} = Q_i - Q_o + PA - (ET)A$$

Donde V es el volumen de agua en el humedal (m^3), Q_i es el caudal de entrada (m^3/d), Q_o es el caudal de salida (m^3/d), P es la tasa de precipitación (m/d), A es el área superficial del humedal (m^2), ET es la tasa de evapotranspiración (m/d). La evapotranspiración (ET) consiste de pérdidas hídricas hacia la atmósfera, que ocurren a través de evaporación y transpiración (que ocurre a través de la planta). La ET depende de la temperatura del agua y de la radiación solar. Como ejemplo, la ET de un humedal en Phoenix, Arizona, en el lapso de 1995 a 1999, está en el rango de 0 a 13 mm/d (Kadlec & Wallace, 2009).

Referencias

- Abou-Elela, S., Golinielli, G., Abou-Taleb, E. & Hellal, M. (2013). Municipal wastewater treatment in horizontal and vertical flows constructed wetlands. *Ecological Engineering*, (61), 460-468.
- Albold, A., Wendland, C., Mihaylova, B., Ergunsel, A. & Galt, H. (2011). Constructed wetlands: sustainable wastewater treatment for rural and peri-urban communities in Bulgaria. Utrecht, Netherlands: Women in Europe for a Common Future -WECEF.
- Alianza por el Agua. (2008). Manual de depuración de aguas residuales urbanas. Madrid: autor.
- Arias, C. y Brix, H. (2003). Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, (13), 17-24.
- Arroyave, A. (2010). Efectos del tipo de vegetación y de las variaciones de profundidad en la eficiencia de remoción de patógenos en humedales construidos de flujo subsuperficial. (Tesis de maestría). Universidad Tecnológica de Pereira, Pereira, Colombia.
- Bernal, D., Cardona, D., Galvis, A. y Peña, M. (2003). Guía de selección de tecnología para el tratamiento de aguas residuales domésticas por métodos naturales. En Instituto Cinara (coordinador), *Memorias del Seminario Internacional sobre Métodos para el Tratamiento de Aguas Residuales*. (pp. 19-27). Cali, Colombia: Universidad del Valle; Instituto Cinara.
- Brix, H. & Arias, C. (2005). The use of vertical flow constructed wetlands for on-site treatment of domestic wastewater: new danish guidelines. *Ecological Engineering*, 25(5), 491-500.

- Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. (2000). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico –RAS: tratamiento de aguas residuales. Bogotá: autor.
- Colombia. Ministerio del Medio Ambiente. (2002). Gestión para el manejo, tratamiento y disposición final de las aguas residuales municipales. Bogotá: autor.
- Colombia. Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. Resolución 1207 de 2014. Por la cual se adoptan disposiciones relacionadas con el uso de aguas residuales tratadas. Diario Oficial 49.242. (13 de agosto de 2014).
- Colombia. Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. Resolución 0631 de 2015. Por la cual se establecen los parámetros y valores límites máximos permisibles en los vertimientos puntuales a cuerpos de agua superficiales y a sistemas de alcantarillado público. Diario Oficial No. 49.486 (18 de abril de 2015).
- Colombia. Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. Resolución 0330 de 2017. Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico –RAS. Diario Oficial No. 50.267 (8 de junio de 2017).
- Cooper, P. (1999). A review of the design and performance of vertical-flow and hybrid reed bed treatment systems. *Water Science and Technology*, 40(3), 1-9.
- García, J. y Corzo, A. (2008). Depuración con humedales construidos. Manuscrito no publicado. Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya.
- Gargallo, S., Martín, M., Oliver, N. & Hernández-Crespo, C. (2017). Sedimentation and resuspension modelling in free water surface constructed wetlands. *Ecological Engineering*, (98), 318-239.
- Gessner, T., Kadlec, R. & Reaves, R. (2005). Wetland remediation of cyanide and hydrocarbons. *Ecological Engineering*, 25(4), 457-469.

- Gholizadeh, A., Gholami, M., Davoudi, R., Rastegar, A. & Miri, M. (2015). Efficiency and kinetic modeling of removal of nutrients and organic matter from a full-scale constructed wetland in Qasre-Shirin, Iran. *Environmental Health Engineering and Management Journal*, 2(3), 107-116.
- Giraldi, D., deMichieli, M., Zaramella, M., Marion, A. & Ianelli, R. (2009). Hydrodynamics of vertical subsurface flow constructed wetlands: tracer tests with rhodamine WT and numerical modelling. *Ecological Engineering*, (35), 265-273.
- González, M. (2014). Efecto en la variación de la altura laminar en la remoción de patógenos y nitrógeno en humedales construidos de flujo subsuperficial vertical tratando aguas residuales domésticas en condiciones tropicales (Tesis de maestría). Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia.
- Gutterer, B., Sasse, L., Panzerbieter, T. & Reckerzugel, T. (2009). Decentralised wastewater treatment systems and sanitation in developing countries. Bremen, Alemania: Bremen Overseas Research and Development Association -BORDA.
- Hoffmann, H., Platzner, C., Winker, M. y von Muench, E. (2011). Revisión técnica de humedales artificiales. Eschborn, Alemania: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ.
- Hua, G., Kong, J. & Li, M. (2018). Influence of clogging and resting processes on flow patterns in vertical flow constructed wetlands. *Science of the Total Environment*, (621), 1142-1150.
- Kadlec, R. & Wallace, S. (2009). *Treatment wetlands*. Boca Raton, FL, Estados Unidos: Taylor & Francis Group.
- Kantawanichkul, S. & Wannasri, S. (2013). Wastewater treatment performances of horizontal and vertical subsurface flow constructed wetland systems in tropical climate. *Songklanakarin Journal of Science and Technology*, 35(5), 599-603.

- Kincanon, R. & McAnally, A. (2004). Enhancing commonly used model predictions for constructed wetland performance: as-built design considerations. *Ecological Modelling* (174), 309-322.
- Kivaisi, A. (2001). The potential for constructed wetlands for wastewater treatment and reuse in developing countries: a review. *Ecological Engineering*, 16(4), 545-560.
- Lahora, A. (2003). Depuración de aguas residuales mediante humedales artificiales: la EDAR de Los Gallardos (Almería). En M. Paracuellos (Ed.). *Ecología, manejo y conservación de los humedales* (pp. 99-112). Almería, España: Instituto de Estudios Almerienses.
- Langergraber, G., Giraldo, D., Mena, J., Meyer, D., Peña, M., Toscano, A., Brovelli, A. & Korkusuz, E. (2009). Recent developments in numerical modelling of subsurface flow constructed wetlands. *Science of the Total Environment*, (407), 3931-3943.
- Langergraber, G. & Simunek, J. (2005). Modeling variably saturated water flow and multicomponent reactive transport in constructed wetlands. *Vadose Zone Journal* (4), 924-938.
- Lara, J. (1999). Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales. (Tesis de maestría). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Londoño, L. y Marín, C. (2009). Evaluación de la eficiencia de remoción de materia orgánica en humedales artificiales de flujo horizontal subsuperficial alimentados con agua residual sintética. (Tesis de pregrado). Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia.
- Lovera, D., Quipuzco, L., Laureano, G., Becerra, C. y Valencia, N. (2006). Adaptación de un sistema de tratamiento de aguas residuales en la comunidad urbana de Lacabamba, región Ancash-Perú, usando tecnologías de humedales artificiales. *Revista del Instituto de Investigaciones FIGMMG*, 9(18), 32-43.

- Marín, J. y Correa, JC. (2010). Evaluación de la remoción de contaminantes en aguas residuales en humedales artificiales utilizando la *Guadua angustifolia* Kunth. (Tesis de pregrado). Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia.
- Maurer, M., Abramovich, D., Siegrist, H. & Gujer, W. (1999). Kinetics of biologically induced phosphorus precipitation in waste-water treatment. *Water Research*, 33(2), 484-493.
- Peña, M. (2003). Pequeños sistemas para el tratamiento de aguas residuales en Latinoamérica. En Instituto Cinara (coordinador), *Memorias del Seminario Internacional sobre Métodos para el tratamiento de Aguas Residuales*. Cali, Colombia: Universidad del Valle; Instituto Cinara.
- Pérez, R., Alfaro, C., Sasa, J. y Agüero, J. (2013). Evaluación del funcionamiento de un sistema alternativo de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales. *Uniciencia*, 27(1), 332-340.
- Perez, M., Hernández, J., Bossens, J., Jiménez, T., Rosa, E. & Tack, F. (2014). Vertical flow constructed wetlands: kinetics of nutrient and organic matter removal. *Water Science & Technology*, 70(01), 76-81.
- Perú. Ministerio de Comercio Exterior y Turismo. (2008). *Manual técnico de difusión sistema de tratamiento de aguas residuales para albergues en zonas rurales*. Lima, Perú: autor.
- Romero, J. (1999). *Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Romero, M., Colin, A. Sánchez, E., y Ortiz, M. (2009). Tratamiento de aguas residuales por un sistema piloto de humedales artificiales: evaluación de la remoción de la carga orgánica. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 25(3), 157-167.
- Saeed, T. & Sun, G. (2011a). Kinetic modeling of nitrogen and organics removal in vertical and horizontal flow wetlands. *Water Research*, 45(10), 3137-3152.

- Saeed, T. & Sun, G. (2011b). The removal of nitrogen and organics in vertical flow wetland reactors: predictive models. *Bioresource Technology*, (102), 1205-1213.
- Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P. & Zurbrugg, C. (2014). *Compendium of Sanitation Systems and Technologies* (2a ed.). Dübendorf, Suiza: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag).
- Torres, P. (2012). Perspectivas del tratamiento anaerobio de aguas residuales domésticas en países en desarrollo. *Revista EIA*, 9(18), 115-129.
- Torres, A., Hernández, N., Fautso, A. & Zurita, F. (2017). Evaluación de tres sistemas de humedales híbridos a escala piloto para la remoción de nitrógeno. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 33(1), 37-47.
- UN-Habitat. (2008). *Constructed wetlands manual*. Nairobi, Kenya: United Nations.
- US EPA. (2000). *Constructed wetlands treatment of municipal wastewaters*. Cincinnati, Ohio: autor.
- Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P., Haberl, R., Perfler, R. & Laber, J. (1998). Removal mechanisms and types of constructed wetlands. En J. Vymazal, H. Brix, P. Cooper, M. Green, R. Haberl (Eds.). *Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe* (pp. 17-66). Leiden, Holanda: Backhuys Publishers.
- Wallace, S., Nivala J. & Meyers, T. (2008). Statistical analysis of treatment performance in aerated and nonaerated subsurface flow constructed wetlands. In J. Vymazal (Ed.). *Wastewater treatment, plant dynamics and management in constructed and natural wetlands* (pp. 172-180). Dordrecht, Países Bajos: Springer Science+Business Media B.V.
- Wynn, T. & Liehr, S. (2001). Development of a constructed subsurface-flow wetland simulation model. *Ecological Engineering*, (16), 519-536.

Xuan, Z., Chang, N., Daranpob, A. & Wanielista M. (2010). Modeling subsurface upflow wetlands systems for wastewater effluent treatment. *Environmental Engineering Science* 27(10), 879-888.

Zhang, D., Jinadasa, K., Gersberg, R., Liu, Y., Tan, S. & Ng W. (2015). Application of constructed wetlands for wastewater treatment in tropical and subtropical regions (2000-2013). *Journal of Environmental Sciences*, (30), 30-46.

CAPÍTULO 3.

DISEÑO Y OPERACIÓN DE HUMEDALES CONSTRUIDOS DE FLUJO SUBSUPERFICIAL HORIZONTAL (HFCWS)

Los humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal (HFCWs por sus siglas en inglés) también son conocidos como 'biofiltro de flujo horizontal'. Las aguas residuales pasan de forma horizontal a través de un lecho filtrante sobre el cual crecen plantas acuáticas (Ministerio de Comercio Exterior y Turismo, 2008).

El humedal de flujo subsuperficial horizontal es ideal como tratamiento terciario, para agua residual que haya pasado por tratamiento secundario. También puede tratar directamente agua gris con sedimentación previa (Gutterer et al., 2009; Ministerio de Comercio Exterior y Turismo, 2008).

La alternativa es la laguna, y su ventaja es que mantiene el agua por debajo de la superficie del medio filtrante, de modo que evita olores y generación de insectos. Su operación es simple, y el mantenimiento requerido es muy poco si son bien diseñados y construidos. Su principal problema operacional es la obstrucción. A este fin, el agua debe ser pretratada, de modo que se remuevan los sólidos suspendidos (Gutterer et al., 2009).

Puede lograr una alta remoción de Sólidos suspendidos, DBO y DQO, pero la remoción de nutrientes es baja. Sin embargo, logra una alta remoción de nitratos (UN-Habitat, 2008).

El HFCW comprende: i) material filtrante, ya sea grava, piedra volcánica o confitillo; ii) plantas acuáticas, por ejemplo caña brava, papiro, iii) codos y tubos de PVC, con un diámetro de 2 pulgadas, iv) sistemas de impermeabilización, mediante geo-membranas, v) pilas rectangulares en los extremos, cuya profundidad es de 60-100cm, vi) zonas de distribución: son rellenos de material grueso, de 5-10cm de diámetro, que van adyacentes a las pilas rectangulares, vii) la parte principal del lecho filtrante que es una capa horizontal de material de 0.5-15mm de diámetro; viii) caja de recolección, que recoge el agua antes de su descarga final. El agua residual realiza un recorrido que dura de tres a cinco días, empezando por la zona de distribución de entrada, sigue un recorrido horizontal a través del lecho filtrante, pasa luego por la zona de distribución final, llega a la caja de recolección y luego es descargada a algún terreno o cuerpo de agua. Durante este recorrido el agua tiene contacto con dos tipos de zonas, zonas aeróbicas, localizadas en las cercanías de las raíces de las plantas, y zonas anaeróbicas, localizadas lejos de las raíces de las plantas. En su recorrido, el agua es descontaminada por procesos como sedimentación, filtración, y por el trabajo de varios microorganismos (Ministerio de Comercio Exterior y Turismo, 2008).

En los humedales de flujo subsuperficial horizontal, la remoción de sólidos suspendidos ocurre en una mayor parte cerca de la zona de entrada. En el trabajo de García y Corzo (2008) se muestra un ejemplo de un HFCW de 16m de largo, en el cual la mayor parte de la remoción se efectúa en los primeros 4 m.

Ventajas de los HFCWs (Tilley et al., 2014):

- Logra una alta reducción de dbo y sólidos suspendidos
- No presenta problema de presencia de mosquitos (lo cual lo diferencia del humedal de flujo libre)
- No requiere energía eléctrica
- Los costos operacionales son bajos.

Desventajas (Tilley et al., 2014):

- Requiere grandes áreas de terreno
- La remoción de nutrientes es baja
- Presenta riesgo de obstrucción, que depende del pretratamiento y tratamiento primario
- El período de arranque es largo
- Requiere de personal experto para diseño y construcción.

Su diseño requiere comprensión del proceso de tratamiento y una buena selección el medio filtrante (Gutterer et al., 2009). En el diseño se deben evaluar las siguientes características: localización geográfica, características del suelo, localización de cuerpos de agua, topografía, entre otras. Además, se debe tener en cuenta: conductividad hidráulica del lecho, granulometría del lecho, y utilizar flujo sumergido. Detalles sobre el diseño de humedales de flujo subsuperficial horizontal se encuentran en Ministerio de Desarrollo Económico (2000) y Lara (1999).

El principal problema operacional de los HFCWs es la obstrucción en la zona de entrada. Esto se debe a la acumulación de sólidos suspendidos o la obstrucción de la biopelícula. A su vez, esto se debe a (Hoffmann et al., 2011):

- Pretratamiento deficiente
- Carga superficial aplicada mayor a la de diseño
- Área de entrada menor que la requerida
- Material filtrante de diámetro muy pequeño.

A este fin, se recomienda lo siguiente (Hoffmann et al., 2011):

- Asegurar que el tratamiento previo al humedal sea eficiente y adecuado, y que logre una suficiente remoción de sólidos suspendidos
- Utilizar piedras o grava gruesa en la zona de entrada, de tal forma que el agua residual se distribuya uniformemente a lo largo del ancho del lecho. Una mejor opción es utilizar un gavión de 2m de largo
- Realizar un adecuado diseño hidráulico, utilizando la Ley de Darcy

Definición del área con base en la carga orgánica superficial aplicada

Para el dimensionamiento del humedal, específicamente la definición del área, el principal criterio es la carga orgánica superficial aplicada, en $g/(m^2 \cdot dia)$. Para el caso de humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal, una opción de diseño es utilizar la ecuación de ajuste de datos en función del tiempo de retención hidráulico. Sin embargo, el documento de la USEPA (2000) indica que esta ecuación no logra un ajuste mayoritario para los datos que se tienen de distintos humedales, y se presenta una dispersión muy alta. Por tanto, se recomienda utilizar el criterio de carga orgánica superficial aplicada, combinado con el análisis de datos de operación y diseño de humedales existentes en una zona cercana. En la tabla 3 se muestran datos recomendados para carga orgánica.

Tabla 3.

Valores límite recomendados de carga orgánica superficial aplicada, para humedal construido de flujo subsuperficial horizontal

VALOR	REFERENCIA
13,5 gDBO/($m^2 \cdot d$) (valor recomendado por la USEPA)	Kivais (2001, p.554)
15 gDBO/($m^2 \cdot d$)	Vymazal et al. (1998, p.34)
4-10 gDBO/($m^2 \cdot d$) (climas frios, arena gruesa)	Hoffmann et al. (2011, p.23)
6 gDBO/($m^2 \cdot d$) (para obtener efluente con 30 mg/L de DBO)	USEPA (2000, p.108); García y Corso (2008, p.05-61).

8 gDBO/(m ² d) (estándar canadiense)	Arroyave (2010, p.71)
16 gDQO/(m ² d) (climas frios)	Hoffmann et al. (2011, p.23)

Se recomienda corroborar que la carga hidráulica cumpla los límites recomendados (Hoffmann et al., 2011; USEPA, 2000).

La razón longitud/ancho y el tiempo de retención hidráulico no tienen relevancia en la definición del área ni en ningún otro cálculo del dimensionamiento. De hecho, en un estudio, al utilizarse humedales con relaciones de 2:1 hasta 17:1, estos presentaron el mismo rendimiento en porcentaje de remoción de DBO₅ (USEPA, 2000; Hoffmann et al., 2011; Lahora, 2003).

En humedales de flujo subsuperficial, la DBO₅ y la carga orgánica superficial aplicada, en Kg/(ha×dia), que va en el flujo de entrada, son reducidas en su mayor parte en la entrada del humedal (Lahora, 2003).

Los lineamientos basados en experiencias de Europa y Norte América, para humedales de flujo subsuperficial, proponen un límite de carga hidráulica de 2-30 mm/día, y un límite de carga orgánica aplicada de 135 Kg/(ha×dia) (Kivais, 2001).

El área mínima del humedal se obtiene utilizando la definición de carga orgánica superficial y el límite superior (USEPA, 2000):

$$\frac{Q \times DBO}{A} \leq OLR|_{lim}$$

$$A \geq \frac{Q \times DBO}{OLR|_{lim}}$$

Donde $OLR|_{lim}$ es límite de carga orgánica superficial, definido a partir de la tabla 3.

Cálculo y verificación de la carga hidráulica superficial

La carga hidráulica superficial aplicada (CHS) se calcula como:

$$q_s = \frac{Q}{A}$$

Donde Q es el caudal, y A es la superficie de humedal: $A = WL$ donde W es el ancho y L es el largo (Kadlec & Wallace, 2009).

Tabla 4.

Valores recomendados para la Carga Hidráulica Superficial Aplicada (CHS) [cm/d]

VALOR	REFERENCIA
8-30 cm/d	Arroyave (2010, p.93)
0,2-3,0 cm/d	Kivais (2001, p.554)
6-8 cm/d (aguas grises)	Hoffmann et al. (2011, p.23)
4 cm/d (agua residual doméstica)	Hoffmann et al. (2011, p.23)
<5 cm/d (para humedal como tratamiento secundario)	Vymazal et al. (1998, p.34)
<20cm/d (para humedal como tratamiento terciario)	Vymazal et al. (1998, p.34)

3.1 Definición del largo del humedal

Se define con base en los valores límite proporcionados en la tabla 5. Cuando se habla del largo del humedal, corresponde a zona de tratamiento (zona plantada), y no incluye el largo de la zona de entrada ni el largo de la zona de salida, según (USEPA, 2000).

Tabla 5.

Valores recomendados para longitud de la zona de tratamiento (zona plantada) [m]

RANGO RECOMENDADO	REFERENCIA
5-8m	Hoffmann et al. (2011, p.24)
>15m	USEPA (2000, p.114, 117)
12-30m	Varios autores, según USEPA (2000, p.114)
la totalidad de zona plantada mas zona no plantada debe tener mínimo 10 m.	Brix y Arias (2005, p.3).

3.2 Ancho mínimo y ancho máximo

El ancho mínimo del humedal se define utilizando la ley de Darcy, la cual involucra el caudal, la carga superficial, la profundidad del agua y la conductividad hidráulica. El ancho mínimo asegura que el flujo se mantenga por debajo de la superficie de la capa de medio filtrante (USEPA, 2000).

Para calcular el ancho mínimo se utiliza la siguiente fórmula, que corresponde a la parte inicial de la zona de tratamiento (zona inicial de tratamiento) (USEPA, 2000):

$$W = \sqrt{\frac{QA_{si}}{K_i D_{wo} d_{hi}}}$$

Donde:

- W es el ancho mínimo
- Q es el caudal [m³/d]
- A_{si} es el área de la parte inicial de la zona de tratamiento, es calculada como 30% del área de la zona de tratamiento A_s, donde A_s es el área o superficie de humedal y es calculada con base en el criterio de carga orgánica superficial
- d_{hi} es el valor permisible máximo de pérdida de cabeza en la zona inicial de tratamiento, se puede tomar como un 10% de la profundidad del medio
- K_i es la conductividad hidráulica del medio en la zona inicial de tratamiento, en m³/(m²d) o m/d
- D_{wo} es profundidad de diseño del agua [m].

Se recomienda (USEPA, 2000):

- Considerar la zona de tratamiento como la suma de una parte inicial y una parte final: la zona inicial de tratamiento ocupa un 30% mientras que la zona final ocupa 70%.
- Considerar conductividad hidráulica del medio, K_{limpia}=100 000m/d, para medio de diámetro 2-3cm.
- Considerar conductividad hidráulica del medio en la zona inicial de tratamiento K_i=1% de K_{limpia} siendo K_{limpia} dada en la tabla del documento de la USEPA (2000), además, se reporta el valor de K_{limpia}=100 000 m/d para diámetro en el rango 2-3 cm (USEPA, 2000).
- Tomar d_{hi} como 10% de la profundidad de la zona de medio filtrante.



El ancho máximo debe limitarse con el fin de evitar zonas muertas del flujo, y no debe sobrepasarse de 61 m. Cuando el ancho total da mayor que el ancho límite, se debe subdividir el sistema en varias unidades, cada una de las cuales debe cumplir con el ancho máximo (USEPA, 2000). En la tabla 6 se resumen las recomendaciones para ancho máximo.

Tabla 6. Recomendaciones de valores límite para el ancho [m]

VALOR RECOMENDADO	REFERENCIA
≤15m	Hoffmann et al. (2011, p.24); UN-Habitat (2008, p.22).
<61m	USEPA (2000, p.114, 117)

3.3 Cálculo del ancho total

Se calcula con base en el área y el largo, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$A = LW$$

$$W = \frac{A}{L}$$

Donde W es el ancho total, A es la superficie de humedal, y L es la longitud.

Verificación: se debe verificar que el ancho total sea mayor que el ancho mínimo que se calculó con base en la ecuación de Darcy. Además, se debe verificar si el ancho cumple los límites superiores que se muestran en la tabla 6. Si no los cumple se puede subdividir el sistema en varias unidades en paralelo, cada una de las cuales debe cumplir el ancho máximo.

3.4 Número de celdas

Se recomienda usar al menos dos celdas de humedal, en paralelo, en lugar de una sola celda. Esto implica dividir el área hallada en el número de celdas especificadas. El fin es facilitar operaciones de mantenimiento y operación (UN-Habitat, 2008). Además, la división del humedal en varias celdas debe ser tal que las celdas operen en paralelo y no en serie, y que se mantenga el largo L definido con base en la tabla 5, y que el ancho de cada celda tenga en cuenta los límites máximos expresados en la tabla 6.

3.5 Zona de entrada y de salida

La zona de entrada del humedal es muy importante, pues remueve gran parte de los sólidos en suspensión (Hoffmann et al., 2011). Esta zona no se debe plantar (García y Corzo, 2008). La longitud de la zona de entrada se define con base en los valores recomendados en la tabla 7.

Tabla 7.
Longitud zona de entrada (zona libre de vegetación) [m]

VALOR RECOMENDADO	REFERENCIA
2m	García y Corzo (2008, p.69); USEPA (2000, p.112)
≥0,75m	UN-Habitat (2008, p.24)
0,5m	UN-Habitat (2008, p.27); Hoffmann et al. (2011, p.17)
2m (gavión)	Hoffmann et al. (2011, p.24)

La longitud de la zona de salida se define con base en los valores recomendados en la tabla 8.

Tabla 8.
Longitud zona de salida

VALOR RECOMENDADO	REFERENCIA
1m	USEPA (2000, p.112)
0,5m	UN-Habitat (2008, p.33); Hoffmann et al. (2011, p.17)

3.6 Pendiente del fondo del lecho

Se recomienda una pendiente del fondo del lecho de 0.5%-1%, con el fin de facilitar el drenaje cuando se realice mantenimiento (USEPA, 2000; Hoffmann et al., 2011). En la tabla 9 se presentan valores recomendados.

Tabla 9.
Valores recomendados de pendiente del fondo del lecho [m/m]

RANGO	REFERENCIA
0,5% a 1,0%	UN-Habitat (2008, p.259); USEPA (2000, p.113); Hoffmann et al. (2011, p.23)
1%	Vymazal et al. (1998, p.34)

3.7 Profundidad del medio

Se recomienda que el lecho tenga profundidad suficiente, para permitir la acumulación de sólidos en el fondo del lecho del humedal, aunque esta necesidad no ha sido comprobada. Por otro lado, bajas profundidades del lecho filtrante implican que se requiere mayor área para lograr el TRH deseado (USEPA, 2000). Para definir profundidad del medio (Dm), en la tabla 10 se presentan valores recomendados.

Tabla 10.
Recomendaciones de profundidad del medio

VALOR RECOMENDADO	REFERENCIA
50cm	USEPA (2000, p.113)
40-60cm	USEPA (2000, p.114)
60-80cm	Vymazal et al. (1998, p.34)
40 cm	UN-Habitat (2008, p.21)
40-80cm (lecho de arena)	Hoffmann et al. (2011, p.17-18)
profundidad del agua+10cm	USEPA (2000, p.114)
50-60cm (valor típico)	USEPA (2000, p.117)
60 cm (valor típico en Europa)	García y Corzo (2008, p.71); Hoffmann et al. (2011, p.23)
30-40cm (valor típico en Estados Unidos)	UN-Habitat (2008, p.21)

3.8 Características del medio filtrante

El medio filtrante en la zona de entrada y zona de salida debe ser de mayor tamaño, con el fin de contribuir a la distribución y recolección del flujo, evitando obstrucción (USEPA, 2000).

Se debe evitar el uso de arena o tierra, pues es muy susceptible a obstrucción. Entre menor sea el diámetro del medio, mayor posibilidad de obstrucción, pero entre mayor sea el diámetro del medio mayor es la dificultad para su manejo durante la construcción. Se recomienda utilizar un diámetro en el rango 2-3cm, con el fin de evitar obstrucción y tener un fácil manejo en el proceso de construcción (USEPA, 2000).

La superficie del material filtrante debe ser horizontalmente plana, para evitar distribución desigual (Hoffmann et al., 2011). Para la definición del diámetro del medio en la zona de tratamiento, en la tabla 11 se presentan rangos recomendados.

Tabla 11.
Diámetro del medio en zona de tratamiento

RANGO RECOMENDADO	REFERENCIA
2-3cm	USEPA (2000, p.112, 117).
0,5-0,6cm	García y Corzo (2008, p.71)
≤2cm	USEPA (2000, p.112)
0,5-2,0cm	UN-Habitat (2008, p.24)
0,3-1,6cm	Vymazal et al. (1998, p.34)

Para la definición del diámetro del medio en la zona de entrada y de salida, en la tabla 12 se presentan rangos recomendados.

Tabla 12.
Diámetro del medio en zona de entrada y salida

RANGO RECOMENDADO	REFERENCIA
4-8cm	USEPA (2000, p.112-117); UN-Habitat (2008, p.24)
>10cm	García y Corzo (2008, p.68)

3.9 Tubería de entrada y de salida

Si hay acceso de público al sistema, la distribución de flujo de entrada debe ser cubierto, por ejemplo, usando tubería con orificios en lugar de usar canaleta, la cual tiene su parte superior descubierta (USEPA, 2000).

La tubería de entrada debe diseñarse en forma de T, de tal forma que logre una distribución uniforme del flujo en todo el ancho del humedal, evitando que el agua salga solamente por un orificio. A su vez, esto evita: obstrucción en la tubería, presencia de zonas muertas, y obstrucción del lecho del humedal debido a sobrecarga. El espaciamiento de los orificios en la tubería de entrada debe ser de aproximadamente 10% del ancho de la zona de entrada del humedal (USEPA, 2000).

La tubería de recolección el flujo debe asegurar una colección homogénea (USEPA, 2000).

Posterior a la zona de salida se debe usar un compartimento aparte, que permite ajustar el nivel del agua en el lecho filtrante. Requiere una tubería vertical ajustable, que sirve para ajustar el nivel del agua en el humedal (USEPA, 2000; Hoffmann et al., 2011).

3.10 Nivel del agua en el lecho

El nivel del agua en el lecho es controlado mediante la elevación del conducto de salida y el gradiente hidráulico (USEPA, 2000). Para definir profundidad de la capa de agua (D_w), la tabla 13 presenta valores recomendados.

Tabla 13.
 Valores recomendados de profundidad de la capa de agua

RANGO RECOMENDADO	REFERENCIA
≤40 cm	USEPA (2000, p.114)
40-50cm	USEPA (2000, p.117)
profundidad del medio - (5 a 10 cm)	García y Corzo (2008, p.05-72)

3.11 Borde libre

El borde libre es la distancia desde la superficie de la grava hasta el borde superior. Hoffmann et al. (2011) recomiendan 15cm.

3.12 Selección de plantas

Para la selección de las plantas se recomienda (Hoffmann et al., 2011):

- Usar plantas locales, que no sean consideradas invasoras
- Usar plantas que de manera natural crecen en ambientes húmedos, por ejemplo en las riveras de los ríos o en humedales naturales
- Usar plantas con raíces extensas.

Hay bastante experiencia y conocimiento respecto a la selección de plantas (Hoffmann et al., 2011). En el caso de Colombia, en los departamentos del Valle, Risaralda y Caldas se han obtenido muy buenos resultados en humedal subsuperficial horizontal, con heliconia y enea (Arroyave, 2010; Peña, Madera, Sánchez y Medina, 2013).

3.13 Recomendaciones de operación y mantenimiento

Se recomienda lavar el material del lecho antes de su disposición en la construcción del humedal (UN-Habitat, 2008; Hoffmann et al., 2011).

Es recomendable empezar la operación de humedales con niveles bajos de agua, lo cual permite una mayor cantidad de oxígeno para los rizomas (Arroyave, 2010).

En la práctica, el material filtrante nunca es cambiado. Algunos humedales han funcionado por más de 20 años (Hoffmann et al., 2011).

Si no se realiza mantenimiento, ocurren los siguientes problemas (Hoffmann et al., 2011):

- Distribución no uniforme del flujo
- Sobrecarga del flujo en ciertos puntos, con malos olores
- Disminución de la eficiencia de tratamiento.

Las bombas y tuberías deben ser cambiadas cuando sea necesario (Hoffmann et al., 2011).

Se debe realizar mantenimiento a las unidades de tratamiento previo al humedal, y examinar su eficiencia. Se debe: i) examinar los sólidos sedimentables en el efluente del tratamiento previo, se recomienda usar cono Imhoff, ii) eliminar regularmente los lodos de los tratamientos previos, iii) realizar limpieza a la tubería pues es posible que se formen capas de sedimento que obstruyan el flujo del agua residual (Hoffmann et al., 2011). Este mismo autor indica que la operación del HFCW comprende la revisión periódica de:

- i. Bombas, si existen
- ii. Obstrucciones y nivel de agua en las estructuras de entrada.
- iii. El nivel del agua en las estructuras de salida
- iv. Carga superficial aplicada y carga hidráulica, para lo cual se requiere la medición de DBO_5 y DQO en afluente y efluente, y caudal en afluente
- v. Enfermedades, insectos y otros problemas en la vegetación: se debe remover las malas hierbas y plantas invasoras.

Cuando hay acumulación de lodo en la zona de entrada del humedal, se debe detener la operación, para que se pueda secar. Si es necesario, se debe cambiar el material del filtro de la zona de entrada (Hoffmann et al., 2011).

Se debe revisar el aspecto visual y color en el afluente del humedal. Si hay turbidez o color gris, significa que no hay suficiente oxígeno en el lecho. Entonces se debe reducir el nivel del tubo vertical de salida, para que haya mayor oxigenación en el lecho (Hoffmann et al., 2011).

En la literatura se pueden encontrar más recomendaciones de operación y mantenimiento (Lara, 1999; Ministerio de Comercio Exterior y Turismo, 2008; Alianza por el Agua, 2008; USEPA, 2000).

3.14 Resumen de recomendaciones de diseño y dimensionamiento

En la tabla 14 se resumen las recomendaciones de diseño y dimensionamiento.

Tabla 14.

Valores recomendados para el diseño de humedal construido de flujo subsuperficial horizontal

PARÁMETRO	VALOR	REFERENCIA
Límite en carga orgánica superficial aplicada [g/(m ² ·día)]	4-10 gDBO/(m ² ·d) (climas fríos, arena gruesa)	Hoffmann et al. (2011, p.23)
	8 gDBO/(m ² ·d) (estándar canadiense)	Arroyave (2010, p.71)
	13,5 gDBO/(m ² ·d)	Kivais (2001, p.554)
	6 gDBO/(m ² ·d) (para obtener efluente con 30 mg/L de DBO)	USEPA (2000, p.08); García y Corso (2008, p.05-61).
	15 gDBO/(m ² ·d)	Vymazal et al. (1998, p.34)
	16 gDQO/(m ² ·d) (climas fríos)	Hoffmann et al. (2011, p.23)

Límite en sólidos suspendidos totales en el afluente del humedal	50 mg/L	García y Corzo (2008, p.12)
	100 mg/L	Hoffmann et al. (2011, p.19)
	20 g SST /(m ² d) (para obtener efluente con SST≤30 mg/L)	USEPA (2000, p.108)
Carga hidráulica superficial aplicada (CHS) [cm/d]	8-30 cm/d	Arroyave (2010, p.93)
	0,2-3,0 cm/d	Kivais (2001, p.554)
	6-8 cm/d (aguas grises)	Hoffmann et al. (2011, p.23)
	4 cm/d (agua residual doméstica)	Hoffmann et al. (2011, p.23)
	<5 cm/d (para humedal como tratamiento secundario)	Vymazal et al. (1998, p.34)
	<20cm/d (para humedal como tratamiento terciario)	Vymazal et al. (1998, p.4)

	5-8m	Hoffmann et al. (2011, p.24)
	>15m	USEPA (2000, p.114-117)
Longitud zona de tratamiento (zona plantada) [m]	12-30m	varios autores, según USEPA (2000, p.114)
	la totalidad de zona plantada mas zona no plantada debe tener mínimo 10 m.	Brix y Arias (2005, p.03).
Ancho [m]	≤15m	Hoffmann et al. (2011, p.24); UN-Habitat (2008, p.22).
	<61m	USEPA (2000, p.114-17)
Longitud zona de entrada (zona libre de vegetación) [m]	2m	García y Corzo (2008, p.69); USEPA (2000, p.12)
	≥0,75m	UN-Habitat (2008, p.24)
	0,5m	UN-Habitat (2008, p.27); Hoffmann et al. (2011, p.17)
	2m (gavión)	Hoffmann et al. (2011, p.24).

Longitud zona de salida	1m	USEPA (2000, p.112)
	0,5m	UN-Habitat (2008, p.33); Hoffmann et al. (2011, p.17)
Diámetro del medio en zona de tratamiento [cm]	2-3cm	USEPA (2000, p.112-17).
	0,5-0,6cm	García y Corzo (2008, p.71)
	≤2cm	USEPA (2000, p.112)
	0,5-2,0cm	UN-Habitat (2008, p.24)
	0,3-1,6cm	Vymazal et al. (1998, p.34)

	50cm	USEPA (2000, p.113)
	40-60cm	USEPA (2000, p.114)
	60-80cm	Vymazal et al. (1998, p.4)
	40 cm	UN-Habitat (2008, p.1)
	40-80cm (lecho de arena)	Hoffmann et al. (2011, p.17-18)
Profundidad del medio [cm]	profundidad del agua+10cm	USEPA (2000, p.114)
	50-60cm (valor típico)	USEPA (2000, p.117)
	60 cm (valor típico en Europa)	García y Corzo (2008, p.71); Hoffmann et al. (2011, p.23)
	30-40cm (valor típico en Estados Unidos)	UN-Habitat (2008, p.21)
Profundidad del agua [cm]	≤40 cm	USEPA (2000, p.114)
	40-50cm	USEPA (2000, p.117)
	profundidad del medio - (5 a 10 cm)	García y Corzo (2008, p.05-72)

Borde libre (distancia desde la superficie de la grava hasta el borde superior)	15cm	Hoffmann et al. (2011, p.23)
Pendiente del fondo del lecho [m/m]	0,5% a 1,0%	UN-Habitat (2008, p.259; USEPA (2000, p.113); Hoffmann et al. (2011, p.23)
	1%	Vymazal et al. (1998, p.34)
Diámetro del medio en zona de entrada y salida [cm]	4-8cm	USEPA (2000, p.112, 117); UN-Habitat (2008, p.24)
	>10cm	García y Corzo (2008, p.68)
Distancia entre los orificios de la tubería de distribución de flujo	10% del ancho de entrada	USEPA (2000, p.113)

3.15 Datos de operación y estructura de humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal

En la tabla 15 se presentan datos de operación y estructura de humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal, localizados en países tropicales, especialmente en Colombia.

Tabla 15.

Datos de operación y estructura de humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal, localizados en países tropicales, especialmente en Colombia

REFERENCIA Y ESPECIFICACIÓN	DBO, ENTRADA [MG/L]	DBO, SALIDA [MG/L]	TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRAULICO THR [DIAS]	CAUDAL PROMEDIO	CARGA ORGÁNICA SUPERFICIAL APLICADA [GDBO/(M ² D)]
Alianza por el Agua (2008)	70 mg/L	15 mg/L	--	--	--
Romero et al. (2009). Son tres módulos en serie	--	--	5 días	--	--
Perez et al. (2013). Aguas negras de industria cosmética y farmacéutica	92 mg/L	20 mg/L	--	312.5 l/h (cudal de diseño, p. 335)	19,2 gDBO/(m ² d)

<p>Lovera et al. (2006).</p>	57,7 mg/L	30 mg/L	4,28 (p. 35) días	125 l/h (caudal de diseño 3 m ³ /d)	2,96 gDBO/(m ² d)
<p>Lara y Vera (2005)</p>	132 mg/L valor esperado, rango 30-140	<20 mg/L	1,6 días (valor de diseño, p. 49)	55,83 l/h (1,34 m ³ /d)	15,6 gDBO/(m ² d)
<p>Lahora (2003)</p>	102 mg/L (p. 110)	70 (<25 en meses no invernales) mg/L	1,6 días (valor de diseño)	6458,3 l/h (155 m ³ /d)	23,6 gDBO/(m ² d)
<p>Arroyave (2010). Monocultivo con profundidad de agua de 0,55m, humedal 4, fase 2.</p>	35 [31-59] mg/L	11,3 [10-14] mg/L	1,23 días (p. 93)	972 (0.27 l/s)	10,3 (p. 71) gDBO/(m ² d)
<p>García (2010); García, Paredes y Cubillos (2013). Son dos humedales horizontales en serie (H-H).</p>	112 mg/L	14,56 mg/L	--	1,0 (24 l/d)	11,2 gDBO/(m ² d)
<p>Londoño y Marin (2009). Se usa agua residual sintética.</p>	140 mg/L	6,15 mg/L	--	3,92 (94 l/d)	6,8 gDBO/(m ² d)
<p>Marin y Correa (2010). El medio es grava.</p>	14 mg/L	5 mg/L	3,86 días	10,76 l/h (calculado con base en TRH) [7,67-13,4 l/h]	0,737 (valor de diseño 3-5) gDBO/(m ² d)

Algunas aclaraciones respecto a la tabla:

- Los datos de DBO_5 de entrada y de salida se obtuvieron calculando el promedio con base en la gráfica de Marín y Correa (2010, p.52). La carga orgánica superficial se calculó con base en el dato de carga másica de entrada de 3.5 gDBO/día (Marín y Correa, 2010, p.53).
- Según datos de Arroyave (2010), se considera solo el humedal número 4, y solo la fase 2. Este humedal corresponde a monocultivo, y profundidad del agua de 0.55m.
- Según datos de García (2010), se considera el tratamiento número 5, que corresponde a dos humedales de flujo subsuperficial horizontal, conectados en serie, ambos plantados.
- Según datos de Londoño y Marín (2009), se considera el humedal número 1.
- Según datos de Lahora (2003), los datos de DBO_5 de entrada, sólidos suspendidos (SST) de entrada SST, y carga orgánica superficial aplicada corresponden a la laguna de maduración, la cual es seguida por el humedal; el documento no tiene datos a la entrada del humedal.
- Según datos de Lovera et al. (2006), el TRH es 4.28h, y la capacidad de almacenamiento de agua residual es de 12.84m³.

Respecto a remoción de DBO_5 , la mayor DBO_5 de entrada es de 140 mg/L, que es el caso de Londoño (2009), y logra su reducción hasta 6.15 mg/L. Esto se logró con una carga orgánica superficial de 6.8 g DBO_5 /(m²día), y carga hidráulica superficial de 4.8 cm/día. Podemos concluir que para obtener reducciones tan significativas de DBO es necesario tener valores bajos de carga orgánica superficial, del orden de 6.8 g DBO_5 /(m²d).

Para analizar la remoción de DBO, se toman de la tabla 15 algunos casos en que la DBO_5 de entrada esté en el rango de 90 mg/L a 140 mg/L, y que la DBO_5 de salida sea menor a 30 mg/L aproximadamente, como se muestra en la tabla 16.

Tabla 16.

Datos de remoción de DBO_5 para humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal

REFERENCIA	DBO_5 DE ENTRADA [MG/L]	DBO_5 DE SALIDA [MG/L]	CARGA ORGÁNICA SUPERFICIAL APLICADA [$\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{DIA})$]
García (2010)	112 mg/L	14.56 mg/L	11.2 $\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$
Pérez, Alfaro, Sasa, Agüero (2013)	92 mg/L	20 mg/L	19.2 $\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$
Lara y Vera (2005)	132 [30-140] mg/L	<20 mg/L	15.6 $\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$
Lahora (2003)	102 mg/L	70 (<25 en meses no invernales) mg/L	23.6 $\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$

Los anteriores datos indican qué carga orgánica superficial aplicada mayor a 8 $\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$ puede lograr remoción de DBO_5 , desde 90-130 mg/L hasta 30 mg/L. Aunque se debe tener en cuenta que cargas muy altas pueden generar obstrucción. Esta conclusión se tendrá en cuenta para la definición de carga superficial orgánica para el humedal a ser diseñado.

Respecto a carga orgánica superficial aplicada (AOLR), se tienen valores entre 0.74 hasta 23.6 $\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$, que es el caso del trabajo de Lahora (2003). Esta carga es bastante alta, puesto que excede sobradamente el límite de 10 $\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$ expresado por Hoffmann et al. (2011), y también excede el límite de 15 $\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$ propuesto por Vymazal et al. (1998). Además, se debe tener en cuenta que estos datos corresponden a España, donde se presentan estaciones, con tiempos de baja temperatura, lo cual implica que se deben considerar valores menores de AOLR. Por tanto, dicho valor de 23.6 $\text{gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$ implica sobrecarga, con alto riesgo de obstrucción.

Con respecto a carga hidráulica superficial aplicada (CHS), se tienen valores en el rango 4 a 25.9 cm/día, que es el caso de Arroyave (2010). Este último valor se pasa del límite de 20 cm/día, propuesto por Kivais (2001).

Sobre el diámetro del medio se tiene: arena, que es el caso de Romero et al. (2009); y grava de diámetro 0.6-1.2 cm, en el caso de Romero et al. (2009), hasta grava de diámetro 3-7cm en el caso de Lahora (2003). La arena implica un alto riesgo de obstrucción; la grava de diámetro 0.6-1.2cm está en el diámetro inferior a 2-3cm recomendado por USEPA (2000).

3.16 Ejemplo de diseño y dimensionamiento de humedal de flujo subsuperficial horizontal

El flujo de entrada al humedal es agua residual doméstica. Esta agua residual viene de un FAFA, teniendo en cuenta que el agua residual: primero pasa por el sistema ya existente, que consiste de pozo séptico seguido por FAFA, y luego pasaría por el nuevo FAFA, el cual ha sido planteado en el presente trabajo. Las características del flujo de entrada al humedal a ser diseñado son:

- i. DBO_5 de 60mg/L, suponiendo que el FAFA propuesto disminuye la DBO_5 de 190mg/L a 60mg/L
- ii. Caudal promedio diario: 0.248 L/seg, igual a 21.43 m³/d, suponiendo que permanece constante
- iii. Temperatura del agua: T=20.1°C.

Por tanto, la DBO_5 del flujo de entrada al humedal es 60mg/L.

La carga orgánica volumétrica en términos de DQO no hay forma de calcularla, puesto que no se dispone de datos de DQO.

Profundidad del medio

Con base en la tabla 10, se toma la profundidad del medio de 60cm:

$$D_m = 0.6m$$

Medio filtrante

Para el medio filtrante en la zona de tratamiento, se propone utilizar grava de la zona, con el fin de ahorrar costos. Además, esta grava debe de tener diámetro en el rango 2-3 cm, de acuerdo con la tabla 11.

Profundidad de la capa de agua

Con base en la tabla 13, se toma la profundidad de la capa de agua de 50 cm:

$$D_{wo} = 0.5m$$

Determinación del área

Se utiliza el criterio de la carga orgánica. Se toma como límite de carga orgánica superficial aplicada el dato de 10 gDBO/(m²dia):

$$OLR|_{lim} = 10 \frac{gDBO}{m^2 dia}$$

Para esto, se tiene en cuenta lo siguiente:

- La recomendación de límite de carga orgánica para evitar obstrucción del humedal, dada en la tabla 3 (Hoffmann et al., 2011)
- Los datos de la tabla 4, que indican que con una carga en el rango 11 a 19.2 gdbo/(m²dia) se puede reducir la DBO hasta un valor menor de 60 mg/L, incluso menor a 30 mg/L.

Aplicando la definición de carga orgánica, y el límite definido, se obtiene:

$$\frac{Q \times DBO}{A} \leq 10 \frac{gDBO}{m^2 dia}$$

$$A \geq \frac{Q \times DBO}{10 gDBO / (m^2 dia)}$$

Reemplazando valores, se obtiene

$$A \geq \frac{893(L/h) \times 60mg/L}{10gDBO/(m^2 dia)} = 128.6m^2$$

Por tanto, se toma el siguiente valor para el área:

$$A = 128.6m^2$$

Cálculo y verificación de la carga hidráulica superficial

Se calcula la carga hidráulica superficial aplicada (CHS):

$$q_s = \frac{Q}{A} = \frac{893L/h}{128.6m^2} = 16.7cm/d$$

Esta CHS es menor a 20 cm/d, de modo que cumple con el requerimiento de Vymazal et al. (1998) para humedal como tratamiento terciario, aunque no cumple el requerimiento de Hoffmann et al. (2011).

Cálculo de ancho mínimo

Se utiliza la información dada en USEPA (2000). Se considera medio de diámetro 2-3cm, y se considera $K_{limpia} = 100\ 000m/d$, según USEPA (2000).

La conductividad hidráulica en la zona inicial de tratamiento se toma como 1% de K_{limpia} :

$$K_i = 0.01 \times 100000 = 1000m/d$$

La conductividad hidráulica de la zona final de tratamiento se toma como 10% de K_{limpia} :

$$K_f = 0.1 \times 100000 = 10000 \text{ m/d}$$

La profundidad de diseño del agua se definió como:

$$D_w = 0.5 \text{ m}$$

La profundidad del medio se definió como:

$$D_m = 0.6 \text{ m}$$

El término d_{hi} se toma como 10% de la profundidad del medio:

$$d_{hi} = 0.1 \times 0.6 \text{ m} = 0.06 \text{ m}$$

Se calcula el área superficial para zona inicial de tratamiento. El área de la zona inicial de tratamiento es 30% del área de la zona de tratamiento:

$$A_{si} = 0.3 \times 128.6 \text{ m}^2$$

$$A_{si} = 38.58 \text{ m}^2$$

Se usa la fórmula

$$W = \sqrt{\frac{QA_{si}}{K_i D_w d_{hi}}}$$

Reemplazando valores, se obtiene:

$$W = 5.25 \text{ m}$$

Por tanto, el ancho mínimo es 5.25m.

Definición del largo

Se tiene en cuenta la recomendación de Hoffmann et al. (2011). Se toma un largo de:

$$L = 7m$$

Cálculo del ancho total

Se tiene que

$$A = LW \Rightarrow W = \frac{A}{L}$$

Se reemplazan valores, se obtiene el ancho total:

$$W = \frac{128.6m^2}{7m}$$

$$W = 18.4m$$

Este ancho total es mayor que el ancho mínimo de 5.25m, por tanto cumple.

Número de celdas, y largo y ancho de cada celda

El humedal se debe dividir de forma que el ancho de cada unidad sea menor a 15m, según Hoffmann et al. (2011), UN-Habitat (2008).

Por tanto, teniendo en cuenta que se cuenta con un ancho total de 18.4m, se utilizan dos unidades de humedal, cada celda de 9.2m de ancho.

Así, se tiene: *dos celdas, cada una de 9.2m de ancho, y 7m de largo.*

Diámetro del medio en la zona de tratamiento

Con base en la tabla 11, se toma diámetro en el rango 2-3cm.

Diámetro del medio en la zona de entrada y salida

Se toma diámetro mayor a 5cm.

Longitud de la zona de entrada

Con base en la tabla 7, se toman 0.75m.

Longitud de la zona de salida

De acuerdo con la tabla 8, se toman 0.5m.

Pendiente en el fondo del lecho

De acuerdo con la tabla 9, se toma pendiente entre 0.5 a 1%, se selecciona 1%.

Especie de planta

Se selecciona la heliconia, puesto que en Colombia se han obtenido buenos resultados con esta planta (Arroyave, 2010; Peña, Madera, Sánchez y Medina, 2013).

Resúmen de datos de diseño

Tabla 17.

Datos del humedal diseñado en el presente estudio

PARÁMETRO	VALOR
Profundidad del medio	$D_m=60\text{cm}$
Profundidad de la capa de agua	$D_{wo}=0.5\text{m}$
Carga orgánica superficial de diseño	$\text{OLR}=10 \text{ gDBO}_5/(\text{m}^2\text{dia})$
Área	128.6 m^2
Caudal	$0.248 \text{ L/seg}=21.43 \text{ m}^3/\text{d}$
Carga hidráulica	16.7 cm/d
Largo	7m
Ancho total	$W=18.4\text{m}$, mayor al ancho mínimo
Número de celdas de humedal	Dos, en paralelo. Cada una de 9.2 m de ancho, y 7m de largo.

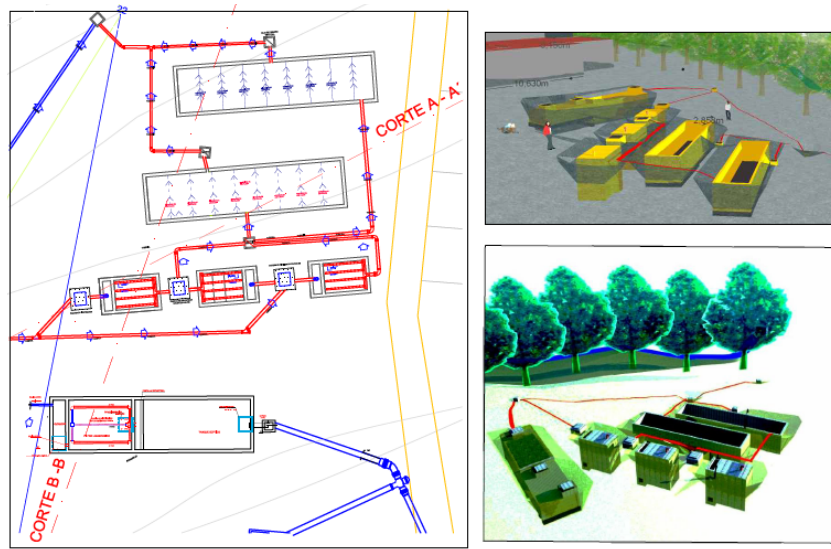


Figura 1. Ilustración del sistema de tratamiento, que incluye pozo séptico existente, el FAFA planteado y los humedales planteados

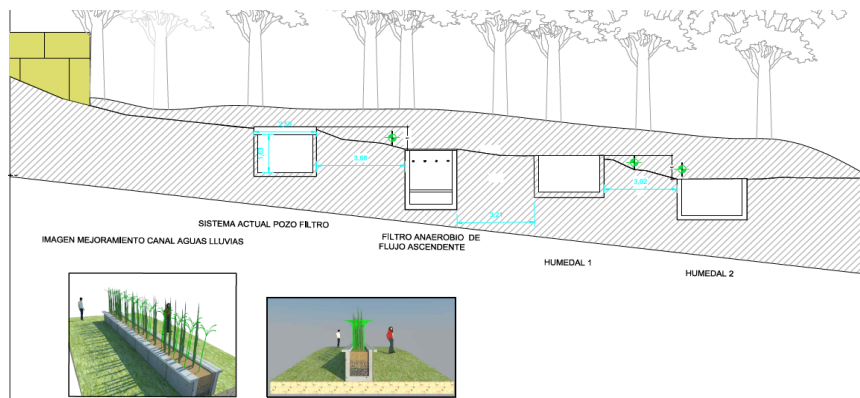


Figura 2. Vista lateral del sistema de tratamiento, que incluye pozo séptico existente, el FAFA planteado y los humedales planteados

3.17 Conclusiones

En el diseño de humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal, se deben tener en cuenta las causas de obstrucción y las respectivas recomendaciones para evitarla.

Ejercicios

1. Diseño de humedal de flujo subsuperficial horizontal. Considere un vertimiento de agua residual doméstica, que sale de un FAFA, con las siguientes características: DBO de 60mg/L y caudal promedio diario: 0.248 L/seg. Halle el área necesaria de un humedal horizontal, de tal forma que se cumplan los lineamientos de carga orgánica y de carga hidráulica.
2. Seleccione uno de los humedales de la tabla 14. Anote el caudal, DBO en flujo de entrada y de salida, y área. Calcule la carga orgánica superficial aplicada, y la carga hidráulica. Verifique si cumple con los lineamientos para estos dos parámetros.

Referencias

- Alianza por el Agua. (2008). Manual de depuración de aguas residuales urbanas. Madrid, España: autor.
- Arroyave, A. (2010). Efectos del tipo de vegetación y de las variaciones de profundidad en la eficiencia de remoción de patógenos en humedales construidos de flujo subsuperficial. (Tesis de maestría). Universidad Tecnológica de Pereira. Colombia.
- Brix, H. & Arias, C. (2005). Danish guidelines for small-scale constructed wetland systems for onsite treatment of domestic sewage. *Water Science and Technology*, 51(09), 1-9.
- Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. (2000). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico -RAS: tratamiento de aguas residuales. Bogotá: autor.

- García, J. (2010). Efecto del uso de plantas y configuración de los sistemas en la remoción de organismos patógenos mediante el uso de humedales construidos para el tratamiento de aguas residuales domésticas en condiciones tropicales. (Tesis de maestría). Universidad Tecnológica de Pereira. Colombia.
- García, J. y Corzo, A. (2008). Depuración con humedales construidos. Manuscrito no publicado. Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya.
- Gutterer, B., Sasse, L., Panzerbieter, T. & Reckerzugel, T. (2009). Decentralised wastewater treatment systems and sanitation in developing countries. Bremen, Alemania: Bremen Overseas Research and Development Association –Borda.
- Hoffmann, H., Platzer, C., Winker, M. y von Muench, E. (2011). Revisión técnica de humedales artificiales. Eschborn, Alemania: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ.
- Kadlec, R. & Wallace, S. (2009). Treatment wetlands. Boca Raton, FL, Estados Unidos: Taylor & Francis Group.
- Kivais, A. (2001). The potential for constructed wetlands for wastewater treatment and reuse in developing countries: a review. *Ecological Engineering*, 16(4), 545-560.
- Lahora, A. (2003). Depuración de aguas residuales mediante humedales artificiales: la EDAR de Los Gallardos (Almería). En M. Paracuellos (Ed.). *Ecología, manejo y conservación de los humedales* (pp. 99-112). Almería, España: Instituto de Estudios Almerienses.
- Lara, J. (1999). Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales. (Tesis de maestría). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Lara, J. y Vera, I. (2005). Implantación y evolución de un humedal artificial de flujo subsuperficial en Cagua, Cundinamarca, Colombia. *Ingeniería y Universidad*, 9(01), 47-63.

- Londoño, L. y Marín, C. (2009). Evaluación de la eficiencia de remoción de materia orgánica en humedales artificiales de flujo horizontal subsuperficial alimentados con agua residual sintética. (Tesis de pregrado). Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia.
- Lovera, D., Quipuzco, L., Laureano, G., Becerra, C. y Valencia, N. (2006). Adaptación de un sistema de tratamiento de aguas residuales en la comunidad urbana de Lacabamba, región Ancash-Perú, usando tecnologías de humedales artificiales. *Revista del Instituto de Investigaciones FIGMMG*, 9(18), 32-43.
- Marín, J. y Correa, JC. (2010). Evaluación de la remoción de contaminantes en aguas residuales en humedales artificiales utilizando la *Guadua angustifolia* Kunth. (Tesis de pregrado). Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia.
- Perú. Ministerio de Comercio Exterior y Turismo. (2008). Manual técnico de difusión sistema de tratamiento de aguas residuales para albergues en zonas rurales. Lima, Perú: autor.
- Peña, E., Madera, C., Sánchez, J. y Medina, J. (2013). Bioprospección de plantas nativas para su uso en procesos de biorremediación: caso *Heliconia Psittacorum* (heliconiaceae). *Revista de la Academia Colombiana de las Ciencias*, 37(145), 469-481.
- Pérez, R., Alfaro, C., Sasa, J. y Agüero, J. (2013). Evaluación del funcionamiento de un sistema alternativo de humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales. *Uniciencia*, 27(1), 332-340.
- Romero, M., Colin, A. Sánchez, E., y Ortiz, M. (2009). Tratamiento de aguas residuales por un sistema piloto de humedales artificiales: evaluación de la remoción de la carga orgánica. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 25(3), 157-167.
- Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P. & Zurbrugg, C. (2014). *Compendium of Sanitation Systems and Technologies* (2a ed.). Dübendorf, Suiza: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag).

UN-Habitat. (2008). Constructed wetlands manual. Nairobi, Kenya: United Nations.

US EPA. (2000). Constructed wetlands treatment of municipal wastewaters. Cincinnati, Ohio: autor.

Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P., Haberl, R., Perfler, R. & Laber, J. (1998). Removal mechanisms and types of constructed wetlands. En J. Vymazal, H. Brix, P. Cooper, M. Green & R. Haberl (Eds.). Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe (pp. 17-66). Leiden, Holanda: Backhuys Publishers.

CAPÍTULO 4.

DISEÑO Y OPERACIÓN DE HUMEDALES CONSTRUIDOS DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL (VFCWS)

Las principales diferencias del VFCW respecto al HFCW son la dirección descendente, el carácter intermitente del flujo y las condiciones de aireación (Hoffmann et al., 2011; Tilley et al., 2014). Además, su área es considerablemente menor que los HFCWs. Requieren aproximadamente la mitad del área de su equivalente, el HFCW, y logran una mayor eficiencia de remoción. Presentan buena capacidad para nitrificación, remoción de DBO y DQO, lo cual es favorecido por su capacidad de transferencia de oxígeno. No tienen buena capacidad de denitrificación ni de remoción de sólidos suspendidos, y pueden presentar obstrucción si no hay una correcta selección de la capa de arena (Gutterer et al., 2009; Cooper, 1999; Tilley et al., 2014).

Las principales ventajas son: logra una remoción eficiente de materia orgánica y sólidos suspendidos; logra un alto nivel de nitrificación, debido al nivel de oxígeno; no presenta capa de agua superficial por tanto no presenta olores molestos ni mosquitos; requiere menos espacio que un humedal de flujo subsuperficial horizontal o un humedal de flujo libre; su costo de operación es bajo (Morel y Diener, 2006; Tilley et al., 2014).

Las principales desventajas son: el flujo por pulsos requiere de bomba o sifón con adecuada frecuencia de pulsos; se requiere de personal experto para el diseño, construcción y monitoreo, principalmente para el sistema de dosificación de caudal; requiere más mantenimiento que el humedal de flujo subsuperficial horizontal; se puede requerir energía dependiendo del sistema de bombeo; se requiere un largo tiempo de arranque (Morel y Diener, 2006; Tilley et al., 2014).

Para el flujo intermitente requiere de sistema mecánico de dosificación del caudal, ya sea bomba o sifón autodescargante. A su vez, esto implica: i) se necesita supervisión operacional y mantenimiento, y personal técnico adecuado; ii) se necesita personal especializado para diseño y construcción del sistema de dosificación; iii) se requiere energía eléctrica si se utiliza bomba. Aún así, los costos operacionales son relativamente bajos (Hoffmann et al., 2011; Gutterer et al., 2009; Tilley et al., 2014).

Si el tratamiento previo es anaeróbico, se pueden generar malos olores durante los momentos de carga (momentos de pulso) (Gutterer et al., 2009).

El flujo del agua ocurre de manera descendente y percola a través del medio, favoreciendo los procesos de depuración. El sistema de distribución cubre toda el área superficial, y reparte el afluente de manera homogénea en la superficie. La dosificación del afluente es comúnmente intermitente. El material de relleno comprende capas de grava y arena y facilita el arraigo de las plantas. Aparte de la dirección del flujo, los principios de depuración son los mismos que para el humedal de flujo subsuperficial horizontal. Logran un alto nivel de remoción de materia orgánica, pero un bajo nivel de remoción de nutrientes. Logran un alto nivel de nitrificación, lo que lo diferencia de los humedales de flujo subsuperficial horizontal, y esto se debe a su mayor capacidad de transferencia de oxígeno (Vymazal et al., 1998; Arias y Brix, 2003; Cooper, 1999).

La principal función de la vegetación es mantener la permeabilidad en la capa de material filtrante y proporcionar superficie para el desarrollo de los microorganismos (Tilley et al., 2014).

4.1 Obstrucción: causas y formas de manejo

La obstrucción del material filtrante es relacionada con acumulación de sólidos en suspensión o con rápido crecimiento de la biopelícula. Las causas son: pretratamiento insuficiente, carga muy alta, o arena muy fina. Para evitarla se recomienda (Hoffmann et al., 201; Tilley et al., 2014; Albold et al., 2011):

- Seleccionar un área grande de tal forma que se presenten los periodos de descanso (periodos sin pulso o flujo de agua).
- Seleccionar una carga de diseño suficientemente baja, para reducir la producción de biomasa.
- Seleccionar adecuadamente el número de pulsos; se recomienda 4-12 pulsos al día.
- Asegurar una distribución uniforme del agua residual en toda la superficie.
- Asegurar una carga de sólidos filtrables menor a 5 g/(m²dia) en el flujo de entrada.
- Seleccionar adecuadamente el tipo de plantas.
- Verificar periódicamente que la carga orgánica y la carga hidráulica cumplan los límites recomendados.
- Para cuando se tratan aguas residuales de más de 50 equivalentes (pe), se recomienda el uso de 2-4 celdas o unidades, y que estas sean usadas alternadamente, de tal forma que cada celda tenga un período de funcionamiento de 6 semanas seguido por un período de descanso de 2 semanas.
- Asegurar un adecuado y suficiente pretratamiento, con una suficiente sedimentación de sólidos.
- Se debe remover periódicamente los lodos del sistema de tratamiento primario.
- Un pretratamiento insuficiente puede generar alta concentración de sólidos en el flujo de entrada a los humedales, malos olores y obstrucción del filtro o de la tubería de distribución (Albold et al., 2011).

4.2 Generalidades de diseño

Cada diseño debe tener en cuenta las condiciones particulares, principalmente la composición y la carga del flujo de entrada (Albold et al., 2011).

Si se requiere obtener remoción de nitrógeno, se recomienda utilizar un humedal vertical seguido por humedal horizontal, con el fin de cumplir los requerimientos de descarga (Albold et al., 2011).

Su construcción puede ser por excavación del suelo o construcción por encima del nivel del suelo (Tilley et al., 2014).

El dimensionamiento se basa en la carga orgánica y la carga hidráulica (Tilley et al., 2014). Los valores de carga orgánica y carga hidráulica utilizados para el dimensionamiento pueden variar dependiendo del promedio anual de la temperatura promedio (Albold et al., 2011).

El diseño de los VFCW involucra los siguientes aspectos:

- Definición de pretratamiento
- Cálculo del área necesaria, con verificación de la carga hidráulica
- Definición del sustrato: profundidad de las capas y tamaño de las partículas
- Definición pendiente del fondo
- Definición de la red hidráulica del humedal
- Selección de vegetación
- Definición de número de pulsos.

4.3 Pretratamiento

El requerimiento de pretratamiento es el mismo para VFCWs y para HFCWs (Hoffmann et al., 2011). Se recomienda menos de 100 mg/L de sólidos suspendidos totales y una carga de sólidos filtrables menor a 5 g/(m²dia) en el flujo de entrada a los humedales (Hoffmann et al., 2011).

4.4 Cálculo de área necesaria

El cálculo del área necesaria se basa en la carga orgánica en forma de DBO₅, la cual se define en términos de la carga hidráulica superficial (CHS). La CHS se calcula como (Kadlec & Wallace, 2009):

$$q_s = \frac{Q}{A}$$

Donde Q es el caudal, y A es la superficie de humedal. La carga superficial aplicada (LRI) se define como (Kadlec & Wallace, 2009):

$$LRI = qCi$$

Donde q es la carga hidráulica. De esta expresión se obtiene la definición de la carga orgánica superficial aplicada:

$$AOLR = \frac{Q \times C_{DBO}}{A_s}$$

Donde

AOLR = Carga superficial diaria de DBO₅ aplicada al humedal, expresada en g/(m²dia).

C_{DBO} = Concentración de DBO₅ en el afluente, expresada en mg/l.

Q = Caudal aplicado al humedal (caudal a tratar), expresado en l/día.
 A_s = Área superficial del humedal, expresada en m².

Utilizando un valor límite de la carga orgánica superficial aplicada, AOLR = AOLR_{lim} y despejando, se obtiene el área:

$$A_s = \frac{Q \times C_{DBO}}{AOLR|_{lim}}$$

Los límites recomendados para carga orgánica superficial aplicada se presentan en la tabla 18.

Tabla 18.
 Límites recomendados para carga orgánica superficial aplicada [g/(m² día)]

LÍMITE EN CARGA ORGÁNICA SUPERFICIAL APLICADA [G/(M ² DIA)]	REFERENCIA
25 gDBO/(m ² d) (máximo para evitar obstrucción)	Morel, Diener (2006, p.32)
10-20 g DBO/(m ² d)	Morel, Diener (2006, p.36)
30-35 gDBO/(m ² d) (climas cálidos)	Hoffmann et al. (2011, p.25)
20 gDQO/(m ² d) (climas fríos)	Hoffmann et al. (2011, p.25); Albold et al. (2011, p.8).
60-70 gDQO/(m ² d) (climas cálidos)	Hoffmann et al. (2011, p.25)
20- 40 gDBO/(m ² d) (para obtener efluente con 30 mg/L de DBO)	García y Corso (2008, p.77)

Una aplicación de carga orgánica superior a la recomendada podría traer consecuencias negativas en la operación y la vida útil del humedal, ya que se podrían presentar obstrucciones en el lecho del humedal.

4.5 Cálculo y verificación de la carga hidráulica superficial

Para la carga hidráulica debe verificarse que cumple los límites de la tabla 19.

Tabla 19.

Límites recomendados para carga hidráulica superficial aplicada

LÍMITE EN CARGA HIDRÁULICA SUPERFICIAL APLICADA [CM/D]	REFERENCIA
20 cm/d (para climas cálidos)	Hoffmann et al. (2011, p.25)
8 cm/d	Albold et al. (2011, p.08)
10-20 cm/d	Morel y Diener (2006, p.36)
8,49 cm/d (2,083 galon/(dia.pie); 1 cm ² por cada 8,49 cm ³ de agua residual tratada diariamente).	García, Jones, Grant, Harrison (sf, p.1)
<5cm/d	Arias y Brix (2003, p.22)

4.6 Sustrato del humedal

El sustrato es una combinación de capas de arena y grava. La profundidad y composición del sustrato del humedal juega un papel muy importante en la eficiencia de la remoción de contaminantes de un VFCW, ya que este se encarga de:

- Brindar soporte a la vegetación
- Distribuir uniformemente el flujo en la entrada y salida del humedal
- Proporcionar un medio para el crecimiento microbiano
- Filtrar y atrapar partículas (UN-Habitat, 2008).

El sustrato debe estar conformado por una combinación de capas de arena y grava. Sin embargo, aún no existe un concepto unificado sobre la conformación exacta del sustrato de los VFCW en materia de granulometría y espesores de las capas (UN-Habitat, 2008).

En la tabla 20 se presentan diferentes recomendaciones en materia de profundidad y granulometría de lecho.

Tabla 20.
Recomendaciones de profundidad y granulometría de lecho

COMPOSICIÓN DEL SUSTRATO	REFERENCIA
20 cm grava en el fondo, al menos 50cm de arena, 10 cm de grava en la parte superior y 15 cm de borde libre	Hoffmann et al. (2011, p.25).
Para primera etapa: 10-20 cm grava (20-40mm) en el fondo, seguido por 10-20cm grava (5-20mm), y al menos 30 cm de grava fina (2-8mm) en la parte superior.	García y Corzo (2008, p.81)
Para segunda etapa: 10-20 cm grava(20-40mm) en el fondo, seguido por 10-20cm grava (3-10mm), y al menos 30 cm de arena en la parte superior	García y Corzo (2008, p.81)
15cm grava(20-40mm) en el fondo, seguido por 5cm grava (5-10mm), 45 cm de arena, y 5cm de grava (5-10mm) en la parte superior	UN-Habitat (2008)
15cm grava(30-60mm) en el fondo, seguido por 10cm grava (12mm), 15 cm de grava(6mm), y 8cm de arena en la parte superior	Vymazal et al. (1998, p.40)
20 cm de grava (16/32) en el fondo; seguido por 10 cm capa de transición (4-8mm); 60 cm capa principal (0-4mm /4-8mm /1-1mm); 5-20 cm capa de protección (8-16mm).	Vymazal et al. (1998)
20 cm grava (8-16mm) en el fondo, seguidos por 100cm de arena, y 20 cm de grava (8-16mm) en la parte superior	Brix y Arias (2005b, p.494)
20cm de grava en la parte inferior, seguido por capas de arena y grava.	Tilley et al. (2014, p.118)

Los autores concuerdan en que la tubería de drenaje debe estar cubierta por una capa de grava gruesa (>20mm), esto con el objetivo de evitar obstrucciones en el sistema de drenaje producto de la filtración del lecho filtrante en la red de tubería del humedal. De igual forma, se recomienda la instalación de una delgada capa de esta grava en la superficie del humedal, ya que esta facilita la distribución uniforme del afluente en el sustrato del humedal, y evita la acumulación de agua al aire libre (Hoffmann et al., 2011).

El borde libre en la superficie tiene el objetivo de prevenir el rebose de agua residual al ambiente en caso de que se colmate el sustrato del humedal (Hoffmann et al., 2011). En la tabla 21 se presentan las recomendaciones para profundidad del sustrato.

Tabla 21.
Recomendaciones para profundidad del sustrato

PROFUNDIDAD DEL SUSTRATO	REFERENCIA
1,0 m de profundidad efectiva (profundidad de la zona de material filtrante).	Brix y Arias (2005a, p.04).
1,0668 a 1,2192 m de profundidad	García et al. (sf., p.1)
>0,80m	UN-Habitat (2008, p.22)
0,95m	UN-Habitat (2008, p.22)
≥1.0m	UN-Habitat (2008, p.22)

En la tabla 22 se organizan las recomendaciones para las profundidades de las capas de grava y arena.

Tabla 22.

Profundidades y granulometrías recomendadas para las capas de material filtrante

UBICACIÓN DE LA CAPA Y TIPO DE MATERIAL	PROFUNDIDAD DE LA CAPA	GRANULOMETRÍA	REFERENCIA
Fondo; grava	20 cm	---(grava)	Hoffmann et al. (2011, p.25)
	15cm	20-40mm	UN-Habitat (2008)
	20cm	8-16mm	Brix y Arias (2005b, p.494)
	20 cm	16-32mm	Vymazal et al. (1998)
Transición	0		Hoffmann et al. (2011, p.25)
	5 cm	5-10mm	UN-Habitat (2008)
	0	--	Brix y Arias (2005b, p.494)
	10cm	4-8mm	Vymazal et al. (1998)
Zona media (capa principal); arena	mayor o igual a 50cm	---(arena)	Hoffmann et al. (2011, p.25)
	45 cm	--(arena)	UN-Habitat (2008)
	100 cm	--(arena)	Brix y Arias (2005b, p.494)
	60 cm	0-4mm /4-8mm /1-1mm	Vymazal et al. (1998)

Zona superior; grava	10 cm	---(grava)	Hoffmann et al. (2011, p.25)
	5cm	5-10mm	UN-Habitat (2008)
	20 cm	8-16mm	Brix y Arias (2005b, p.494)
	5-20cm	8-16mm	Vymazal et al. (1998)
Borde libre	Mínimo 15 cm	--	Hoffmann et al. (2011, p.25)

Se debe evitar que la superficie del material filtrante sea pisada (Hoffmann et al., 2011). Y se recomienda que la arena sea gruesa como la que se encuentra en los ríos. La arena debe ser lavada si no está limpia (Hoffmann et al., 2011).

4.7 Pendiente del fondo y de la superficie

Al fondo se le asigna una pendiente en dirección a la salida para generar un drenaje adecuado (UN-Habitat, 2008). En la tabla 23 se presentan los valores recomendados de pendiente del fondo.

Tabla 23. Valores recomendados de pendiente del fondo

PENDIENTE EN EL FONDO	REFERENCIA
0,5-1%	Hoffmann et al. (2011)
0,5-1%	UN-Habitat (2008)
1%	Vymazal et al. (1998)

La pendiente de la superficie del humedal debe estar totalmente nivelada (pendiente 0%) tanto en el lecho, como en la tubería de distribución, para garantizar un flujo uniforme y evitar la acumulación de agua en la superficie del humedal (Delgadillo, Camacho, Pérez, y Andrade, 2010).

4.8 Red hidráulica

La red hidráulica del humedal cuenta con 3 componentes:

- Captación de agua residual
- Sistema de tuberías de alimentación o distribución
- Sistema de drenaje o salida de vertimiento tratado.

En la tabla 24 se presentan los valores recomendados de parámetros de la tubería.

Tabla 24.
Valores recomendados para la tubería

PARÁMETRO DE LA TUBERÍA	VALOR	REFERENCIA
Diámetro de tubería	32-45mm	
Agujeros	de 5-7mm a cada 40-70cm, en la parte inferior de la tubería	Brix y Arias (2005b, p.494, 495, 496)
Diámetro tubería de recolección	90-120mm	
Distancia entre tubos de aireación	No mayor a 1.0m ²	
Tubería de aireación	Una tubería de aireación por cada 4m ²	García y Corzo (2008)
Tubería de drenaje (recolección)	Distancia entre tubos de drenaje, máximo de 5m	(Hoffmann et al., 2011, p.25)

Se recomienda usar tubería de aireación, conectada a los tubos de drenaje (Tilley et al., 2014).

El diseño de las tuberías de distribución debe ser tal que se logre una distribución uniforme en toda la superficie. A este fin, se debe seleccionar adecuadamente el tamaño de las tuberías de distribución, la longitud de las tuberías, el diámetro de los orificios, y el espaciamiento entre los orificios en las tuberías de distribución (Hoffmann et al., 2011)

4.9 Fondo

Se recomienda usar impermeabilización en el fondo. Puede ser con material sintético o arcilla (Morel y Diener, 2006). En el documento de Albold et al. (2011) se indica el uso de PVC liner, HDPE 1.5 mm.

4.10 Selección de plantas

Aunque el tipo de vegetación depende del clima, comúnmente se usa *Phragmites australis* y *Typha* sp. Se recomienda realización de pruebas para identificar la aplicabilidad de plantas locales (Tilley et al., 2014).

4.11 Sistema de bombeo

Se puede utilizar una bomba o un sifón mecánico (Morel y Diener, 2006). En el documento de Gutterer et al. (2009) se describe un dispositivo para la dosificación de caudal.

4.12 Frecuencia de pulsos

En la tabla 25 se muestran los valores recomendados de pulsos por día.

Tabla 25.
Valores recomendados de pulsos por día

NÚMERO DE PULSOS POR DÍA	REFERENCIA
4-12 pulsos/d (para evitar obstrucción).	Hoffmann et al. (2011, p.25, 26)
4-6 pulsos/d.	García y Corzo (2008, p.79)
4 a 10 pulsos/d	Tilley et al. (2014, p.118).
8-12 pulsos/d, cuando no se usa recirculación	Brix y Arias (2005b, p.495).
16-24 pulsos/d, cuando la mitad del caudal efluente es recirculado al sistema	Brix y Arias (2005a, p.05).

La relación del caudal con los pulsos, está dado por la siguiente expresión:

Volumen de agua por pulso= Caudal/(N pulsos día).

4.13 Recomendaciones de operación y mantenimiento

Se debe realizar limpieza de la tubería de distribución una vez al año, removiendo lodo y biopelícula que obstruya los orificios. En caso de presentarse obstrucción, se deben aplicar períodos de descanso para que se restablezca la conductividad hidráulica de la capa de material filtrante. Si esto no funciona, se debe realizar remoción del material acumulado y reemplazar material obstruido. El principal mantenimiento es verificar que el tratamiento primario logra suficiente remoción de concentración de sólidos en el flujo de entrada al

humedal (Tilley et al., 2014). Se debe remover periódicamente los lodos del sistema de tratamiento primario (Albold et al., 2011)

4.14 Datos de desempeño de humedales verticales

Tabla 26.

Datos de operación de humedales de flujo subsuperficial vertical, localizados en países tropicales, especialmente Colombia

LUGAR Y REFERENCIA	ESPECIFICACIÓN	DBO ENTRADA [MG/L]	DBO SALIDA [MG/L]	CAUDAL PROMEDIO [L/D]	AREA [M ²]	CORG AFLUENTE [CDBO/(M ² D)] (CALCULADA)
García (2010). Pereira	HFV-HFV (continuo) Piloto	112 mg/L	3,36 mg/L	24 L/d	0,24 m ²	11,2 gDBO/(m ² d)
García (2010). Pereira	HFV-HFH (continuo) piloto	112 mg/L	12,3 mg/L	24 L/d	0,24 m ²	11,2 gDBO/(m ² d)
Paredes (2014). Pereira	20 pulsos diarios (unidad H1)	217,2 mg/L	4,3 mg/L	166 L/d	1,1 m ²	32,8 gDBO/(m ² d)
Paredes (2014). Pereira	10 pulsos diarios (unidad H3)	217,2 mg/L	6,5 mg/L	166 L/d	1,1 m ²	32,8 gDBO/(m ² d)
González (2014). Pereira	altura laminar 0	67 mg/L	23,785 mg/L	7536 L/d	43,25 m ²	11,7 gDBO/(m ² d)

González (2014). Pereira	altura laminar 40	93 mg/L	20,46 mg/L	6288 L/d	43,25 m ²	13,5 gDBO/(m ² d)
González (2014). Pereira	altura laminar 65	169 mg/L	57 mg/L	6264 L/d	43,25 m ²	24,5 gDBO/(m ² d)
Bohórquez (2015). Pereira	arena; 20 pulsos/d (Unidad H1)	246,38 mg/L	9,65 mg/L	--	1,09 m ²	33,7 gDBO/(m ² d)
Bohórquez (2015). Pereira	arena; 10 pulsos/d (unidad H3)	246,38 mg/L	7,83 mg/L	--	1,09 m ²	33,7 gDBO/(m ² d)
Bohórquez (2015). Pereira	grava; 20 pulsos/d (Unidad H5)	246,38 mg/L	131,4 mg/L	--	1,09 m ²	33,7 gDBO/(m ² d)
Bohórquez (2015). Pereira	grava: 10pulsos/d (Unidad H7)	246,38 mg/L	159,68 mg/L	--	1,09 m ²	33,7 gDBO/(m ² d)
Platzer. et al (2007). Palhoca, Brasil	caudal 650 L/d (Fase 1)	189 mg/L	29 mg/L	650 L/d	4,44 m ²	27,7 gDBO/(m ² d)
Platzer. et al (2007). Palhoca, Brasil	caudal 910 L/d (Fase 2)	170 mg/L	14 mg/L	910 L/d	4,44 m ²	34,8 gDBO/(m ² d)

Ejercicios

- Diseño de humedal de flujo subsuperficial vertical. Considere un vertimiento de agua residual doméstica, que sale de un FAFA, con las siguientes características: DBO de 60mg/L y caudal promedio diario: 0.248 L/seg. Halle el área necesaria de un humedal vertical, de tal forma que se cumplan los lineamientos de carga orgánica y de carga hidráulica.
- Seleccione uno de los humedales de la tabla 26. Anote el caudal DBO en flujo de entrada y de salida, y área. Calcule la carga orgánica superficial aplicada, y la carga hidráulica. Verifique si cumple con los lineamientos para estos dos parámetros.

Referencias

- Albold, A., Wendland, C., Mihaylova, B., Ergunsel, A. & Galt, H. (2011). Constructed wetlands: sustainable wastewater treatment for rural and peri-urban communities in Bulgaria. Utrecht, Netherlands: Women in Europe for a Common Future -WECEF.
- Arias, C. y Brix, H. (2003). Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales. Ciencia e Ingeniería Neogranadina, (13), 17-24.
- Bohorquez, E. (2015). Efectos del medio filtrante y la frecuencia de alimentación en humedales construidos de flujo vertical para tratamiento de aguas residuales domésticas en condiciones tropicales. (Tesis de maestría). Universidad Tecnológica de Pereira. Colombia.
- Brix, H. & Arias, C. (2005). Danish guidelines for small-scale constructed wetland systems for onsite treatment of domestic sewage. Water Science and Technology, 51(09), 1-9.
- Brix, H. y Arias, C. (2005). The use of vertical flow constructed wetlands for on-site treatment of domestic wastewater: new danish guidelines. Ecological Engineering, 25(5), 491-500.

- Cooper, P. (1999). A review of the design and performance of vertical-flow and hybrid reed bed treatment systems. *Water Science and Technology*, 40(3), 1-9.
- Dan, T., Quang, L., Chiem, N. & Brix H. (2011). Treatment of high-strength wastewater in tropical constructed wetlands planted with *Sesbania sesban*: Horizontal subsurface flow versus vertical downflow. *Ecological Engineering*, (37), 711-720.
- Delgadillo, O., Camacho, A., Pérez, L. y Andrade, M. (2010). Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales. Cochabamba, Bolivia: Centro Andino para la Gestión y Uso del Agua (Centro Agua).
- García, J. (2010). Efecto del uso de plantas y configuración de los sistemas en la remoción de organismos patógenos mediante el uso de humedales construidos para el tratamiento de aguas residuales domésticas en condiciones tropicales. (Tesis de maestría). Universidad Tecnológica de Pereira. Colombia.
- García, J. y Corzo, A. (2008). Depuración con humedales construidos. Manuscrito no publicado. Barcelona: Universidad Politècnica de Catalunya.
- García A., Jones D., Grant W. & Harrison M. (sf). Recirculating vertical flow constructed wetlands for treating residential wastewater. Purdue University. Recuperado de: https://www.extension.purdue.edu/extmedia/AY/RW-4-W_08.pdf
- González, M. (2014). Efecto en la variación de la altura laminar en la remoción de patógenos y nitrógeno en humedales construidos de flujo subsuperficial vertical tratando aguas residuales domésticas en condiciones tropicales (Tesis de maestría). Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia.
- Gutterer, B., Sasse, L., Panzerbieter, T. & Reckerzugel, T. (2009). Decentralised wastewater treatment systems and sanitation in developing countries. Bremen, Alemania: Bremen Overseas Research and Development Association –BORDA.

- Hoffmann, H., Platzer, C., Winker, M. y von Muench, E. (2011). Revisión técnica de humedales artificiales. Eschborn, Alemania: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ.
- Kadlec, R. & Wallace, S. (2009). Treatment wetlands. Boca Raton, FL, Estados Unidos: Taylor & Francis Group.
- Kantawanichkul, S. & Wannasri, S. (2013). Wastewater treatment performances of horizontal and vertical subsurface flow constructed wetland systems in tropical climate. *Songklanakarin Journal of Science and Technology*, 35(5), 599-603.
- Morel, A. & Diener, S. (2006). Greywater Management in Low and Middle-Income Countries, Review of different treatment systems for households or neighbourhoods. Dübendorf, Switzerland: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag).
- Paredes, L. (2014). Remoción de contaminantes en la estabilización de humedales construidos de flujo vertical, sembrados con heliconia (sp), para el tratamiento de aguas residuales domésticas. (Trabajo de pregrado). Universidad Tecnológica de Pereira. Colombia.
- Perez, M., Hernández, J., Bossens, J., Jiménez, T., Rosa, E. & Tack, F. (2014). Vertical flow constructed wetlands: kinetics of nutrient and organic matter removal. *Water Science & Technology*, 70(01), 76-81.
- Platzer, C., Senf, C., Hoffmann, H., Cardia, W. & Ribeiro, R. (2007). Dimensionamento de wetland de fluxo vertical com nitrificação - adaptação de modelo europeu para as condições climáticas do Brasil. Trabajo presentado en el 24º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Septiembre, Belo Horizonte, Brasil.
- Saeed, T., Al-Muyeed, A., Afrin, R., Rahman, H. & Sun G. (2014). Pollutant removal from municipal wastewater employing baffled subsurface flow and integrated surface flow-floating treatment wetlands. *Journal of Environmental Sciences*, (26), 726-736.

Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P. & Zurbrugg, C. (2014). Compendium of Sanitation Systems and Technologies (2a ed.). Dübendorf, Suiza: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag).

UN-Habitat. (2008). Constructed wetlands manual. Nairobi, Kenya: United Nations.

Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P., Haberl, R., Perfler, R. & Laber, J. (1998). Removal mechanisms and types of constructed wetlands. En J. Vymazal, H. Brix, P. Cooper, M. Green, R. Haberl (Eds.). Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe (pp. 17-66). Leiden, Holanda: Backhuys Publishers.

Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P., Haberl, R., Perfler, R. & Laber, J. (1998). Removal mechanisms and types of constructed wetlands. En J. Vymazal, H. Brix, P. Cooper, M. Green, R. Haberl (Eds.). Constructed wetlands for wastewater treatment in Europe (pp. 17-66). Leiden, Holanda: Backhuys Publishers.

CAPÍTULO 5.

FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (FAFA) COMO OPCIÓN DE TRATAMIENTO SECUNDARIO PREVIO A LOS HUMEDALES CONSTRUIDOS: RECOMENDACIONES DE DISEÑO Y OPERACIÓN

5.1 Generalidades del filtro anaerobio

El filtro anaerobio es un reactor de biopelícula: la biomasa se desarrolla adherida a un medio de soporte, que por lo general es grava. En los espacios libres del lecho se forma una capa de lodos, que comprende biomasa y sólidos. Con el tiempo, esta masa de lodos aumenta y puede llenar los espacios libres del lecho (Von Sperling, 2012; von Sperling, 2007; Tilley et al., 2014).

Las ventajas del FAFA son (Levin y Gealt, 1997; Tilley et al., 2014):

- La generación de lodos es baja, y el lodo generado es estabilizado
- Su requerimiento de área es moderado, y puede ser construido bajo tierra
- Las pérdidas de energía son mínimas
- Es poco sensible a variaciones de carga hidráulica y operación discontinua
- Se han logrado altas remociones de d_{qo}, mayores a 80% en algunos estudios
- Tiene buena estabilidad ante la presencia de sustancias tóxicas.

Las limitaciones son (Levin y Gealt, 1997; Tilley et al., 2014):

- Presenta riesgo de obstrucción, esto depende del pretratamiento y el tratamiento primario.
- La remoción y limpieza del lecho es engorroso.
- El arranque puede demorarse hasta 6 meses en aguas residuales de baja concentración.

El filtro anaerobio es de alta tasa, genera poco lodo, y el lodo generado es digerido, además, genera biogás (Peña, 2003).

Una explicación detallada del mecanismo de funcionamiento del FAFA se encuentra en Romero (1999).

El filtro anaerobio requiere un sistema previo de tanque séptico o de sedimentador, con el fin de remover sólidos en suspensión y evitar problemas de obstrucción del medio. La remoción de coliformes en el tanque séptico y en el filtro anaerobio es baja (Van Haandel, Kato, Cavalcanti & Florencio, 2006; Tilley et al., 2014).

El sistema clásico de tanque séptico seguido por filtro anaerobio, denominado sistema fosa-filtro, ha tenido un amplio uso en el medio rural y en comunidades pequeñas (Von Sperling, 2012).

En el sistema fosa-filtro, la remoción de contaminantes se logra de la siguiente manera (Van Haandel et al., 2006; von Sperling, 2012):

- El tanque séptico remueve los sólidos sedimentables por sedimentación, de modo que la mayoría de sólidos en suspensión son apartados en el tanque séptico; la parte orgánica de estos sólidos es digerida en el fondo; en la fase líquida queda una alta concentración de materia orgánica (alta DBO_5).
- El filtro anaerobio remueve la materia orgánica soluble que queda después del pozo séptico (alta remoción de DBO_5).

La eficiencia del sistema fosa-filtro generalmente es menor en comparación con procesos aerobios. El sistema fosa-filtro, en muchas ocasiones alcanza una remoción igual o mayor a 80% en carga de DBO_5 . Sin embargo, en varios casos de agua residual doméstica diluida no cumplen este valor (Villegas, Guerrero, Castaño, Paredes, 2006; von Sperling, 2012).

El flujo de salida del filtro anaerobio presenta un olor desagradable y fuerte. Por tanto, se recomienda que el diseño incluya ventilación del tanque, de forma que limite la llegada de los olores a la comunidad (Tilley et al., 2014).

La remoción de nutrientes y patógenos es baja. Por tanto, para el flujo de salida se recomienda una descarga cuidadosa, o complementar con una etapa de tratamiento aerobio o una etapa de tratamiento terciario (Tilley et al., 2014).

Uno de los principales problemas del filtro anaerobio es la obstrucción del lecho filtrante, sobre todo para los que utilizan piedras en lugar de utilizar material con alto índice de vacío. Este riesgo es mayor a mayor concentración de sólidos en suspensión en el afluente, y también depende de la dificultad de remoción de lodo en exceso (Andrade Neto, 2004).

5.2 Aplicabilidad del FAFA

El FAFA es adecuado para los siguientes niveles: residencia familiar, pequeños vecindarios, y vecindades rurales (Tilley et al., 2014).

Es apropiado para los siguientes casos de agua residual: aguas negras y aguas grises de flujo relativamente constant; y agua residual con alto contenido de sólidos orgánicos, de diferentes industrias (Tilley et al., 2014; Levin, Gealt, 1997).

Puede ser usado en las siguientes opciones: como tratamiento secundario; para reducir carga orgánica de manera previa a un tratamiento aerobio; o como tratamiento terciario para pulimento (Tilley et al., 2014).

Es adecuado para casos de área limitada, puesto que requiere poca área y generalmente se construye bajo tierra. Es recomendable que el punto de construcción permita acceso a camión succionador para remoción de lodos (Tilley et al., 2014).

5.3 Recomendaciones generales de diseño

Se recomiendan cálculos estructurales, teniendo en cuenta todos los esfuerzos a los cuales la estructura será sometida (Andrade Neto, 2004).

Uno de los principales problemas del FAFA es la obstrucción. Esto se debe a (Goncalves Chernicharo, Andrade Neto, AlemSobrinho, Kato, Costa, Aisse & Zaiat, 2001):

- La baja porosidad en el caso de utilizarse piedra
- La concentración de sólidos suspendidos en el afluente
- La dificultad de remoción de lodos en exceso.

Estos aspectos deben tenerse en cuenta en la etapa de diseño y de construcción.

5.4 Tratamientos previos

Es importante que previo al FAFA haya un tratamiento primario y tratamiento preliminar, con el fin de remover sólidos que puedan generar obstrucción en el FAFA. Para este fin, generalmente se usa una unidad de sedimentación o tanque séptico (Tilley et al., 2014).

Dirección del flujo. Se recomienda utilizar flujo ascendente, con el fin de evitar riesgo de lavado de la biomasa (Tilley et al., 2014).

El parámetro más importante para el dimensionamiento del FAFA es el tiempo de retención hidráulico (TRH) (Tilley et al., 2014; Romero, 1999).

5.5 Tiempo de retención hidráulico

La definición de tiempo de retención hidráulico (TRH) empleada por Goncalves et al. (2001), es:

$$\theta = \frac{V_u}{Q}$$

Donde Q es el caudal promedio, θ es el TRH, V_u es el volumen útil (V_u), que es volumen de agua en la celda del filtro anaerobio. Esta expresión no tiene en cuenta la presencia de material filtrante (no se tiene en cuenta la porosidad). Para esta fórmula, Goncalves et al. (2001) toman θ de 5 a 10 h, mientras que en el documento RAS (Ministerio de Desarrollo Económico, 2000), se toma θ de 4 a 6.5 h.

En la tabla 27 se presentan los valores recomendados de TRH, pero es necesario verificar si tiene en cuenta la presencia de material filtrante.

Tabla 27.
Valores recomendados de tiempo de retención hidráulico (θ)

RANGO RECOMENDADO	REFERENCIA
6 – 12 h.	Andrade Neto (2004, p.97); Andrade Neto, Campos, Sobrinho, Chernicharo, Nour (1999, p.148)
5 – 10 h.	Goncalves et al. (2001, p.70, 74, 75).
4 – 8 h (varía según la DBO de entrada, no tienen en cuenta la porosidad del medio)	Ministerio de Desarrollo Económico (2000, p.85)
8 – 12 h.	Peña (2003, p.160)
12 h (para caudal mayor a 9000L/d y T entre 15 a 25°C)	ABNT (1997, p.079); Alvarado (2011, p.12).
12 – 36 h.	Tilley et al. (2014, p.78, 108, 109).
36 – 48 h.	Gutterer, Sasse, Panzerbieter, Reckerzugel (2009, p.195).
24 – 48 h.	Metcalf & Eddy (2003).

5.6 Carga orgánica y velocidad superficial

La Carga orgánica volumétrica aplicada al FAFA se define como:

$$C_{vi} = Q \times S_a / V_u$$

Donde S_a es la DBO de entrada al FAFA, y V_u es el volumen útil. En la tabla 28 se presentan valores recomendados.

Tabla 28.
Valores recomendados para la carga orgánica volumétrica

RANGO RECOMENDADO	REFERENCIA
≤ 5 kg DQO/(m ³ d)	Gutterer et al. (2009, p.195).
≤ 16 kg DQO/(m ³ d)	Alvarado (2011, p.12)
< 12 kg DQO/(m ³ d)	Alvarado (2011, p.12)
0.15-0.50 kg DBO/(m ³ d) (es con respecto a volumen útil, y para satisfacer la normativa ambiental brasileña)	Andrade Neto, 2004, p.102.
0.25-0.75 kg DBO/(m ³ d) (es con respecto a volumen de la zona de medio filtrante, sin considerar la presencia de medio filtrante)	Andrade Neto (2004, p.102); Goncalves et al. (2001, p.74, 75).

La velocidad superficial o carga hidráulica superficial, se calcula como $q_s = Q/A$, donde A es el área transversal a la dirección del flujo. No se tiene en cuenta la porosidad (Goncalves et al., 2001).

Generalmente, se usan bajos valores de velocidad superficial, pues valores altos pueden generar desprendimiento y lavado de la biomasa (Kavitha, 2009). En la tabla 29 se presentan valores recomendados.

Tabla 29.

Rangos recomendados de velocidad superficial (carga hidráulica superficial)

RANGO RECOMENDADO [M/D]	REFERENCIA
<10m/d	Gómez y Álvarez (2008, p.34); Romero (1999, p.708)
6-10m/d	Goncalves et al. (2001, p.74)
6-15m/d	Andrade Neto (2004, p.102)
<24 m/d	Alvarado (2011, p.12); Gutterer et al. (2009, p.257).

5.7 Altura de lecho filtrante, profundidad del falso fondo y distancia entre la superficie del agua y la pared superior

Para alturas de lecho filtrante mayores a 1.20m, la mejora en la descontaminación del agua residual es despreciable. La mayor parte de la descontaminación ocurre en los primeros 60 cm. Además, cuanto mayor sea la altura del lecho filtrante, habrá mayor dificultad para remover el exceso de lodo o realizar limpieza del filtro; y habrá más peso haciendo presión sobre el falso fondo o sobre los tubos de drenaje. Sin embargo, una gran altura minimiza la pérdida de biomasa del sistema. Algunos autores recomiendan que la altura del lecho filtrante esté en el rango 0.6m-1.5m, y usualmente se tienen valores cercanos a 1.0 m. (Andrade Neto, 2004; Andrade Neto et al., 1999).

Generalmente se presenta pérdida de sólidos y baja eficiencia de remoción de contaminantes para reactores anaerobios en los que menos del 50% de su volumen es ocupado con medio de soporte (Luiz, 2007).

En la tabla 30 se presentan valores recomendados de altura del lecho filtrante.

Tabla 30.

Rangos recomendados para la altura del lecho filtrante [m]

RANGO RECOMENDADO	REFERENCIA
1.0 - 1.2 m	Osorio (2003, p.167)
0.6m-1.5m, y usualmente se tiene valores cercanos a 1.0m.	Andrade Neto et al. (1999, p.148); Andrade Neto (2004, p.99); Luiz (2007, p.15).
0.8-1.60m	Andrade Neto (2004, p.100).
1.20 m	Gómez y Álvarez (2008, p.34); Alvarado (2011, p.10).
(altura de lecho filtrante + falso fondo) ≤ 1.20 m (normativa ambiental de Brasil)	ABNT (1997, p.4)
1.20m (caso sin falso fondo, normativa ambiental de Brasil)	Andrade Neto (2004, p.99)
0,60 m (caso con falso fondo, normativa ambiental de Brasil)	Andrade Neto (2004, p.99)

En la tabla 31 se muestran los valores recomendados de profundidad de la cámara inferior (falso fondo).

Tabla 31.

Rangos recomendados de profundidad de la cámara inferior (falso fondo)

RANGO RECOMENDADO [M]	REFERENCIA
0.40-0.55 m	Osorio (2003, p.167)
≥0.30m	Osorio (2003, p.164)
0.60m	Alvarado (2011, p.10)
≤0.60m (incluida la loseta de separación)	ABNT (1997, p.4)

Para la distancia entre la superficie del agua y la pared superior [cm] se recomienda un valor de 20 cm (Alvarado, 2011).

5.8 Altura útil y altura libre

La altura útil (H_u) se define como la altura de la capa de agua, distancia entre el fondo hasta la superficie del agua, como se puede ver en Zambrano et al. (2009) y Alvarado (2011). En la tabla 32 se presentan valores recomendados.

Tabla 32.

Rangos recomendados de altura útil (H_u)

RANGO RECOMENDADO [M]	REFERENCIA
≥1,80 m	Zambrano, Saltos, Villamar (2009, p.7)
1,80m	Romero (1999, p.1069).

La altura útil H_u sigue la expresión $H_u = h_1 + h_2 + h_3$ donde h_1 es la altura de la zona de medio filtrante, h_2 es la altura de la cámara inferior, y h_3 es la altura de la lámina libre, es decir, la

altura de la capa de agua por encima del lecho filtrante. La altura de la cámara inferior, h_2 , incluye el espesor de la loseta de la cámara inferior.

El nivel del agua por encima del nivel superior del filtro, también llamado altura libre de agua, es importante porque permite la salida homogénea del flujo sin canales preferenciales (Tilley et al., 2014). En la tabla 33 se presentan valores recomendados.

Tabla 33.

Valores recomendados de nivel de salida del líquido sobre el lecho (altura de lámina libre)

RANGO RECOMENDADO [CM]	REFERENCIA
≥ 30 cm	Alvarado (2011, p.10); Tilley et al. (2014, p.78)
30 cm	Goncalves et al. (2001, p.75)

5.9 Volumen útil, ancho y largo del filtro

En las tablas 34, 35 y 36 se presentan valores recomendados de volumen útil, ancho del filtro y largo del filtro.

Tabla 34.

Valores recomendados de volumen útil

RANGO RECOMENDADO [M ³]	REFERENCIA
≥ 1.25 m ³	Alvarado (2011, p.10); Romero (1999, p.1069).
100- 10.000 m ³	Luiz (2007, p.15).

Tabla 35.
Valores recomendados de ancho del filtro

RANGO RECOMENDADO [M]	REFERENCIA
0.85-5.40m	Alvarado (2011, p.10)
$\geq 0.95\text{m}$	Zambrano et al. (2009, p.7)
$\leq 3H_u$, donde H_u es altura util	Zambrano et al. (2009, p.7)

Tabla 36.
Valores recomendados de largo del filtro (longitud de la cámara, L)

RANGO RECOMENDADO [M]	REFERENCIA
6-26m	Luiz (2007, p.15).
$\leq 3H_u$, donde H_u es altura útil	Zambrano et al. (2009, p.79; Romero (1999, p.1069).
\leq profundidad del agua	Gutterer et al. (2009, p.194).

5.10 Carga hidrostática

La carga hidrostática mínima del FAFA es 0.10m, esto implica que el nivel de salida del flujo de salida debe estar 0.10m por debajo del nivel del tanque séptico (Kispergher, 2013; ABNT, 1997).

5.11 Sistema de distribución del agua residual

Los dispositivos de entrada y salida son muy importantes para lograr una buena distribución de flujo en el lecho filtrante, y para lograr una buena eficiencia de remoción de contaminantes (Andrade Neto, 2004; Goncalves et al., 2001).

Para la distribución del agua residual hacia el fondo del FAFA, se puede usar ya sea una pared o tubos PVC. Sin embargo, es preferible usar una pared en lugar de tubería, con el fin de obtener una mejor distribución del agua (Gutterer et al., 2009).

Para el caso de tubos de distribución verticales distribuidos a lo largo de toda el área, en la práctica se usa un tubo de distribución de flujo por cada 2 a 4m² de área de fondo del filtro (Goncalves et al., 2001).

Cámara inferior. La cámara inferior (falso fondo) tiene una gran importancia, pues permite que se forme un lodo floculento, que mejora la eficiencia; disminuye la posibilidad de obstrucción temprana, y le confiere al floc una mayor sedimentabilidad. Sin embargo, implica mayores costos debido a una mayor profundidad del sistema (Osorio, Vásquez, 2007; Andrade Neto, 2004).

Loseta perforada. La laja o loseta perforada sostiene el material filtrante, y también permite la existencia de la cámara inferior (Andrade Neto, 2004; Goncalves et al., 2001).

Fondo. La parte del fondo del FAFA, debe tener una inclinación de 1% hacia el pozo de drenaje. En la parte del fondo del FAFA, la distribución del agua residual puede ser realizada utilizando tubos perforados de PVC dispuestos en el fondo inclinado del filtro, de tal forma que estos tubos de distribución tengan una inclinación de 1% hacia la dirección del pozo de drenaje (ABNT, 1997; Goncalves et al., 2001; Zambrano et al., 2009).

5.12 Sistema de recolección del efluente

La recolección del flujo de agua residual que ha pasado por el FAFA puede realizarse mediante: canaletas que tienen su parte superior descubierta, y tubos perforados, los cuales tienen su parte superior cubierta (ABNT, 1997). Se debe tener en cuenta (ABNT, 1997):

- En filtros rectangulares debe haber una canaleta o tubo colector por cada tubo de distribución de agua residual
- En filtros rectangulares los tubos colectores o canaletas deben ser dispuestos en dirección paralela al mayor lado del rectángulo de la celda del FAFA, y paralelos a los tubos de distribución que están en el fondo.
- La distancia entre dos canaletas o tubos colectores consecutivos no debe ser mayor a 1.5m.
- Las aberturas (vertederos) de las canaletas o los orificios de los tubos colectores deben ubicarse horizontalmente, de modo que el efluente sea colectado uniformemente: en el caso de tubos colectores, los orificios deben ser en la parte lateral del tubo.

La pérdida de carga hidráulica es de 0.10m, esto implica que el nivel de salida del agua residual debe estar al menos 0.10 m por debajo del nivel de entrada del agua residual (ABNT, 1997; Kispergher, 2013).

5.13 Sistema de remoción de lodos

Se deben proveer dispositivos para remoción periódica de lodos en exceso, ya sea por succión o por descarga por el fondo (Andrade Neto, 2004; Goncalves et al., 2001):

Para los sistemas con cámara inferior, se recomienda tubo guía para la limpieza, un tubo por cada 3 m² de área de fondo; algunos autores recomiendan que los tubos guía no deben separarse más de 3m entre sí. Además, se recomienda que el tubo guía tenga 15-20 cm de diámetro, de material pvc (ABNT, 1997; Romero, 1999).

La parte del fondo del fafa, debe tener una inclinación de 1% hacia el pozo de drenaje, con el fin de que los lodos formados en el fondo se dirijan al pozo de drenaje (ABNT, 1997).

En lugar de tubo guía se puede utilizar drenado del lodo en dirección lateral, por tubería por presión hidráulica, para lo cual se requiere una carga hidrostática o caída de presión de 30 a 50 cm (Gutterer et al., 2009).

El exceso de lodos no requiere ser llevado a proceso de digestión, sino que puede ser llevado directamente a un proceso de concentración, que generalmente consiste de lechos de secado. Esto se debe a que el lodo proveniente del filtro anaerobio es un lodo ya digerido (Von Sperling, 2007).

5.14 Dispositivos de muestreo de lodos

Se deben considerar dispositivos y facilidades adecuadas para muestreo y remoción periódica de lodos. Para permitir el monitoreo de la concentración y altura de la capa de lodo generalmente se utilizan dos dispositivos de muestreo: uno en el fondo, y otro inmediatamente debajo de la laja del falso fondo. Esto permite observar la concentración y la altura de la capa de lodo. Se pueden considerar dispositivos de muestreo adicionales a lo largo de la altura del medio filtrante, cada 0.5 o 1.0m, con el fin de ayudar en la planeación del descarte de lodo, y reducir así el riesgo de obstrucción del medio filtrante (Goncalves et al., 2001).

5.15 Puertos de acceso y ventilación

Puertos de acceso. Se deben tener entradas de acceso a las distintas cámaras del FAFA, con el fin de facilitar operaciones de mantenimiento (Tilley et al., 2014).

Ventilación. El tanque debe tener ventilación para permitir la liberación controlada de olores y gases que puedan ser peligrosos (Tilley et al., 2014).

5.16 Material filtrante

Entre mayor sea la porosidad (fracción de espacio vacío de la zona de material filtrante), más se evitan las velocidades altas y el riesgo de obstrucción. Así, se recomienda utilizar diámetros mayores a 2cm (Andrade Neto, 2004; Kavitha, 2009).

Se recomienda utilizar una granulometría lo más uniforme posible, con el fin de que haya una mejor distribución del flujo. Los anillos de bambú han mostrado buena efectividad de remoción, además de que son de bajo costo, buena durabilidad, gran volumen de vacíos, gran área superficial específica, y bajo peso. Los materiales industriales de soporte tienden a mejorar el desempeño de los filtros anaerobios, pero su precio es relativamente alto (Andrade Neto, 2004; van Haandel et al., 2006).

Una forma de medir la porosidad (fracción de espacio vacío de la zona de material filtrante) se explica en el trabajo de Mendoza y López (2004).

En las tablas 37, 38 y 39 se muestran valores recomendados de diámetro, porosidad y área específica del material filtrante.

Tabla 37.

Valores recomendados de diámetro del medio

RANGO RECOMENDADO [CM]	REFERENCIA
3-7 cm.	Osorio (2003, p.164).
4-7 cm.	Ministerio de Desarrollo Económico (2000, p.86); Batero y Cruz (2007, p.18)
2.5-6.5 cm	Gómez y Álvarez (2008, p.34).
6-10 cm.	Villegas et al. (2006, p.78)
5-10 cm.	Gutterer et al. (2009, p.194)

>2 cm	Kavitha (2009, p.37)
1.2-5.5 cm	Tilley et al. (2014, p.108)

Tabla 38.
Valores recomendados de porosidad del medio

RANGO RECOMENDADO (PORCENTAJE DE VACÍO) [%]	REFERENCIA
0.46-0.66.	Ministerio de Desarrollo Económico (2000)
0.90-0.95 (plástico, polipropileno)	Osorio (2003, p.164)

Tabla 39.
Valores recomendados de área específica del medio

RANGO RECOMENDADO [M^2/M^3]	REFERENCIA
98-130.	Ministerio de Desarrollo Económico (2000)
100.	Gómez y Álvarez (2008, p.34).

5.17 Aprovechamiento de biogas

En el tratamiento de aguas residuales domésticas por procesos anaerobios, generalmente la carga orgánica no es suficiente para obtener uso rentable del biogás, ya sea para cocina, iluminación o calefacción. De hecho, se recomienda aprovechamiento de biogás para $DBO > 1000$ mg/L. Sin embargo, el biogás generado debería ser quemado (Hoffmann et al., 2011; Gutterer et al., 2009).

5.18 Procedimiento general para determinación de dimensiones

El procedimiento para determinar las dimensiones del FAFA según el documento de Goncalves et al. (2001) es:

- Consecución de datos del flujo de entrada al FAFA: DBO y caudal
- Selección del tiempo de retención hidráulico de diseño (q)
- Cálculo del Volumen útil: $V_u = Qq$
- Verificación de la Carga orgánica volumétrica aplicada al FAFA $C_{v1} = Q \times S_a / V_u$ donde S_a es la DBO de entrada al FAFA, y V_u es el volumen útil.
- Definición de las alturas: se utiliza la fórmula $H_u = h_1 + h_2 + h_3$, y se calcula ya sea H_u o h_2 , donde los valores de las demás alturas se toman de datos recomendados, que se muestran en tablas.
- Cálculo del área de filtro: $A = V_u / H_u$.

Además, se deben verificar los siguientes parámetros (Goncalves et al., 2001):

- Velocidad superficial, también llamada tasa de aplicación hidráulica superficial: $Q_s = Q/A$
- Carga orgánica volumétrica aplicada al medio de soporte: $C_{v2} = Q \times S_a / V_{\text{soporte}}$, $V_{\text{soporte}} = A \times h_1$; donde V_{soporte} es el volumen de la zona de medio de soporte, y h_1 es la altura de la zona de medio de soporte.
- Largo de cada celda; $L \leq 3H_u$, donde H_u es la altura útil
- Ancho de cada celda; $b \leq 3H_u$, donde H_u es la altura útil.

5.19 Resumen de recomendaciones para el diseño de filtro anaerobio

En la tabla 40 se presentan los valores recomendados para el diseño de filtro anaerobio. Una gran parte de los datos fueron tomados del trabajo de Gómez y Álvarez (2008). Una tabla similar se encuentra en Romero (1999).

Tabla 40.

Parámetros recomendados para el diseño de Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA)

PARÁMETRO	VALOR	REFERENCIA
Tiempo de retención hidráulico [h]	6 – 12 h.	Andrade Neto (2004, p.97); Andrade Neto, Campos, Sobrinho, Chernicharo, Nour (1999, p.148)
	5 – 10 h.	Goncalves et al. (2001).
	4 – 8 h (varía según la DBO de entrada, no tienen en cuenta la porosidad del medio)	Ministerio de Desarrollo Económico (2000, p.5)
	8 – 12.	Peña (2003, p.160)
	12 h (para caudal mayor a 9000L/d y T entre 15 a 25°C)	ABNT (1997); Alvarado (2011).
	12 – 36 h.	Tilley et al. (2014).
	36 – 48 h.	Gutterer et al. (2009).
	24 – 48 h.	Metcalf & Eddy (2003).

	≤ 5 kg DQO/(m ³ d)	Gutterer et al. (2009).
	≤ 16 kg DQO/(m ³ d)	Alvarado (2011)
	<12 kg DQO/(m ³ d)	Alvarado (2011)
Carga Orgánica Volumétrica	0.15–0.50 kg DBO/(m ³ d) (es con respecto a volumen útil, y para satisfacer la normativa ambiental brasileña)	Andrade Neto, 2004
	0.25–0.75 kg DBO/(m ³ d) (es con respecto a volumen de la zona de medio filtrante, sin considerar la presencia de medio filtrante)	Andrade Neto (2004); Goncalves et al. (2001).
Velocidad Superficial (carga hidráulica superficial) [m/d]	<10m/d	Gómez y Álvarez (2008); Romero (1999).
	6–10m/d	Goncalves et al. (2001)
	6–15m/d	Andrade Neto (2004)
	<24 m/d	Alvarado (2011); Gutterer et al. (2009).
Altura del lecho filtrante [m]	1.0 – 1.2 m	Osorio (2003)
	0.6m–1.5m, y usualmente se tiene valores cercanos a 1.0m.	Andrade Neto et al. (1999); Andrade Neto (2004); Luiz (2007).
	0.8–1.60m	Andrade Neto (2004, p.100).
	1.20 m	Gómez y Álvarez (2008, p.34); Alvarado (2011, p.10).
	(altura de lecho filtrante + falso fondo) ≤ 1.20 m (normativa ambiental de Brasil)	ABNT (1997, p.4)
	1.20 m (caso sin falso fondo, normativa ambiental de Brasil)	Andrade Neto (2004, p.99)
	0,60 m (caso con falso fondo, normativa ambiental de Brasil)	Andrade Neto (2004, p.99)

Altura útil (Hu) [m]	≥1,80 m	Zambrano, Saltos, Villamar (2009, p.7)
	1,80m	Romero (1999, p.1069).
Profundidad de la capa de agua dentro de la zona de material filtrante [m]	≥30 cm	Tilley et al. (2014, p.108).
Profundidad de falso fondo [m]	0.40-0.55 m	Osorio (2003, p.167)
	≥0.30m	Osorio (2003, p.164)
	0.60m	Alvarado (2011, p.10)
	≤0.60m (incluida la loseta de separación)	ABNT (1997, p.4)
Nivel de salida del líquido sobre el lecho (altura de lámina libre) [cm]	≥30cm	Alvarado (2011, p.10); Tilley et al. (2014, p.78)
	30 cm	Goncalves et al. (2001, p.75)
Distancia entre la superficie del agua y la pared superior [cm]	20 cm	Alvarado (2011, p.9)
Ancho del filtro [m]	0.85-5.40m	Alvarado (2011, p.10)
	≥0.95m	Zambrano et al. (2009, p.7)
	≤3Hu, donde Hu es altura útil	Zambrano et al. (2009, p.7)

Largo del filtro (longitud de la cámara -L) [m]	6-26m	Luiz (2007, p.15).
	$\leq 3H_u$, donde H_u es altura útil	Zambrano et al. (2009, p.79; Romero (1999, p.1069).
	\leq profundidad del agua	Gutterer et al. (2009, p.194).
Volumen útil [m ³]	$\geq 1.25 \text{ m}^3$	Alvarado (2011, p.10); Romero (1999, p.1069).
	100- 10.000 m ³	Luiz (2007, p.15).
Diámetro del medio [cm]	3-7cm.	Osorio (2003, p.164).
	4-7 cm.	Ministerio de Desarrollo Económico (2000, p.86); Batero,Cruz (2007, p.18)
	2.5-6.5 cm	Gómez y Álvarez (2008, p.34).
	6-10 cm.	Villegas et al. (2006, p.78)
	5-10 cm.	Gutterer et al. (2009, p.194)
	>2 cm	Kavitha (2009, p.37)
	1.2-5.5 cm	Tilley et al. (2014, p.108)
Porosidad del medio (porcentaje de vacío) [%]	0.46-0.66.	Ministerio de Desarrollo Económico (2000)
	0.90-0.95 (plástico, polipropileno)	Osorio (2003, p.164)
Área específica del medio [m ² /m ³]	98-130	Ministerio de Desarrollo Económico (2000).
	100	Gómez y Álvarez (2008, p.34).

En Alvarado (2011) y ABNT (1997) se presenta una tabla de TRH recomendado según caudal y temperatura.

La altura útil (H_u) es la altura del líquido, definida como la distancia desde el fondo hasta la superficie del líquido, como se puede ver en Zambrano et al. (2009) y en Alvarado (2011).

La velocidad superficial o carga hidráulica superficial se calcula como $q_s = Q/A$, donde A es el área transversal a la dirección del flujo. No se tiene en cuenta la porosidad (Goncalves et al., 2001).

En la tabla 41 se presentan valores recomendados de parámetros de cajas de inspección, losetas, tubos de distribución y tubos de recolección.

Tabla 41.
Dimensiones de dispositivos del FAFA

DISPOSITIVO	TAMAÑO	REFERENCIA
Cajas de inspección	0.70m×0.70m	Zambrano et al. (2009, p.9)
	0.60m×0.60m	Gutterer et al. (2009, p.193)
Tamaño de las losetas (lajas del falso fondo)	Entre 0.67 y 0.78 m	Gutterer et al. (2009, p.193)
Distancia entre los centros de los orificios de las losetas	15cm	ABNT (1997, p.29), Alvarado (2011, p.9).
	11.25cm - 13.1cm	Gutterer et al. (2009, p.193).
Tamaño de los orificios de las losetas	2.5 cmde diámetro	ABNT (1997, p.29)
Distancia entre los centros de los orificios de los tubos de distribución	20cm	ABNT (1997, p.28)
Tamaño de los orificios de los tubos de distribución	1cm de diámetro	ABNT (1997, p.28)
Distancia entre los tubos de distribución	30 cm	ABNT (1997, p.4)
Tamaño de los orificios de los tubos de recolección	2.5cm de diámetro	Zambrano et al. (2009, p.9)
Distancia entre los orificios de los tubos de recolección	15 cm	Zambrano et al. (2009,p.9)

5.20 Recomendaciones de operación y mantenimiento

Se debe lavar muy bien el material filtrante antes de ponerlo en el filtro, eliminando arenas y otras impurezas (Andrade Neto, 2004).

Se requiere un período de arranque en el rango de 6 a 9 meses, para lograr que el sistema alcance la eficiencia de tratamiento esperada. Esto se debe al tiempo que toma la biomasa para establecerse sobre el medio filtrante. Para disminuir este tiempo, se puede aplicar bacterias anaerobias sobre el lecho, para la formación de la biopelícula: a este fin, se toma lodo de un tanque séptico, y se rocían sobre el lecho del filtro. En el período de arranque, el caudal debe ser aumentado gradualmente, desde su nivel mínimo hasta un nivel final. Se recomienda variar el caudal, empezando con un cuarto del caudal final, y aumentarlo gradualmente hasta su valor final, durante tres meses (Tilley et al., 2014; Gutterer et al., 2009).

El manejo del pH o el aumento de alcalinidad se puede lograr adicionando cal en el período de arranque (Osorio y Vásquez, 2007).

El efluente, los lodos generados y las natas tienen un alto nivel de patógenos, por tanto deben de tratarse con cuidado (Tilley et al., 2014).

Se debe evitar la descarga de químicos fuertes sobre el agua residual que va al filtro, pues la biomasa es sensible a estos (Tilley et al., 2014).

Se debe revisar periódicamente que no haya escapes de agua (Tilley et al., 2014).

Se debe revisar periódicamente los niveles de lodos en el fondo del FAFA, y de grasas flotantes (natas), pues pueden generar obstrucción de los espacios libres del lecho filtrante (Tilley et al., 2014).

Se debe realizar periódicamente la remoción del exceso de lodos, en una operación que consiste en evacuar el agua residual, ya sea por descarga a través del fondo, o por succión,

utilizando una velocidad mucho mayor que la velocidad común, de forma que se genere salida de parte del exceso de lodo acumulado. Para ayudar a esta operación, se puede verter efluente tratado, o agua limpia sobre el lecho filtrante. La frecuencia de remoción de lodos en exceso depende de la concentración del afluente, el tipo de material de soporte y la altura del lecho. Generalmente se debe realizar entre tres a seis meses (Andrade Neto, 2004; Goncalves et al., 2001).

Con el tiempo, los sólidos obstruyen los poros del filtro, y la biopelícula se vuelve muy gruesa, de modo que se desprende y puede aportar a dicha obstrucción. Por tanto, se debe realizar limpieza del material filtrante del FAFA cuando la eficiencia disminuya. Para esto hay dos opciones: remover el material del filtro y limpiarlo, o hacer retrolavado, es decir, hacer fluir el agua residual en dirección contraria (Tilley et al., 2014).

El lodo producido en el FAFA es estable, de modo que no requiere más procesos de estabilización, y puede ser llevado directamente a un lecho de secado, u otro proceso de deshidratación, y luego se puede utilizar para uso agrícola si se tienen los cuidados necesarios (Andrade Neto, 2004).

5.21 Datos de operación de filtros anaerobios de flujo ascendente

En la tabla 42 se muestran datos de operación de filtros anaerobios de flujo ascendente.

Aclaraciones respecto a la tabla:

- Los datos de carga orgánica volumétrica están basados en volumen de zona de lecho.
- Datos de Batero y Cruz (2007): se utilizan canecas plásticas cilíndricas de 56cm de diámetro.
- Datos de Osorio y Vásquez (2007): se utilizan canecas plásticas cilíndricas de 56cm de diámetro.
- Datos de Villegas et al. (2006): se utilizaron canecas plásticas cilíndricas de 56cm de diámetro, el cual fue calculado usando el dato de 0.6m de altura de lecho, y 148L de

volumen empacado (Villegas et al., 2006), y la ecuación $r=(vol/(\Delta h \times \pi))^{0.5}$. El caudal se calculó con base en el dato de TRH y volumen de vacíos.

- Datos de Alvarado (2011). Se utiliza un recipiente cilíndrico que corresponde a tronco de cono, de modo que su diámetro varía, desde su base hasta su parte superior. Por tanto, se toma un diámetro promedio de 0.744m, el cual se obtiene a partir de un dato de volumen empacado de 0.6m³ y una altura empacada de 1.38m, y la fórmula $r=(vol/(\Delta h \times \pi))^{0.5}$.

Tabla 42.

Datos de operación de FAFA, localizados en países tropicales, especialmente Colombia

REFERENCIA Y ESPECIFICACIÓN	DBO ₅ ENTRADA	DBO ₅ SALIDA	TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO [H]	VOLUMEN EMPACADO [L]	CAUDAL [L /H]	COVB [KgDBO/ (m ³ d)]
Villegas et al. (2006) (V) (Q)	138 mg/L	61,5 mg/L	2,7 h (p.79)	148 L	21,9 L/h	0,49 KgDBO/ (m ³ d)
Villegas y cols. (2006) (2V) (Q)	138 mg/L	55,6 mg/L	5,3 h (p.79)	296 L	22,3 L/h	0,248 KgDBO/ (m ³ d)
Villegas et al. (2006). (V) (Q /2)	138 mg/L	61,5 mg/L	5,3 h (p.79)	148 L	11,1 L/h	0,248 KgDBO/ (m ³ d)
Giraldo (1993).	180 mg/L	54 mg/L	7.2 h	--	--	--

Alvarado (2011). Material piedra	144 mg/L	71,1 mg/L	--	600 L	55,4 L/h	0,319 KgDBO/ (m ³ d)
Alvarado (2011). Material tapas	144 mg/L	75 mg/L	--	600 L	55,4 L/h	0,319 KgDBO/ (m ³ d)
Alvarado (2011). Material espuma	144 mg/L	74 mg/L	--	600 L	55,4 L/h	0,319 KgDBO/ (m ³ d)
Batero y Cruz (2007). FAFA-I; COVII de 0,7 KgDQO/(m ³ d)	219 mg/L	106 mg/L	4,93 h (calculado)	148 L	18 L/h	0,639 KgDBO/ (m ³ d)
Batero y Cruz (2007). FAFAII, COVII	106 mg/L	50 mg/L	6,58 h (calculado)	148 L	13,5 L/h (p. 45)	0,232 KgDBO/ (m ³ d)
Batero y Cruz (2007). FAFAI, COVIII de 1,26 KgDQO/(m ³ d).	500 mg/L	219 mg/L	5,1 h (calculado)	148L	17,4 L/h	1,411 KgDBO/ (m ³ d)
Batero y Cruz (2007). FAFAII, COVIII	219 mg/L	75 mg/L	5,1 h (calculado)	148 L	17,4 L/h	0,618 KgDBO/ (m ³ d)
Batero y Cruz (2007). FAFA1+FAFA2, COV2	219 mg/L	50 mg/L	11,51 h	296 L	18 L/h	0,3196 KgDBO/ (m ³ d)
Osorio y Vásquez (2007). COV 230, FAFA 1	70 mg/L	38 mg/L	5.25 h(calculado)	148 L	18,9 L/ h	0,2145 KgDBO/ (m ³ d)

Osorio y Vásquez (2007). COV 115; FAFA 2	70 mg/L	25 mg/L	5.25 h (calculado)	148 L	18,9 L/ h	0,2145 KgDBO/(m ³ d)
Osorio y Vásquez (2007). COV 1037; FAFA 1	320 mg/L	140 mg/L	5.25 h (calculado)	148 L	18,9 L/ h	0,9808 KgDBO/(m ³ d)
Osorio y Vásquez (2007). COV 520; FAFA2	320 mg/L	75 mg/L	5.25 h (calculado)	148 L	18,9 L/h	0,9808 KgDBO/(m ³ d)

En la tabla 43 se presentan datos de operación de filtros anaerobios a escala real en el Valle del Cauca (Osorio, 2003).

Tabla 43.

Datos de operación de filtros anaerobios a escala real en el Valle del Cauca

PARÁMETRO	CASO UNIFAMILIAR	CASO COLECTIVO
DBO ₅ afluente [mg/L]	80-96 mg/L	77-202 mg/L
DBO ₅ efluente [mg/L]	40-48 mg/L	34-90 mg/L
SST afluente [mg/L]	72-76 mg/L	44-230 mg/L
SST efluente [mg/L]	28-38 mg/L	15-103 mg/L
TRH [horas], para piedra	4.5-10 h	4.8-13.4 h
TRH [horas], para plástico	7.4 h	--
COV piedra [Kg DBO ₅ /(m ³ dia)]	0.33-3.5 Kg DBO ₅ /(m ³ dia)	0.45-5.9 Kg DBO ₅ /(m ³ dia)

Discusión sobre los datos de la tabla 43

Respecto a DBO del flujo de entrada, se tienen valores en el rango de 70 a 500 mg/L. Respecto a tiempo de retención hidráulico, se tienen valores desde 2.7h en el caso de Villegas et al. (2006), hasta 21.51 h en el caso de Batero y Cruz (2007). El TRH de 2.7h es demasiado bajo, y está por debajo del límite inferior de 4h propuesto en el documento RAS (Ministerio de Desarrollo Económico, 2000).

En la tabla 44 se muestran casos en los cuales se logra reducir la DBO₅ hasta 75 mg/L.

Tabla 44.
Datos de remoción de DBO5 para FAFA

REFERENCIA	DBO ₅ DE ENTRADA [MG/L]	DBO ₅ DE SALIDA [MG/L]	TIEMPO DE RESIDENCIA HIDRÁULICO [H]
Batero y Cruz (2007)	219 mg/L	75 mg/L	5.10 h
Batero y Cruz (2007)	219 mg/L	50 mg/L	11.51 h
Giraldo (1993)	180 mg/L	54 mg/L	7.2 h

Los anteriores datos indican qué tiempo de residencia hidráulico mayor o igual a 10 h puede lograr remoción de DBO de 190 mg/L hasta 60 mg/L. Aunque se debe tener en cuenta que tiempos de residencia muy bajos y cargas muy altas pueden generar obstrucción.

Respecto a la altura del lecho se tienen valores en el rango 0.6m hasta 1.38m:

- El valor 0.6m está de acuerdo con la normativa brasileña, pero está muy por debajo del valor de 1.0m recomendado por Osorio (2003).
- El valor de 1.38m es un valor muy alto, incluso se pasa del valor de 1.20 propuesto por Osorio (2003), y Alvarado (2011).

Respecto a velocidad superficial se tienen valores desde 1.08 m/d en el caso de Villegas et al. (2006), hasta 3.06m/d, en el caso de Alvarado (2011). Estos datos son menores a 10 m/d, de modo que se evita el arrastre de sólidos con el efluente según Alvarado (2011).

5.22 Ejemplo de dimensionamiento y diseño de FAFA

Se dimensiona un nuevo FAFA, para un caso rural en Manizales, utilizando la metodología de diseño, teniendo en cuenta las tablas de datos de diseño.

Se tienen los siguientes datos del antiguo FAFA:

- Altura de la zona de material filtrante: 0.5m
- Material filtrante: grava
- Altura de capa libre de agua: 0.4m.

Sobre la remoción de DBO, en la tabla 44 se muestran los casos que permiten analizar la situación que se tiene en el presente ejemplo, en el cual se espera que el FAFA reduzca la DBO de 190 mg/L a 60 mg/L (y un humedal construido a ser planteado posteriormente podría reducir la DBO de 60 a 30 mg/L).

Para la definición de carga superficial orgánica para el humedal a ser diseñado, se tiene en cuenta que un tiempo de residencia hidráulico mayor o igual a 10 h puede lograr remoción de DBO de 190 mg/L hasta 60 mg/L.

5.22.1 Tiempo de retención hidráulico (TRH)

Para definir el TRH (θ) se tienen en cuenta la tabla de datos de diseño, la tabla de datos de desempeño, y la meta de reducir la DBO de 190 mg/L hasta un valor menor o igual a 60 mg/L. Este valor de 60mg/L se tomó considerando que la tabla 44 indica que es posible obtener valores menores a 60mg/L si se usan TRH adecuados.

De los datos de Batero y Cruz (2007) se tienen grandes reducciones de DBO_5 : de 500 a 75mg/L; y de 219 a 50 mg/L. Por otro lado, en el trabajo de Giraldo (Giraldo, 1993) se tiene una reducción de DBO_5 de 180 a 54 mg/L. Por tanto, estos niveles de reducción de DBO_5 son útiles para el presente ejemplo, en el cual se pretende reducir la DBO de 190 a 60mg/L aproximadamente.

En el trabajo de Batero y Cruz (2007) se utilizan unidades de filtro anaerobio en serie, de modo que el agua residual que sale del filtro uno entra al filtro dos. Esto implica que el TRH total es la suma de los TRH de cada unidad.

Estos datos implican que un TRH de 10h es suficiente.

En un principio, se tomó $\theta=10h$, pero no satisfacía los requerimientos de carga orgánica volumétrica, por tanto se toma: $\theta=11h$

Se calcula el volumen útil:

$$V_u = Q \times \theta = (893 \text{ L/h}) \times 11h$$
$$V_u = 9823L.$$

Se calcula el área:

$$A = \frac{V_u}{H_u} = \frac{9823L}{1.80m} = 5.457m^2$$

Se toma $A=5.5m^2$.

5.22.2 Cálculo y verificación de la velocidad superficial del FAFA

Se calcula la velocidad superficial para todo el sistema:

$$q_s = \frac{q}{A} = \frac{893L/h}{5.5m^2} = 3.897m/d$$

$$q_s \approx 3.9m/d$$

Esta velocidad cumple el requerimiento $q_s < 10m/d$, de modo que se evita el arrastre de sólidos con el efluente (Alvarado, 2011).

5.22.3 Cálculo y verificación de la carga orgánica volumétrica

Verificación de la carga orgánica volumétrica aplicada al FAFA:

$$C_{v1} = \frac{Q \times Sa}{Vu} = \frac{(190mg/L) \times (893L/h)}{9823L} = 0.41454KgDBO/(m^3 dia)$$

$$C_{v1} \approx 0.41KgDBO/(m^3 d)$$

Está en el rango 0.15–0.50 KgDBO/(m³d), por tanto es aceptable.

Verificación de la carga orgánica volumétrica aplicada al medio filtrante:

$$C_{v2} = \frac{Q \times Sa}{V_{soporte}}, V_{soporte} = A \times h_1, C_{v2} = \frac{(190mg/L) \times (893L/h)}{5.5m^2 \times 1.0m}$$

$$C_{v2} = 0.74 KgDBO/(m^3 d)$$

Está en el rango 0.25–0.75 KgDBO/(m³d).

5.22.4 Definición y verificación de largo y ancho

Se calcula el valor máximo del largo y del ancho:

$L \leq 3H_u$, $b \leq 3H_u$, donde $3H_u = 3 \times 1.80 = 5.40\text{m}$.

Este valor se debe tener en cuenta al definir el largo y el ancho.

Se distribuye el área de 5.5m^2 de manera similar al sistema ya existente.

Se divide el área de 5.5m^2 en dos celdas del mismo tamaño, que operan en paralelo, con el fin de facilitar operaciones de mantenimiento. Para esto, se debe dividir el caudal en dos partes iguales.

Esto genera dos filtros FAFA, cada uno de 2.75m^2 . Para cada filtro se utiliza la relación largo/ancho de 1.5. Esto genera:

Ancho $b = 1.354\text{m}$

Largo $L = 2.031\text{m}$

Se verifica el cumplimiento del requisito de largo máximo y ancho máximo, para cada celda:

Largo: $L = 2.04\text{m} \leq 5.4\text{m}$. Sí cumple.

Ancho: $b = 1.36\text{m} \leq 5.4\text{m}$. Sí cumple.

5.22.5 Cálculo de las alturas

Se toma:

Altura útil $H_u = 1.80\text{m}$

Altura del lecho filtrante $h_1=1.0\text{m}$

Altura del nivel de salida sobre el lecho: $h_3=0.3\text{m}$.

Se calcula la altura de la cámara inferior (h_2), la cual es separada por la loseta perforada:

$$h_2=H_u-h_1-h_3$$

Se obtiene la altura de la cámara inferior:

$$h_2=0.50\text{m}$$

Que incluye el espesor del falso fondo o loseta.

5.22.6 Definición de material filtrante y diámetro

Se selecciona:

- Tipo de material filtrante: piedra
- Diámetro del medio: 3-7cm.

5.22.7 Resumen de dimensiones y datos de operación del filtro anaerobio

En la tabla 45 se recopilan las dimensiones y datos de operación para el FAFA planteado.

Tabla 45.

Compilación de las dimensiones para el diseño del FAFA

PARÁMETRO	VALOR
Altura útil: hu	1.80 m
Altura del lecho filtrante, h1	1.0m
Altura del nivel de salida sobre el lecho: h3	0.3m
Altura de la cámara inferior h2	0.5m
Tiempo de retención hidráulico, TRH	11 h
Volumen útil, Vu	9823 L
Área (superficie)	5.5 m ²
Velocidad superficial, qs	3.9 m/d
Carga orgánica volumétrica	0.41 Kg DBO/(m ³ d)
Número de celdas de FAFA	Dos, en paralelo
Ancho de cada celda, B	1.354m
Largo de cada celda, L	2.031m
Material filtrante	Piedra, con diámetro en el rango 4-7 cm

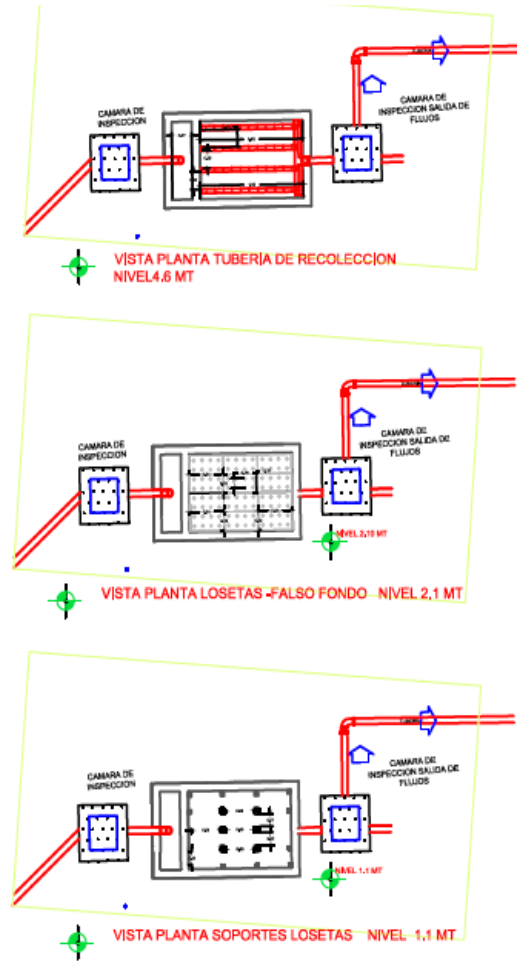


Figura 3. Vista planta de FFAF planteado

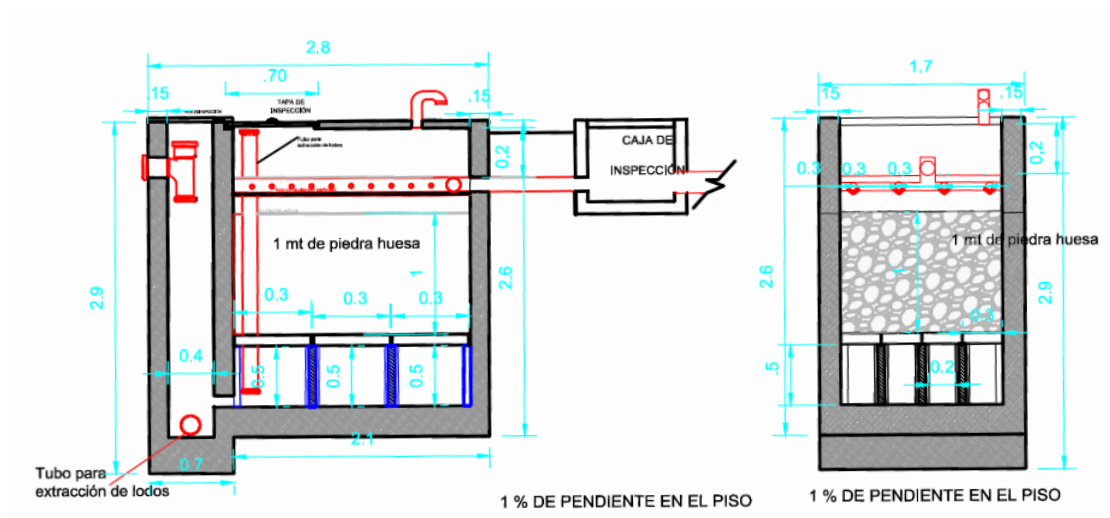


Figura 4. Vista del corte longitudinal y el corte transversal del FAFA planteado

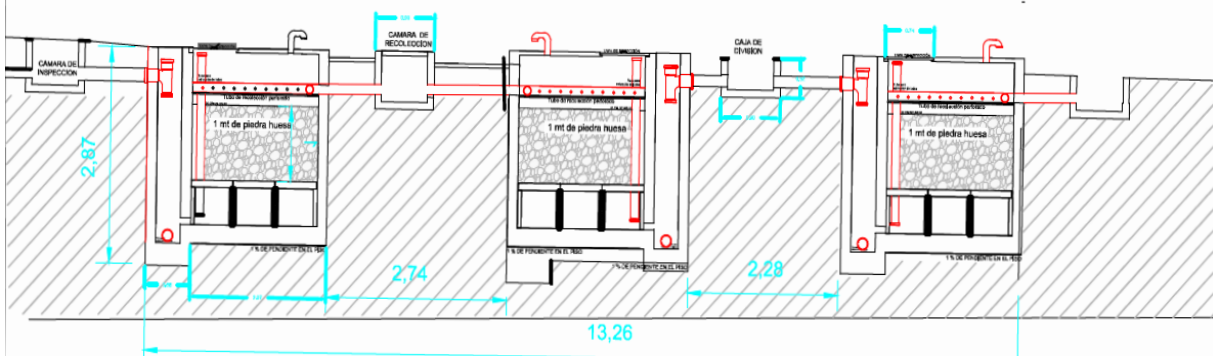


Figura 5. Vista del corte longitudinal del FAFA planteado

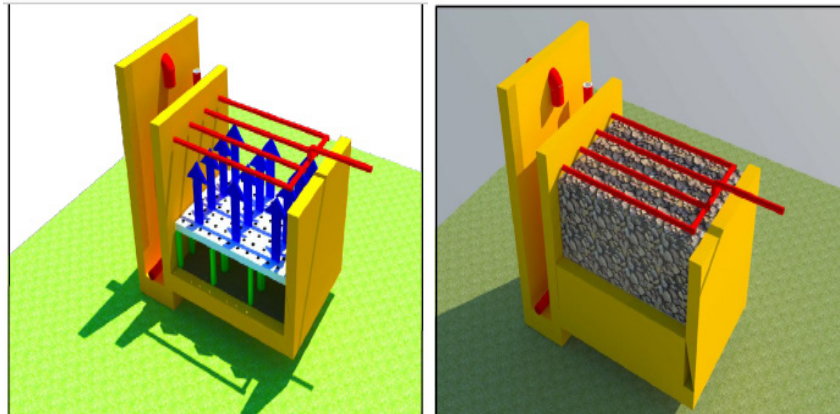


Figura 6. Vista del FAFA planteado

Referencias

- ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). (1997, octubre). Norma NBR 13969: Tanques sépticos (unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos) projeto, construção e operação. Rio de Janeiro, Brasil: autor.
- Alvarado, A. (2011). Evaluación de materiales de desecho como medio filtrante en filtros anaerobios de flujo ascendente. (Tesis de pregrado). Instituto Tecnológico de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.
- Andrade Neto, C. (2004). Filtro anaeróbico aplicado ao tratamento de esgoto sanitário. (Tesis de posgrado). Universidad Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil.
- Andrade Neto, C., Campos, J., Sobrinho, P., Chernicharo, C. y Nour, E. (1999). Filtros anaeróbicos. En Campos J. (Compilador). Tratamiento de efluentes sanitários por processo anaeróbico e disposição controlada no solo (pp. 139-154). Rio de Janeiro, Brasil: ABES.
- Batero, Y. y Cruz, E. (2007). Evaluación de filtros anaerobios de flujo ascendente (FAFAs) con medio de soporte en guadua para la remoción de materia orgánica de un agua residual sintética. (Tesis de pregrado). Universidad Tecnológica de Pereira, Pereira, Colombia.
- Colombia. Ministerio de Desarrollo Económico. (2000, Noviembre). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico –RAS: tratamiento de aguas residuales. Bogotá: autor.
- Giraldo, E. (1993). Tratamientos anaerobios de las aguas residuales domésticas. Revista de Ingeniería, (4), 01-12.
- Gómez, A. y Álvarez, G. (2008). Evaluación de la eficiencia de un filtro anaerobio de grava a escala piloto, análisis comparativo con un filtro anaerobio de guadua planta de tratamiento de aguas residuales Universidad Pontificia Bolivariana Bucaramanga. (Trabajo de pregrado). Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga, Colombia.

- Goncalves, R. Chernicharo, C., Andrade Neto, C., AlemSobrinho, P., Kato, M., Costa, R., Aisse, M. & Zaiat, M. (2001). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por reatores com biofilme. En Chernicharo et al. (Eds.). Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios (pp. 1-82). Belo Horizonte, Brasil: Finep.
- Gutterer, B., Sasse, L., Panzerbieter & Reckerzugel, T. (2009). Decentralised wastewater treatment systems (DEWATS) and sanitation in developing countries. Bremen, Alemania: Bremen Overseas Research and Development Association -Borda.
- Hoffmann, H., Platzer, C., Winker, M. y von Muench, E. (2011). Revisión técnica de humedales artificiales. Eschborn, Alemania: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ.
- Kavitha, K. (2009). Feasibility study of upflow anaerobic filter for pretreatment of municipal wastewater. (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Singapur, Ciudad de Singapur, Singapur.
- Kispergher, E. (2013). Digestao anaeróbia de efluentes da indústria de alimentos. (Tesis de maestría) Universidad Federal de Parana, Curitiba, Brasil.
- Levin, M. y Gealt, M. (1997). Biotratamiento de residuos tóxicos y peligrosos. Madrid, España: Mc Graw Hill.
- Luiz, F. (2007). Desempenho de reatores anaeróbios de leito fixo no tratamento de águas residuárias dalavagem e descascamento/despolpa dos frutos do cafeeiro. (Tesis de maestría). Universidad Federal de Vicosa, Vicosa, Brasil.
- Mendoza, P. y López, V. (2004). Estudio de la calidad del lixiviado del relleno sanitario La Esmeralda y su respuesta bajo tratamiento en filtro anaerobio piloto de flujo ascendente. (Trabajo de pregrado). Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, Manizales, Colombia.

- Metcalfe & Eddy. (2003). Wastewater engineering, treatment and reuse. New York, Estados Unidos: McGraw-Hill.
- Osorio, A. y Vásquez, J. (2007). Evaluación de la remoción de la materia orgánica en filtros anaerobios de flujo ascendente utilizando aguas residuales sintéticas. (Trabajo de pregrado). Universidad Tecnológica de Pereira, Pereira, Colombia.
- Osorio, P. (2003). Sistemas de tratamiento de aguas residuales domésticas empleados por la CVC en el sector rural del departamento del Valle del Cauca, Colombia. En Instituto Cinara (Coordinador), Memorias del Seminario Internacional sobre Métodos Naturales para el Tratamiento de Aguas Residuales. (pp. 162-168). Cali, Colombia: Universidad del Valle; Instituto Cinara.
- Peña, M. (2003). Pequeños sistemas para el tratamiento de aguas residuales en Latinoamérica. En Instituto Cinara (coordinador), Memorias del Seminario Internacional sobre Métodos para el tratamiento de Aguas Residuales. Cali, Colombia: Universidad del Valle; Instituto Cinara.
- Romero, J. (1999). Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P. & Zurbrugg, C. (2014). Compendium of Sanitation Systems and Technologies (2a ed.). Dübendorf, Suiza: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag).
- Van Haandel, A., Kato, M., Cavalcanti, P. & Florencio, L. (2006). Anaerobic reactor design concepts for the treatment of domestic wastewater. *Reviews in Environmental Science and Biotechnology*, 5(1), 21-38.
- Villegas, J., Guerrero, J., Castaño, J. & Paredes, D. (2006). Septic tank-upflow anaerobic filter-subsurface flow constructed wetland systems aimed at wastewater treatment in small localities in Colombia. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia*, 29(03), 75-88.

- Von Sperling, M. (2007). Wastewater characteristics, treatment and disposal. London, Reino Unido: IWA Publishing.
- Von Sperling, M. (2012). Introducción a la calidad del agua y al tratamiento de aguas residuales. San Juan de Pasto, Colombia: Universidad de Nariño.
- Zambrano, X., Saltos, X. & Villamar, F. (2009). Diseño del sistema de tratamiento para la depuración de las aguas residuales domésticas de la población San Eloy en la provincia de Manabí por medio de un sistema de tratamiento natural compuesto por un humedal artificial de flujo libre. (Tesis de grado). Escuela Superior Politécnica del Litoral. Recuperado de: <https://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/240>

CAPÍTULO 6.

DEPURACIÓN DE AGUA RICA EN METALES, MEDIANTE HUMEDALES CONSTRUIDOS

6.1 Problemática de la generación de agua rica en metales

A nivel mundial se presenta una importante contaminación con metales pesados a distintos cuerpos de agua, incluyendo corrientes, ríos, lagos y reservorios. Esto se debe principalmente a la minería, la manufactura industrial, y la aplicación de fertilizantes (Sekomo, Rousseau, Saleh & Lens, 2012).

Los efluentes de la industria metalmecánica, presentan altos contenidos de metales, sólidos suspendidos, sólidos disueltos y DQO (Singare & Dhabarde, 2014). En el caso de Manizales, en los efluentes de las industrias del sector metálico vertidos sobre la quebrada Manizales se ha observado sólidos y metales (Bastidas y Ramírez, 2007).

Las aguas residuales generadas por la extracción de minerales contienen una gran cantidad sólidos suspendidos, metales pesados como cobre, plomo y zinc. Esto vuelve al agua tóxica para el ambiente, la vida humana y animal, en las fuentes de agua donde son vertidas las aguas residuales (Akcil & Koldas, 2006; Gazea, Adam & Kontopoulos, 1996; Colombia. Ministerio de Minas y Energía, y Ministerio del Medio Ambiente, sf.; del Cisne y Flores, 2012; Unesco, sf.).

Los metales que se encuentran más comúnmente en efluentes de extracción de minerales son: Cu, Zn, Ni, y Fe. La concentración de cada uno de estos depende de las características, composición de la mena y operaciones del proceso minero (García, 2003).

El proceso minero de extracción de ciertos metales, como oro, cobre, y níquel, genera drenajes ácidos (AMD por sus siglas en inglés), que causan contaminación grave a aguas superficiales, aguas subterráneas y suelos, y afectan las distintas formas de vida de los ecosistemas (Akcil & Koldas, 2006; Cervantes, 2014; Gazea, Adam & Kontopoulos, 1996; Johnson & Hallberg, 2005).

Los drenajes ácidos de mina (AMD) se generan cuando el mineral sulfurado es expuesto a oxígeno y agua: el mineral sulfurado en presencia de agua y oxígeno se oxida para formar un drenaje ácido rico en sulfato (Akcil y Koldas, 2006; Diaz, 2013). Los AMD tienen: bajo pH; alta conductividad; alta concentración de metales en solución; alta concentración de sulfatos y hierro (Fe^{2+}); alta concentración de sólidos disueltos totales; y bajas concentraciones de metales pesados tóxicos. Algunos de los metales presentes son: Cu, Pb, Zn, Cd, Co, Ni, Hg, As y Sb. Algunos de los elementos que forman sales son: Ca, Mg, K, Na, Fe, Al, Si, Mn, SO_4^{2-} . Generalmente el pH es menor de 4. El típico color rojizo coloreado se debe al hierro oxidado (Akcil, 2006; Cervantes, 2014; Diaz, 2013; Muhammad, Kusin, Zahar, Halimoon & Yusuf, 2015; Marchand, Mench, Jacob & Otte, 2010). Una descripción de las características químicas de AMD se presenta en el estudio de Gazea, Adam & Kontopoulos (1996).

Se requieren sistemas de tratamiento que eliminen los compuestos tóxicos del agua residual, con el fin de evitar el daño de las formas de vida en distintos ecosistemas (Botz, 1999).

Los procesos convencionales (precipitación química, intercambio iónico, y remoción electroquímica) para remoción de metales presentan varias limitaciones, entre las cuales está la remoción incompleta de metales, altos requerimientos energéticos, y producción de lodos tóxicos. Así, se requieren otras tecnologías, para mejorar la calidad del efluente. En particular, la precipitación química tiene las siguientes limitaciones: requiere una gran cantidad de químicos (lo cual implica costos), genera una gran cantidad de lodos que requieren tratamiento adicional, y la disposición de lodos genera impactos ambientales significativos (Barakat, 2011).

En el caso de drenajes ácidos de minería y efluentes mineros en general, el alto costo del tratamiento por precipitación química ha generado interés en alternativas costo-efectivas, incluyendo los CWs (Kadlec & Wallace, 2009).

6.2 Tratamiento de aguas residuales ricas en metales

Para la depuración de efluentes inorgánicos ricos en metales, los procesos convencionales son la precipitación química, el intercambio iónico, y la remoción electroquímica (Barakat, 2011). De estos, el proceso más usado es la precipitación química. Es efectiva, y su operación es relativamente simple. Comprende la adición de algún químico, que reacciona con los iones de metal para formar un precipitado insoluble. Los procesos de precipitación química convencionales incluyen precipitación con hidróxido y precipitación con sulfuro (Fu & Wang, 2011; Barakat, 2011).

Para el caso de drenajes ácidos de minería (AMD), el enfoque más comúnmente utilizado de tratamiento es la precipitación química, con aireación y adición de cal u otro químico similar para aumentar el pH y generar la precipitación de metales en forma de hidróxidos y carbonatos (Johnson, 2013). De hecho, la neutralización de AMD genera precipitación de metales disueltos como flóculos de baja densidad, en forma de hidroxí-sulfatos de metal (Skousen & Ziemkiewicz, 2005).

El bajo pH afecta varios mecanismos importantes de remoción de metales, tales como adsorción, precipitación, sedimentación y absorción vegetal (Nyquist & Greger, 2009).

6.3 Sistemas pasivos para depuración de agua rica en metales

Las tecnologías de tratamiento pasivo se basan en procesos biológicos y químicos que ocurren de forma natural, de modo que no requieren una entrada continua de insumos químicos. Entre estos sistemas están los humedales aerobios (AeW), los humedales anaerobios, y los humedales de flujo vertical (Skousen & Ziemkiewicz, 2005; Kirby, 2014).

Las ventajas más importantes de los sistemas pasivos de bioremediación para tratamiento de aguas son (Skousen & Ziemkiewicz, 2005; Kirby, 2014; Lukovic & Stankovic, 2012):

- La operación y mantenimiento es fácil
- No requiere de insumos químicos
- El costo de mantenimiento y operación es relativamente bajo
- Los subproductos sólidos son retenidos en el lecho o sustrato del humedal.

Y sus desventajas más importantes son (Lukovic y Stankovic, 2012):

- El requerimiento de área es relativamente alto, y en muchas ocasiones no se tiene área disponible
- El gran tamaño del sistema (área) implica altos costos de construcción.

La selección y el diseño de un sistema pasivo efectivo debe tener en cuenta: características fisicoquímicas del agua, caudal, topografía del terreno, y características del sitio (Skousen & Ziemkiewicz, 2005).

Para el diseño de sistemas pasivos un valor comúnmente aceptado de vida útil es 20 años (Skousen & Ziemkiewicz, 2005).

En el documento de Skousen & Ziemkiewicz (2005) y en el documento de Skousen, Rose, Geidel, Foreman, Evans & Hellier (1998) se muestra un diagrama de flujo para la selección de tecnologías de tratamiento pasivo para aguas de minería, en función de las características fisicoquímicas. Y en el documento de Skousen & Ziemkiewicz (2005) se muestran las características de construcción y los factores de diseño.

Cuando no hay suficiente alcalinidad en el efluente a tratar, se puede usar un sistema pasivo con caliza (limestone), por ejemplo un 'drenaje anóxico de caliza' (anoxic limestone drain) y luego un humedal (Hedin, Narin & Kleinmann, 1994; Jhonson & Hallberg, 2005). Sin embargo, se recomienda seguir las indicaciones del diagrama presentado en el estudio de Skousen & Ziemkiewicz (2005).

Los sistemas con compost presentan la desventaja de que los metales se acumulan en el compost, el cual se agota en un lapso de 5-10 años, y al cabo de este lapso de tiempo es necesario cambiarlo (Johnson, 2013).

6.4 Aplicabilidad de los humedales construidos para depuración de agua rica en metales

Se han usado CWs para aumentar pH y reducir concentración de metales, en efluentes mineros y drenajes ácidos de minería (Kadlec & Wallace, 2009). Se han construido varios humedales a escala real para tratar AMD proveniente de minas, tanto activas como abandonadas (Skousen & Ziemkiewicz, 2005). Hay tres tipos de humedales para tratamiento de AMD: aerobios, anaerobios y humedales verticales. De estos, los humedales aerobios y los anaerobios son los principales. Los humedales aerobios y las lagunas (ponds), son usados para aguas netamente alcalinas; mientras que los humedales anaerobios son usados para agua netamente ácida (Skousen et al., 1998; Skousen & Ziemkiewicz, 2005; Kirby, 2014; Lukovic & Stankovic, 2012).

El uso de CWs para AMD presenta las siguientes limitaciones: la remoción de AMD no es consistente debido a la variación del clima y las estaciones; y las tasas de remoción de ácido y de metal se reducen con el tiempo, a medida que el sustrato se satura de metal. Sin embargo, si se realiza adecuado mantenimiento periódico, se logra buen desempeño a largo plazo (Lukovic & Stankovic, 2012).

Los humedales aerobios son humedales de flujo libre (FWSCWs) destinados a generar un ambiente aerobio, sobre un sustrato anaerobio. Funcionan mejor a pH cercano a neutro (Kadlec & Wallace, 2009). En los documentos de Skousen et al. (1998) y Skousen & Ziemkiewicz (2005) se proporciona una descripción más detallada. La conveniencia de estos humedales de flujo libre (FWS), en lugar de otros tipos de humedales construidos, se debe a que: presentan una interface de exposición entre el agua y la atmósfera; presentan

bajo riesgo de obstrucción del lecho filtrante; y las plantas son más resistentes a la toxicidad (Gessner, Kadlec & Reaves, 2005; Mufarrege, Hadad, Di Luca & Maine, 2014).

Los humedales anaerobios comprenden vegetación en sustrato orgánico profundo (mayor a 30 cm), que puede estar mezclado con caliza (limestone). La depuración involucra una significativa interacción con el sustrato orgánico (Skousen et al., 1998). El material orgánico genera un ambiente anaerobio con condiciones reductoras, y proporciona carbono orgánico, que promueve la remoción de sulfatos y metales. Y la caliza (limestone) permite la neutralización de la acidez (Kadlec & Wallace, 2009; Skousen & Ziemkiewicz, 2005; Kirby, 2014). Si se presenta oxígeno disuelto, hierro férrico (hierro 3+) o aluminio, la efectividad de la caliza (limestone) se reduce (Lukovic & Stankovic, 2012).

En el caso de efluentes con pH ácido, es importante el uso de material neutralizante, como carbonato sódico. Sin embargo, después de cierto tiempo el efecto de neutralización cesa y se debe reemplazar el material (Kadlec & Wallace, 2009).

Se debe tener en cuenta que las plantas tienen límites de tolerancia a la concentración de metales. En el estudio de Hadad, Maine & Bonetto (2006) se indican concentraciones tolerables para distintas especies vegetales. Esto implica la necesidad de remover metales antes de usar humedales plantados. Un ejemplo es el caso de la empresa Bahco, localizada en Argentina, que se dedica a la fabricación de herramientas. Para el tratamiento de los efluentes se usa precipitación química antes de los FWCWs (Maine, Suñe, Hadad, Sánchez & Bonetto, 2006).

6.5 Remoción de metales en humedales construidos

Los humedales construidos pueden tratar aguas ricas en metales por medio de procesos físicos, químicos y biológicos. Los procesos físicos, incluyen filtración y sedimentación, y son importantes para remover metal particulado. Los procesos químicos y biológicos son importantes para remover metales disueltos (Lukovic & Stankovic, 2012).

La remoción de metales en los humedales se debe a los siguientes mecanismos (Marchand, Mench, Jacob & Otte, 2010):

- Adsorción sobre el sedimento y sobre la materia orgánica
- Precipitación en forma de sales insolubles
- Precipitación de sólidos suspendidos, debido a las bajas velocidades de flujo
- Absorción en las plantas.

En los humedales el bajo pH y la ausencia de alcalinidad del agua tienen un efecto negativo sobre la remoción de metales (Nyquist & Greger, 2009). En contraste, la retención de metales en el sedimento es favorecida si el agua a tratar presenta un alto pH y altas concentraciones de carbonatos. En este caso, la remoción de metales se debe a su adsorción sobre los carbonatos (Marchand et al., 2010).

Se requieren condiciones alcalinas para facilitar la coprecipitación de metales catiónicos, como Cu, Zn, Ni y Cd. Mientras que se requieren condiciones ácidas para promover la remoción de oxianiones de As, Sb y Se, entre otros (Sekomo et al., 2012; Marchand et al., 2010).

En agua netamente alcalina, los metales se precipitan si hay suficiente tiempo. Sin embargo, el nivel de remoción depende de procesos de oxidación, por tanto está limitado por la concentración de oxígeno disuelto. Esto se ha confirmado principalmente para el hierro (Hedin, Narin & Kleinmann, 1994). De hecho, la velocidad de oxidación del hierro depende de la concentración de oxígeno y pH (Johnson & Hallberg, 2005).

Varios estudios indican que, en los humedales, los procesos de adhesión de los metales al sustrato son más importantes que los procesos mediados por las plantas como exudación radicular y absorción por la planta (Marchand et al., 2010). En el documento de Lukovic (2012), se menciona que, en el caso de AMD, la remoción de metales por absorción vegetal (plant uptake) es responsable de solo un 10% de la remoción de metales. En algunos estudios se ha encontrado que la absorción de metales por parte de las plantas es insignificante en comparación con la retención en el sustrato, como el estudio de Nyquist & Greger (2009) y el estudio de Mufarrege, Hadad, Di Luca & Maine (2014). Sin embargo, también se ha encontrado que la presencia de plantas promueve la acumulación de metales en los

sedimentos, pues transportan oxígeno desde las partes aéreas hasta la rizósfera (Mufarrege et al., 2014; Nyquist & Greger, 2009).

En algunos estudios, como el de Ruiz-López, González, Barrera, Moeller, Ramirez y Durán (2010), se ha encontrado que en humedales con plantas el porcentaje de remoción de metales es significativamente superior en comparación con los humedales sin plantar.

6.6 Humedales aerobios

Los humedales aerobios (AeW) comprenden vegetación en sedimentos de poca profundidad (menor a 30 cm). Presentan una superficie extensa de agua y un flujo lento, que implican un alto tiempo de residencia y un adecuado nivel de aireación. Esto facilita la precipitación y la retención de hidróxidos de Fe, Al y Mn. El alto tiempo de residencia facilita la oxidación, y la hidrólisis de metales, especialmente Fe, Al y Mn, con la consecuente precipitación y remoción de sus hidróxidos. Mientras que la gran cantidad de espacio permite que los flocs se sedimenten (Skousen et al., 1998; Hedin, Narin & Kleinmann, 1994; Skousen & Ziemkiewicz, 2005).

Los humedales aerobios y las lagunas de sedimentación generalmente son construidos para tratar aguas alcalinas, y permiten la precipitación de metales, y especialmente permiten la oxidación y remoción de hierro. Por lo general se obtienen tasas de remoción de 10-20 gFe/(m²dia) y 0.5-1 g Mn/(m²dia). De hecho, se recomiendan para agua netamente alcalina y con pH mayor o igual a 6; y no usarlos en aguas netamente ácidas. Los humedales aerobios presentan flujo superficial, y la profundidad de la capa de agua es baja con el fin de mantener condiciones oxidantes. En este caso se facilita la remoción de hierro (II), que ocurre mediante la oxidación de hierro (II) a hierro (III), seguido por la hidrólisis de hierro (III), generando hidróxido de hierro (Lukovic & Stankovic, 2012; Macias, Caraballo, Nieto, Rotting & Ayora, 2012; Skousen & Ziemkiewicz, 2005; Johnson & Hallberg, 2005).

En los humedales aerobios, el nivel de remoción de metales depende de: concentración de metales, concentración de oxígeno disuelto, pH, alcalinidad neta del agua, presencia de

biomasa microbial activa y tiempo de retención del agua en el humedal (Skousen et al., 1998).

En los humedales aerobios, los mecanismos de remoción de Fe, Al y Mn, en orden de mayor a menor importancia, son (Skousen & Ziemkiewicz, 2005):

- i. Formación de hidróxidos de metal y precipitación
- ii. Reducción de sulfatos mediada por microorganismos y formación de sulfuros de metal
- iii. Reacciones de complejamiento orgánico
- iv. Intercambio con otros cationes, sobre sitios cargados negativamente
- v. Asimilación directa por las plantas.

En los humedales aerobios el uso de macrófitas tiene los siguientes propósitos: promover una distribución uniforme del flujo del agua; contribuir a estabilizar el sustrato y a mantener la población de microorganismos; y proporcionar área superficial, facilitando la precipitación de compuestos de hierro III y minerales. La absorción de metales y contaminantes por las plantas es insignificante (Lukovic y Stankovic, 2012; Skousen y Ziemkiewicz, 2005).

Generalmente, en el humedal aerobio la profundidad de la capa de agua es de 10-50cm; teniendo en cuenta que la mayoría de vegetación acuática que se puede usar no soporta profundidades mayores a 50cm (Hedin, Narin & Kleinmann, 1994). Ford (2003) recomienda que en el humedal aerobio la capa de agua esté en el rango 1-3 in, lo cual corresponde a 2.54-7.62cm. Skousen et al. (1998), para los humedales aerobios propone: una profundidad de la capa de agua de 1-6 pulgadas, lo cual equivale a 2.54-15.24cm, y una profundidad de capa de sustrato que sea suficiente para el crecimiento de la planta utilizada.

Debido a que en condiciones alcalinas la remoción de metales depende de la concentración de oxígeno disuelto, el sistema de tratamiento debe proporcionar aireación al agua. Una forma de generar aireación es utilizar cataratas (saltos de agua) o peldaños. Para drenajes ácidos de minería (AMD) con concentraciones de Fe (II) mayor a 59 mg/L, se requiere estructuras de aireación y celdas de humedal en serie (Hedin, Narin & Kleinmann 1994).

El sistema se puede dimensionar con base en la velocidad de remoción de hierro (Hedin, Narin & Kleinmann 1994). En el trabajo de Skousen & Ziemkiewicz (2005), se recomienda usar una tasa de remoción de 10-20 g Fe /(m^2d) y 0.5-1.0 g Mn /(m^2d) como factores de dimensionamiento.

El subdimensionamiento, es decir uso de dimensiones menores a las requeridas, da lugar a un insuficiente tiempo de residencia, generando un bajo desempeño (Skousen & Ziemkiewicz, 2005).

6.7 Vegetación: selección de plantas, según desempeño y tolerancia respecto a la toxicidad

Las plantas más comunes para tratamiento de agua rica en metales son *Typha*, *Juncus* y *Scirpus* (Lukovic & Stankovic, 2012; Skousen & Ziemkiewicz, 2005). En el trabajo de Skousen & Ziemkiewicz (2005), se propone usar plantas del género *Typha*.

Las especies como *Typha* y *Phragmites* toleran un rango amplio de salinidad, y pueden funcionar bien en ambientes con alto contenido de sólidos disueltos totales (TDS) (Kadlec & Wallace, 2009).

La *Typha latifolia*, la *Phragmites australis* y la *Typha dominguensis* han demostrado ser muy efectivas para el tratamiento de agua residual con metales. En Álvarez, Ordóñez, Loredó & Younger (2013) la *Typha latifolia* mostró buena eficiencia en tratamiento de agua residual de minería con contenido de cianuro. En el trabajo de Galván, Cubillos y Paredes (2014) la planta *Phragmites australis* mostró buena eficiencia en tratamiento de agua residual proveniente de minería aurífera. En el trabajo de Maine et al. (2006) se puede ver el buen desempeño de la *Typha dominguensis*. Además, la *Typha angustifolia* también ha demostrado buena efectividad (Hegedus et al., 2010; y Demirezen & Aksov, 2004).

6.8 Afectación de las plantas debido a la toxicidad de los metales

En el tratamiento de agua residual con metales las altas concentraciones de metales generan reducción de las funciones metabólicas, como nutrición mineral, fotosíntesis, crecimiento. Mientras que bajas concentraciones de metales no afectan las funciones metabólicas e incluso las pueden promover (González, 2015). El pH y la conductividad son las principales causas de la desaparición o muerte de las plantas (Maine et al., 2006).

En Maine et al. (2006) se considera un humedal a pequeña escala, cuyo flujo de entrada presenta conductividad de 5.13 mS/cm y pH de 10, y se utilizaron macrófitas flotantes y macrófitas emergentes. Las macrófitas flotantes desaparecieron todas, luego desaparecieron la mayoría de las emergentes, y al final solo quedó la emergente *Typha dominguensis*. Esta desaparición se debió al alto pH (promedio 10), y a la alta conductividad (promedio 5.1 mS/cm) (Maine et al., 2006).

Klomjek & Nitorisavut (2005) utilizaron agua residual municipal con cloruro de sodio (NaCl). El flujo de entrada al humedal presenta una conductividad de 14-16 mS/cm; se usaron ocho especies de plantas emergentes: *T. angustifolia*, *C. corymbosus*, *E. cordifolius*, *B. mutica*, *D. bicornis*, *V. zizanioides* (Vetiver), *S. patens*, *L. fusca*. De estas, las especies *E. cordifolius* y pasto Vetiver fueron las únicas que no mostraron tolerancia, mientras que *T. angustifolia* y *D. bicornis* presentaron el mayor crecimiento, asimilación de nitrógeno y remoción de DBO.

En el estudio de Hadad et al. (2006) se proporcionan datos de concentraciones tolerables por distintas plantas.

6.9 Revisión breve de estudios sobre uso de humedales construidos para depuración de aguas ricas en metales

En esta revisión se identifican las principales características de los prototipos y los experimentos, y los principales datos de calidad fisicoquímica del agua tratada.

Se han realizado diversos estudios que utilizan humedales para depuración de aguas ricas en metales, principalmente humedales aerobios. En estos, se estudia el efecto de distintos parámetros como tiempo de detención, tipo de planta, profundidad de capa de agua, y concentración del afluente (Maine et al., 2006; Maine, Suñe, Hadad, Sánchez & Bonetto, 2007; García, 2003; Álvarez et al., 2004).

González, Maine, Cazenave, Sanchez & Benavides (2014) estudiaron la depuración de agua sintética rica en Cr (III) usando *Eichornia crassipes*. Los prototipos usados corresponden a humedal de vegetación flotante, por lotes. El pH del agua se mantuvo en el rango 5.4-5.8. Se evaluó el efecto de la concentración de Cr (III) sobre la supervivencia de la planta, observándose lo siguiente:

- La planta presentó mayor afectación para las dos mayores concentraciones de cromo, es decir 6 y 8 mg/L
- La planta no presentó afectación para las dos menores concentraciones de cromo, es decir 0 y 2 mg/L
- Se presentó mayor acumulación de Cr en las raíces que en las partes aéreas de la planta.
- La planta mostró habilidad para adaptarse a concentraciones moderadas de Cr.

Hegedus et al. (2010) estudiaron el tratamiento de agua residual salina proveniente de un acuicultivo, mediante un sistema hidropónico de lecho de grava. Los prototipos operan por flujo continuo en dirección horizontal, y el nivel del agua está a 10 cm por encima de la superficie del lecho de grava. El agua a tratar contiene 961 mg/L de sales totales, 297

mg/L de Na, conductividad de 1.36 mS/cm, 28.2 mg/L de Cl⁻. Se utilizaron 8 especies de vegetación emergente. Se observó lo siguiente:

- Cuatro de las especies evaluadas, *Bolboschoenus maritimus*, *Carex vulpina*, *Triglochin palustris*, y *Aster tripolium* mostraron síntomas de detrimento (coloración amarilla y resequedad) debido a alta concentración de sales.
- En contraste, las otras especies, *Typha angustifolia*, *Phragmites australis*, *Glyceria maxima* y *Scirpus lacustris*, mostraron tolerancia al estrés y potencial de depuración del agua.
- Después de 90 días de crecimiento, la *Typha* mostró la mayor productividad cuantificada por la cantidad de biomasa.

Mufarrege, Hadad, Di Luca & Maine (2014) estudiaron el tratamiento de agua rica en Cr, Zn y Ni, con pH de 7.3 y conductividad de 0.21 mS/cm. Utilizaron treinta reactores en operación por lotes. Estos consistían de recipientes de plástico, cada uno de 10L de capacidad, de 20 cm de diámetro, y 30 cm de altura. Se dispuso sedimento húmedo de 10 cm de profundidad, sembrado con la especie *T. Dominguensis*. Se adicionaron 5 L de agua residual, dejando un sobreborde de 4.1cm aproximadamente. Se tomó muestra a las 2 horas, 8 h, 24 h, 2 d, 7 d, 14 d, 21 d, 28 d, 60 d, y 90 d; el período de medición tomó en total 90 días, aunque se presenta estabilidad en la concentración de metales a los 60 días. Se observó lo siguiente:

- La mayor acumulación de metales ocurrió en el sedimento, siendo mayor que la acumulación en los tejidos de la planta.
- Los metales causaron inhibición del crecimiento, disminución de la concentración de clorofila y afectación de parámetros anatómicos.
- La planta demostró que puede acumular Cr, Ni y Zn en sus tejidos; además puede sobrevivir ante accidentes de alta concentración de metales y minerales.
- Para el Cr se logró un porcentaje de remoción mayor a 90% a partir del día 15; para el Zn se logró remoción mayor a 80% a partir del día 30; para el Ni se logró remoción mayor a 80% a partir del día 40 aproximadamente. A los 60 días de tratamiento, se logró porcentaje de remoción de aproximadamente 100%, de los tres metales.

- La evolución del porcentaje de remoción de metales es diferente para cada metal: durante los primeros cuarenta días, se tenía un mayor porcentaje de remoción de Cr, seguido por Zn y por Ni.

Ruiz et al. (2010) estudiaron la remoción de Cd y Zn de un efluente de una empresa minera, usando prototipos escala laboratorio de humedales de flujo subsuperficial vertical, con flujo intermitente. El agua residual tenía un pH promedio de 5.9, y conductividad promedio de 6.1 mS/cm. Se utilizó *Typha latifolia*. Se midió Cd, Zn, DQO soluble y pH. Se observó que:

- Durante las seis semanas del experimento, la planta resistió a las condiciones de acidez y salinidad del agua tratada, aunque presentó amarillez en hojas y tallo.
- Respecto a cadmio se obtuvieron remociones cercanas a 90% en sistemas plantados, y remociones cercanas a 40% en sistemas sin plantar.
- Respecto a zinc se obtuvieron remociones cercanas a 90% en sistemas plantados, y remociones cercanas a 50% en sistemas sin plantar.

En resumen, los estudios sobre remoción de metales mediante humedales construidos, de agua rica en metales, han analizado distintos parámetros y variables, según los siguientes enfoques:

- Efectos del tiempo de detención, concentración de metales, conductividad y pH sobre la planta: i) acumulación de metales en los tejidos de la planta, ii) acumulación de metales en el sedimento, iii) crecimiento y anatomía de la planta, iv) concentración de los pigmentos fotosintéticos en la planta (González et al., 2015; Mufarrege et al., 2014; Maine, Suñe, Hadad, Sánchez & Bonetto, 2009; Maine, Suñe, Hadad, Sánchez & Bonetto, 2007; Galleti, Verlicchi & Ranieri, 2010; Hadad, Maine & Bonetto, 2006; Ngoutane, Kone, Kengne & Akoa, 2011).
- Efecto del tiempo de detención sobre el nivel de remoción (Sheoran, 2006; Mufarrege et al., 2014; Khan, Ahmad, Shah, Rehman & Khaliq, 2009; Gessner, Kadlec & Reaves, 2005). Se analizan: concentraciones, pH y conductividad de efluente, para una misma especie de planta, para distintas especies de plantas, y para distintos alturas de la capa superficial de agua (Sheoran, 2006); porcentaje de remoción de cada metal (Mufarrege et al., 2014); y contenido/distribución de metal en sedimento, planta y efluente, expresado como porcentaje (Mufarrege et al., 2014).

- Efecto del tipo de planta sobre la concentración de metales y eficiencia de remoción (Hegedus et al., 2010; Maine et al., 2009; Khan et al., 2009; Maine et al., 2007; Galleti, Verlicchi & Ranieri, 2010), es decir, sobre: i) densidad de plantas y supervivencia, ii) concentraciones en efluente, eficiencia de remoción y remoción de carga en g/(m²dia), iii) retención o asimilación de metales, nitrógeno, fósforo, en: sedimento, planta, raíces, hojas y parte superior. Una de las conclusiones es que las plantas emergentes presentan mayor resistencia a la toxicidad en comparación con las plantas flotantes (Hegedus et al., 2010; Maine et al., 2009; Khan et al., 2009; Maine et al., 2007; Galleti, Verlicchi & Ranieri, 2010; Hadad et al., 2006).
- Efecto de la presencia de plantas, utilizando humedales plantados y humedales sin plantar (Ruiz, López et al., 2010; Galván, 2014).
- Efecto de concentración en el flujo de entrada sobre el nivel de remoción (Galván, 2014). Se analiza el efecto de la concentración de metales en el flujo de entrada sobre: la evolución de la concentración de metales, el porcentaje de remoción, y la remoción de carga (Galván, 2014).
- Efecto de la profundidad de la capa de agua, profundidad del punto de medición y especie de planta. Se analizan concentraciones en efluente, eficiencia de remoción, remoción de carga (Sheoran, 2006; Galleti, Verlicchi, Ranieri, 2010; Nyquist, 2009).
- Efecto de la tipología de humedal, utilizando por ejemplo humedal de flujo libre, humedal de vegetación flotante, humedal de flujo subsuperficial horizontal y humedal de flujo subsuperficial vertical (Maine et al., 2009; Maine et al., 2007; Hadad et al., 2006; Galván et al., 2014). En unos trabajos se compara el humedal de flujo libre y el humedal de vegetación flotante (Maine et al., 2009; Maine et al., 2007; Hadad et al., 2006). Y en otros trabajos se compara humedal de flujo libre, humedal de flujo subsuperficial horizontal y humedal de flujo subsuperficial vertical (Galván et al., 2014).
- Enfoque: efecto del material de soporte: Maín et al., 2007 (humedal de flujo subsuperficial).
- Enfoque: efecto de la conductividad (Ngoutane et al., 2011; Sheoran, 2006).

Estos estudios aportan información sobre: i) datos de estructura del sistema: área superficial, altura de la capa de agua, ii) datos de entrada: concentración de metales, pH, carga hidráulica, carga de metales, iii) eficiencia: porcentaje de remoción, concentración de salida; iv) efecto de variables de estímulo sobre la eficiencia de remoción. Se puede notar que los dos primeros enfoques (efecto del tiempo de detención y características fisicoquímicas

del afluente sobre las plantas, y efecto del tipo de plantas sobre la remoción) son los más comunes. Son escasos los estudios que analicen el desempeño de humedales en serie para tratamiento de agua neutra o alcalina.

Varios estudios para tratamiento de aguas ricas en metales, alcalinas, utilizan humedales de flujo libre, aunque no en línea (García, 2003; Maine et al., 2006; Gessner, Kadlec & Reaves, 2005; Nyquist & Greger, 2009; Álvarez et al., 2004). Unos pocos emplean líneas de humedales, por ejemplo el trabajo de Álvarez, Ordóñez, Loredó & Younger (2013).

6.10 Conclusiones

A partir de los estudios reportados en la literatura sobre humedales construidos de flujo libre (aerobios) para remoción de metales, se concluye que:

- En humedales de flujo libre (aerobios), las plantas son afectadas significativamente por pH ácidos y concentraciones altas de metales; incluso pueden marchitarse.
- Aún si las plantas logran sobrevivir a pH bajos, la remoción lograda es muy baja.

Por tanto:

- A nivel real es adecuado utilizar un tratamiento previo para remoción de metales hasta límites tolerables por las plantas; ya sea utilizando precipitación química o sistemas pasivos.
- En estos casos, los humedales aerobios realizan una remoción complementaria de metales, con el fin de facilitar reuso o con el fin de cumplir los límites impuestos por la normativa.

Otras conclusiones para humedales aerobios para remoción de metales:

- Se debe utilizar pH neutro o básico, pues a pH bajo las remociones pueden ser bajas: en el estudio de galván et al. (2014) se lograron altas remociones, mientras que en el de

Nyquist y Greger (2009) no se obtuvo remoción de Fe, ni de Zn, ni de Cd ni de sulfatos, aunque sí se obtuvo una remoción de 36-57% de Cu.

- Es preferible utilizar vegetación emergente y no vegetación flotante, pues estudios en condiciones reales y a largo plazo han demostrado la mayor capacidad de las primeras para sobrevivir ante la carga permanente de metales (Maine et al., 2006).
- Se requiere una baja profundidad de la capa de agua, preferiblemente menor a 16cm, con el fin de propiciar la presencia del oxígeno, y así facilitar la oxidación y precipitación de metales, principalmente de hierro.
- Se requiere gran extensión de área, o equivalentemente, se requieren altos tiempos de residencia hidráulica, generalmente mayores a 7 días, para facilitar la sedimentación de metales.
- La mayor parte de mineral removido se deposita sobre la superficie del sustrato (tierra), y es poco lo que es absorbido hacia el interior de la planta. Sin embargo, según algunos estudios la presencia de plantas promueve la deposición de mineral sobre el sustrato.

Anexo 2. Datos de depuración de aguas ricas en metales usando humedales construidos

En la tabla 46 se muestran datos de operación de humedales construidos para tratamiento de rica en metales, incluyendo agua de minería. De estos, García (2003), Álvarez et al. (2004) y Gessner, Kadlec & Reaves (2005) tratan agua cianurada; mientras los demás tratan otros efluentes mineros.

Tabla 46.

Datos de operación de humedales construidos, para tratamiento de rica en metales

REFERENCIA	PH DEL FLUJO DE ENTRADA	CONDUCTIVIDAD DEL FLUJO DE ENTRADA	TIPO DE HUMEDAL	TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO (TRH)	TIEMPO DE MUESTREO	DURACIÓN DEL PERIODO DE MEDICIÓN
<p>Escala piloto o laboratorio, alimentación por flujo continuo</p>						
<p>Gessner et al. (2005, p.457-460). Hay dos humedales en serie: humedal 1 (H1) y humedal 2 (H2).</p>	<p>7.2 (p.462)</p>	<p>----- ---</p>	<p>Flujo libre (p.459)</p>	<p>7 días (valor de diseño, p.459); 6.5 d (por trazadores, p.462) (Los TRH son para la suma de los dos humedales)</p>	<p>Cada 2 semanas (p.460)</p>	<p>14 meses</p>

Galván, Cubillos y Paredes (2014, p.6, 7, 9).	2.56 (p.9)	----- --	Flujo libre, flujo subsuperficial horizontal, y flujo subsuperficial vertical	0.5 días aprox.	pH diariamente, metales semanalmente	19 semanas
Álvarez et al. (2004, p.7). Recipientes de 375 litros	8.7 (p.7)	10 mS/cm	Flujo libre	7 días (p.7)	Concentración cada semana; pH y conductividad diariamente (p.7)	60 días (p.7)
García (2003, p.5)	8.9 (p.5)	9.4 mS/cm	Flujo libre (p.05)	18.2 días (437 h)	Cada 1 o 2 días	60 días (p.06)
Ruiz et al. (2010, p.28)	5.9 (p.30)	6.15 mS/cm (p.30)	Flujo subsuperficial vertical	2 días	Cada 2 o 3 días	46 días
Escala real						
Maine et al. (2006, p.342-346). Humedal pequeña escala: 6m×3m×0.4m (p.342)	10.0 (p.346)	5.13 mS/cm (p.346)	Flujo libre	7 días	Cada mes durante los 4 primeros meses, luego cada 15 días (p.342)	14 meses
Maine et al. (2007, p.1106-1109). Humedal gran escala: 50m×40m×(0.5-0.8m), con baffle central	7.2 a 10.8, promedio 8.0 (p.1108-1109)	3.47 mS/cm (p.1109)	Flujo libre	Varía entre 7-12 días (p.1106)	Cada dos semanas durante los 7 primeros meses, luego cada mes (p.1106)	15 meses aprox.

Hadad, Maine y Bonetto (2006, p.1745)	8.0-12.5, promedio 9.9 (p.1747)	Promedio 5.1 mS/cm	Flujo libre	7 días (p.1744-1745)	Cada dos semanas durante los primeros 5 meses, luego mensual.	14 meses (p.1746)
---------------------------------------	---------------------------------	--------------------	-------------	----------------------	---	-------------------

En la tabla 47 se muestran los datos de eficiencia de remoción, considerando otras características como tiempo de retención hidráulico, y pH del flujo de entrada. En la columna de concentración de flujo de salida, entre paréntesis se presenta el porcentaje de remoción.

Tabla 47.

Datos de eficiencia de remoción de humedales construidos para tratamiento de rica en metales, considerando pH del agua tratada y tiempo de retención hidráulico

REFERENCIA	TIPO DE HUMEDAL; Y TIPO DE ALIMENTACIÓN	PH DEL FLUJO DE ENTRADA	TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICO [DÍAS]	CONCENTRACIÓN FLUJO DE ENTRADA	CONCENTRACIÓN FLUJO DE SALIDA
Escala piloto o laboratorio					
Gessner et al. (2005, p.457-460). Hay dos humedales en serie: humedal 1 (H1) y humedal 2 (H2).	Flujo libre (p.459); alimentación flujo continuo	7.2	7 d (valor diseño); 6.5 d (por trazadores)	Fe: 3.07 mg/L	Fe: 1.9 mg/L (salida H1); 0.61 mg/L (salida H2) (p.462) (67.9%).
Galván et al. (2014, p.06, 07, 09). Etapa 1: Zn 9.6 mg/L, Pb 0.7 mg/L.	Flujo libre; alimentación flujo continuo.	2.56 (p.9)	0.5 días aprox.	Zn: 10 mg/L Pb: 0.5 mg/L (p.7)	Zn: 5 mg/L (50%, p.11) Pb: 0.14 mg/L (72%, p.11)

Galván et al. (2014, p.06, 07, 09). Etapa 3: Zn 24.2 mg/L, Pb 2.6 mg/L.	Flujo libre; alimentación flujo continuo.	2.56 (p.9)	0.5 días aprox.	Zn: 24.2 mg/L Pb: 2.6 mg/L (p.7)	Zn: 12.83 mg/L (47%, p.11) Pb: 0.91 mg/L (65%, p.11)
Álvarez et al. (2004, p.7). Escala laboratorio	Flujo libre; alimentación flujo continuo	8.7 (p.7)	7 días (p.7)	-----	Cu: ----- (98%)
García (2003, p.5).	Flujo libre; alimentación flujo continuo.	8.9 (p.5)	18.2 días	Cu: 47.33 mg/L (p.15)	Cu: 1.25 mg/L (97.99%) (p.6).
Ruiz et al. (2010, p.28). Agua de reproceso	Flujo subsuperficial vertical; alimentación por pulsos.	5.9 (p.30)	2 días	Zn: 35mg/L Cd: 0.35 mg/L	Zn: 5mg/L (mayor a 80%) Cd: 0.03 mg/L (91.4%).
Mufarrege et al. (2012). Experimento por lotes.	Flujo libre; alimentación por lotes.	----- ---		Cr: 100 mg/L Ni: 100 mg/L Zn: 100 mg/L (p.85)	Cr: 1.8 mg/L (98.2%) Ni: 80 mg/L (27.2%) Zn: 46 mg/L (58%) (Datos para 14 días) (p.89)
Escala real u operando en condiciones reales					
Maine et al. (2006). Humedal pequeña escala: 6m×3m×0.4m (p.342-346)	Flujo libre; alimentación por flujo continuo.	10.0 (p.346)	7 días	Ca: 171 mg/L Fe: 9.1 mg/L DQO: 276 mg/L (p.346)	Ca: 97 mg/L (43.3%) Fe: 0.21 mg/L (97.7%) DQO: 40 mg/L

<p>Maine et al. (2007, p.1106-1109). Humedal gran escala: 50m×40m×(0.5-0.8m), con baffle central; período de dominancia de <i>Typha dominguensis</i>.</p>	<p>Flujo libre; alimentación por flujo continuo.</p>	<p>7.2 a 10.8, promedio 8.0 (p.1108-1109)</p>	<p>Entre 7-12 días (p.1106)</p>	<p>DQO: 101 mg/L Ca²⁺: 182 mg/L Fe: 2.4 mg/L (p.1109)</p>	<p>DQO: 31 mg/L Ca²⁺: 88mg/L (51.6%) Fe: 0.09mg/L (96.3%)</p>
<p>Hadad, Maine y Bonetto (2006, p.1745). Dimensiones: 6m×3m×0.4m (p.1745).</p>	<p>Flujo libre; alimentación por flujo continuo.</p>	<p>8.0-12.5, promedio 9.9 (p.1747)</p>	<p>7 días (p.1744-1745)</p>	<p>Calcio: 173 mg/L Hierro: 8.9 mg/L DQO: 271 mg/L. (p.1747)</p>	<p>Calcio: 96 mg/L (44.5%) Hierro: 0.205 mg/L (97.7%) DQO: 40 mg/L.</p>

En la tabla 48 se muestran las dimensiones de humedales construidos para tratamiento de agua rica en metales.

Tabla 48.

Dimensiones de prototipos de humedal construido en alimentación flujo continuo

REFERENCIA	TIPO DE AGUA RESIDUAL	PH FLUJO DE ENTRADA	TIPO DE HUMEDAL	PROFUNDIDAD CAPA DE SUSTRATO	PROFUNDIDAD CAPA DE AGUA
García, 2003, p.5; humedal de 1.5m de largo, 0.5m de ancho, y 0.5m de altura.	Agua efluente de molinos de minería aurífera; contiene cianuro, manganeso, zinc, arsénio, cobre, y otros metales.	8.9 (p.5)	Humedal anaerobio, de flujo libre	30 cm de sustrato orgánico (compost), de 45% de porosidad.	----- ----- ----
Maine et al., 2006, p.342; Hadad et al., 2006, p.1745. Humedal pequeña escala, de 6m×3m	Mezcla de efluente de proceso industrial de fabricación de herramientas con agua residual doméstica; previo al humedal pasa por un tratamiento primario de precipitación, tamizado y decantación. El agua residual industrial contiene Cr, Ni, Zn, Fe.	10 (p.346)	Humedal de flujo libre	30cm de tierra (Maine, 2006, p.342; Hadad, 2006, p.1745).	40 cm
Maine et al., 2007, p.1106, 1109. Humedal gran escala: 50m×40m×(0.5-0.8m), con baffle central.	El agua residual primero pasa por un tratamiento primario de precipitación, tamizado, decantación (p.1106).	7.2 a 10.8, promedio 8.0 (p.1108-1109)	Flujo libre		30-50 cm
Gessner et al., 2005. Se utilizan dos humedales en serie: humedal 1 (H1) y humedal 2 (H2). Cada humedal tiene un área de 70-90 m ² .	Agua proveniente de un proceso de fabricación de aluminio; contiene hierro, orgánicos de la familia diesel, orgánicos de la familia gasolina, y cianuro (p.459)	7.2 (p.462)	Humedal de flujo libre	30 cm de tierra (p.459)	20 cm en la celda 1, y 15 cm en la celda 2 (p.459)

Nyquist, 2009	Drenajes ácidos de mina (AMD)	2.7 (p.631-633)	Humedal de flujo libre.	De arriba hacia abajo: 15 cm de colas de minería o arena limpia; 5cm de turba mezclada con lodo de agua residual doméstica para nutrición vegetal; 10cm de colas de minería o arena.	13±5 cm (p.632)
Álvarez et al., 2004, escala laboratorio, p.7	Agua cianurada, con cobre, hierro y plomo	8.7	Flujo libre.	30 cm, de compost.	<20 cm (p.7)
Álvarez et al., 2004, p.8; Álvarez et al., 2013, p.2118: escala piloto, celda 1 que es anaerobia. Dimensiones 12mx1mx4m (profundidad 1 m).	Agua cianurada, con cobre.	8-9 (p.2117)	Humedal anaerobio, de flujo libre.	40 cm, de mezcla de estiércol de vaca y grava silíceo.	-----
Álvarez et al., 2004, p.9; Álvarez et al., 2013, p.2118: escala piloto, celda 2 que es aerobia.	Agua cianurada, con cobre.	8-9 (p.2117)	Humedal aerobio de flujo libre.	50 cm de compost.	10 cm (p.9)

Ejercicios

Se pretende diseñar un humedal aerobio para depurar el efluente presentado en el estudio de Maine et al (2006). Considere los lineamientos básicos para humedales aerobios, incluyendo los datos de concentraciones tolerables por las plantas presentados en el estudio de Hadad et al. (2006). Realice las siguientes actividades:

- Defina si se necesita tratamiento previo para reducir la concentración de metales hasta valores tolerables por las plantas; y aumento de pH.
- Defina la profundidad de la capa de agua, la profundidad de la capa de tierra, y la especie de planta.
- Halle el área de humedal, usando una tasa de remoción de 10-20 (g Fe)/(m²d).
- Halle el tiempo de retención hidráulico nominal.

Referencias

- Akcil, A. & Koldas, S. (2006). Acid mine drainage (AMD): causes, treatment and case studies. *Journal of Cleaner Production*, 14(12-13), 1139-1145.
- Álvarez, R., Ordóñez, A., Loredó, J. & Younger, P. (2013). Wetland-based passive treatment systems for gold ore processing effluents containing residual cyanide, metals and nitrogen species. *Environmental Science Processes & Impacts*, 15(), 2115-2124.
- Álvarez, R., Ordoñez, A., Martínez, T., Loredó, J., Pendás, F. & Younger, P. (2004). Passive treatment for the removal of residual cyanide in drainage from closed gold mine tailing ponds. En Jarvis, Dudgeon, Younger (Editores), *Memorias del 'International Mine Water Association Symposium'*. (pp. 1-11). Newcastle upon Tyne, UK: University of Newcastle.
- Barakat, M. (2011). New trends in removing heavy metals from industrial wastewater. *Arabian Journal of Chemistry*, (4), 361-377.

- Bastidas, J. & Ramírez, L. (2007). Determinación de la carga contaminante de origen industrial vertida sobre la Quebrada Manizales. (Tesis de especialización). Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, Manizales, Colombia.
- Botz, M. (1999, agosto). Overview of cyanide treatment methods. Washington DC: Gold Institute.
- Cervantes, A. (2014). Caracterización del drenaje ácido y de las rocas asociadas a una mina para evaluar su posible aplicación en un sistema de tratamiento pasivo. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Colombia. Ministerio de Minas y Energía y Ministerio de Medio Ambiente (sf). Guia minero ambiental 2: explotación. Bogotá, Colombia: autor.
- Del Cisne, M. y Flores, E. (2012). Fitorremediación mediante el uso de dos especies vegetales Lemna minor (lenteja de agua) y Eichornia crassipes (jacinto de agua) en aguas residuales producto de la actividad minera. (Tesis de pregrado). Universidad Politécnica Salesiana, Cuenca, Ecuador.
- Demirezen, D. & Aksoy, A. (2004). Accumulation of heavy metals in *Typha angustifolia* (L) and *Potamogeton pectinatus* (L) living in Sultan March (Kayseri, Turkey). *Chemosphere*, 56(7), 685-696.
- Diaz, J. (2013). Tratamiento biológico como alternativa para disminuir el impacto ambiental ocasionado por el drenaje ácido, generado por la actividad minera en el municipio de Marmato-Caldas. (Tesis de maestría). Universidad de Manizales, Manizales, Colombia.
- Ford, K. (2003). Passive treatment systems for acid mine drainage. USA: US Bureau of Land Management Papers.
- Fu, Wang. (2011). Removal of heavy metal ions from wastewaters: A review. *Journal of Environmental Management*, (92), 407-418.

- Galleti, A., Verlicchi, P. & Ranieri, E. (2010). Removal and accumulation of Cu, Ni and Zn in horizontal subsurface flow constructed wetlands: contribution of vegetation and filling medium. *Science of the Total Environment*, 408(21), 5097-5105.
- Galván, J., Cubillos, J. & Paredes, D. (2014). Assessment of constructed wetland systems for the reduction of heavy metals from acid mine drainage. En A. Rivas (Presidente), *Memorias de la Segunda conferencia panamericana de sistemas de humedales para el manejo, tratamiento y mejoramiento de la calidad del agua* (pp. 01-15). Morelia, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua -IMTA.
- García, I. (2003). *Constructed wetlands use for cyanide and metal removal from gold mill effluents*. (Tesis doctoral). Royal Institute of Technology, Estocolomo, Suecia.
- Gazea, B., Adam, K. & Kontopoulos, A. (1996). A review of passive systems for the treatment of acid mine drainage. *Minerals Engineering*, 09(01), 23-42.
- Gessner, T., Kadlec, R. & Reaves, R. (2005). Wetland remediation of cyanide and hydrocarbons. *Ecological Engineering*, 25(4), 457-469.
- González, C., Maine, M., Cazenave, J., Sanchez, G. & Benavides, M. (2015). Physiological and biochemical responses of *Eichornia crassipes* exposed to Cr (III). *Environ Sci Pollut Res*, 22(5), 3739-3747.
- Hadad, H., Maine, M. & Bonetto, C. (2006). Macrophyte growth in a pilot-scale constructed wetland for industrial wastewater treatment. *Chemosphere*, 63(10), 1744-1753.
- Hedin, R., Narin, R. & Kleinmann, L. (1994). *Information Circular: Passive Treatment of Coal Mine Drainage*. Washington DC: United States Department of the Interior.
- Hegedus, R., Kerepeczki, E., Gál, D., Pekár, F., Oncsik, M. & Lakatos, G. (2010). Potential role of halophytic macrophytes in saline effluent treatment. *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 4(04), 198-202.

- Johnson, D. (2013). Development and application of biotechnologies in the metal mining industry. *Environmental Science and Pollution Research*, 20(11), 7768-7776.
- Johnson, D. & Hallberg, K. (2005). Acid mine drainage remediation options: a review. *Science of the Total Environment*, 338(1), 03-14.
- Kadlec, R. & Wallace, S. (2009). *Treatment wetlands*. Boca Raton, FL, Estados Unidos: Taylor & Francis Group.
- Khan, S., Ahmad, I., Shah, MT., Rehman, S. & Khaliq, A. (2009). Use of constructed wetland for the removal of heavy metals from industrial wastewater. *Journal of Environmental Management*, 90(11), 3451-3457. .
- Kirby, D. (2014). Effective treatment options for acid mine drainage in the coal region of West Virginia. (Tesis de maestría). Marshall University, Huntington, WV, USA.
- Klomjek, P. & Nitisoravut, S. (2005). Constructed treatment wetland: a study of eight plant species under saline conditions. *Chemosphere*, (58), 585-593.
- Lara, J. (1999). Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales. (Tesis de maestría). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Lukovic, A. & Stankovic, M. (2012). Passive systems for treating acid mine drainage: a general review. *Safety Engineering*, 2(4), 227-232.
- Macias, F., Caraballo, M., Nieto, J., Rotting, T. & Ayora, C. (2012). Natural pretreatment and passive remediation of highly polluted acid mine drainage. *Journal of Environmental Management*, (104), 93-100.
- Maine, MA., Suñe, N., Hadad, H., Sánchez, G. & Bonetto, C. (2006). Nutrient and metal removal in a constructed wetland for wastewater treatment from a metallurgic industry. *Ecological Engineering*, 26(4), 341-347.

- Maine, M., Suñe, N., Hadad, H., Sánchez, G. & Bonetto, C. (2007). Removal efficiency of a constructed wetland for wastewater treatment according to vegetation dominance. *Chemosphere*, 68(6), 1105-1113.
- Maine, MA., Suñe, N., Hadad, H., Sánchez, G. & Bonetto, C. (2009). Influence of vegetation on the removal of heavy metals and nutrients in a constructed wetland. *Journal of Environmental Management*, 90(1), 355-363.
- Maine, M., Hadad, H., Sánchez, G., Di Luca, G., Mufarrege, M., Caffaratti, S. & Pedro, M. (2017). Long-term performance of two free-water surface wetlands for metallurgical effluent treatment. *Ecological Engineering*, (98), 372-377.
- Marchand, L., Mench, M., Jacob, D. & Otte, M. (2010). Metal and metalloid removal in constructed wetlands, with emphasis on the importance of plants and standardized measurements: A review. *Environmental Pollution*, (158), 3447-3461.
- Marín, J., López, A., Behling, E., Rincón, N., Díaz, A. y Fernández, N. (2007). Humedales construidos para el tratamiento de drenajes de una mina carbonífera. *Ciencia*, 15(01), 21-34.
- Mufarrege, MM. (2012). Tolerancia y eficiencia de *Typha dominguensis* Pers. en la retención de metales y nutrientes de efluentes industriales. (Tesis doctoral). Universidad Nacional del Litoral, Santa Fé, Argentina.
- Mufarrege, M., Hadad, H., Di Luca, G. & Maine, M. (2014). Metal dynamics and tolerance of *Typha dominguensis* exposed to high concentrations of Cr, Ni and Zn. *Ecotoxicology and Environmental Safety*, (105), 90-96.
- Muhammad, S., Kusun, F., Zahar, M., Halimoon, N. & Yusuf, F. (2015). Passive treatment of acid mine drainage using mixed substrates: batch experiments. *Procedia Environmental Sciences*, (30), 157-161.

- Ngoutane, M., Kone, D., Kengne, I. & Akoa, A. (2011). Growth and yield potential of *Echinochloa pyramidalis* Hitchc & Chase: a forage plant used in vertical flow constructed wetlands in Cameroon. *African Journal of Environmental Science and Technhnology*, 5(8), 622-632.
- Nyquist, J. & Greger, M. (2009). A field study of constructed wetlands for preventing and treating acid mine drainage. *Ecological Engineering*, 35(5), 630-642.
- Ruiz-López, V., González, M., Barrera, J., Moeller, G., Ramirez, E. y Durán, M. (2010). Remoción de Cd y Zn de una corriente acuosa de una empresa minera usando humedales artificiales. *Tecnología, Ciencia, Educación*, 25(1), 27-34.
- Sekomo, C., Rousseau, D., Saleh S. & Lens, P. (2012). Heavy metal removal in duckweed and algae ponds as a polishing step for textile wastewater treatment. *Ecological Engineering*, (44), 102-110.
- Sheoran, A. (2006). Performance of three aquatic plant species in bench-scale acid mine drainage wetland test cells. *Mine Water and the Environment*, 25(1), 23-36.
- Singare, P. & Dhabarde, S. (2014). Pollution discharge scenario of metallurgical industries along Dombivali industrial belt of Mumbai, India. *International Letters of Chemistry, Physics and Astronomy*, (3), 40-47.
- Skousen, J., Rose, A., Geidel, G., Foreman, J., Evans, R., Hellier, W., and members of the Avoidance and Remediation Working Group of the Acid Drainage Technology Initiative. (1998). *A handbook of technologies for avoidance and remediation of acid mine drainage*. Morgantown, West Virginia, USA: National Mine and Reclamation Center.
- Skousen, J. & Ziemkiewicz, P. (2005). Performance of 116 passive treatment systems for acid mine drainage. En *National Meeting of the American Society of Mining and Reclamation*. Lexington, KY, USA: American Society of Mining and Reclamation.

Unesco. (sf.). Diagnóstico socioambiental de la pequeña minería de metales preciosos en Colombia. Montevideo, Uruguay: autor.

United States Environmental Protection Agency (2000). Folleto informativo de tecnología de aguas residuales: humedales de flujo libre superficial. Manuscrito no publicado. Washington DC, USA: Office of Water.

Ziemkiewicz, P., Skousen, J. & Simmons, J. (2003). Long-term performance of passive acid mine drainage treatment systems. *Mine Water and the Environment*, 22(3), 118-129.

CAPÍTULO 7.

DIMENSIONAMIENTO CON BASE EN MODELOS

7.1 Importancia y aplicabilidad de los modelos de humedales

Los humedales construidos involucran un gran número de procesos físicos, químicos y biológicos complejos (Langergraber et al., 2009; Xuan et al., 2010). Uno de los objetivos del modelado de CWs es lograr un mejor entendimiento de los procesos que gobiernan las transformaciones biológicas y químicas y los procesos de degradación. Otro de los objetivos del modelado de CWs es permitir la evaluación y mejoramiento de criterios de dimensionamiento. Para esto se requiere la formulación de modelos confiables y su validación respecto a datos experimentales (Langergraber et al., 2009).

Los modelos de humedales construidos correlacionan las concentraciones de contaminantes en el flujo de entrada y en el flujo de salida, de modo que permiten: i) la representación de la remoción de diversos contaminantes, incluyendo DQO, DBO, $\text{NH}_4\text{-N}$, $\text{NO}_3\text{-N}$ y metales; ii) la determinación del área de terreno de humedal que se requiere para lograr una concentración esperada en el flujo de salida de diferentes contaminantes (Saeed & Sun, 2011a; Sun & Saeed, 2009; Karpuzcu & Stringfellow, 2012). El procedimiento de estimación de área comprende la evaluación de la concentración del flujo de salida para diferentes valores de área del humedal (o equivalentemente tiempo de detención) (Kadlec & Wallace, 2009).

El modelado de los humedales es complejo debido principalmente a: la hidráulica, que involucra flujo difusivo en medio poroso, y los procesos de remoción de contaminantes, que son numerosos e implican interacción compleja (Marsili-Libelli & Checchi, 2005). Algunos de los modelos usados para describir la hidráulica y la reacción a través de un humedal son: modelo reactor de flujo cilíndrico (que involucran ecuaciones diferenciales parciales), modelo CSTR (CSTR corresponde a las siglas en inglés de Continuous Stirred Tank Reactor), modelo CSTRs en serie, y modelos que combinan CSTRs en serie, CSTRs en paralelo y flujo cilíndrico.

Los modelos de flujo cilíndrico usan ecuaciones diferenciales parciales y presentan gran capacidad para describir los procesos de hidráulica y de remoción de contaminantes en CWs, debido a que se tiene flujo a través de un lecho. Han sido comúnmente usados para humedales HFCWs y VFCWs, obteniendo buen desempeño, principalmente si se usa dispersión. A este fin, se han usado los simuladores HYDRUS/CW2D para VFCWs. Sin embargo, la complejidad de estos modelos limita su aplicación práctica para diseño y operación de CWs (Xuan et al., 2010; Palfy, Gourdon, Meyer, Troesch & Molle, 2017).

El modelo CSTR único se ha usado para humedales de flujo subsuperficial, algunos estudios son: Wynn & Liehr (2001), Kumar et al (2011). En el estudio de Wynn & Liehr (2001) se usó un modelo compartimental para los procesos de transformación, pero respecto a modelo de transporte se usó un solo CSTR (Langergraber, 2008).

El modelo de CSTRs en serie es adecuado para describir condiciones de flujo cilíndrico no-ideal (Wynn, Liehr, 2001). Consiste en reactores con patrón de flujo CSTR, conectados en serie, y permite representar la difusión. Se ha usado para humedales de flujo subsuperficial o de flujo libre (Gessner, Kadlec & Reaves, 2005; Marsili-Libelli & Checchi, 2005).

En VFCWs se puede obtener una mejor descripción de flujo cilíndrico no ideal usando CSTRs en serie en lugar de reactor de flujo cilíndrico, como lo han mostrado algunos trabajos. La razón es que la dirección del flujo del agua en cada punto de la trayectoria a través del medio filtrante diverge de la dirección global descendente (Xuan et al., 2010; Saeed & Sun, 2011a). El modelo CSTRs en serie puede dar lugar a predicciones precisas, incluso para el caso de gran escala (Palfy, Gourdon, Meyer, Troesch & Molle, 2017).

Sin embargo, la aproximación básica de tanques en serie puede generar un ajuste no satisfactorio de los datos, incluso si se usa un número grande de CSTRs. Esto se debe a que una única estructura es usada para describir el retardo de tiempo y la difusión (Marsili-Libelli & Checchi, 2005). A este fin, en el trabajo de Marsili-Libelli & Checchi (2005) se usaron estructuras aparte: se usa un PFr para describir el retardo de tiempo y CSTRs en serie para describir la difusión y la reacción. Además se usaron diferentes volúmenes en los CSTRs.

Con respecto a las expresiones de los procesos de transformación y remoción, en el caso de HSSFCWs se ha encontrado que el uso de expresiones detalladas presenta limitaciones en la confiabilidad y exactitud de los parámetros estimados (Marsili-Libelli, Checchi, 2005). El uso de muchos parámetros limita la aplicabilidad práctica de los modelos, pues requiere la determinación de varios de estos con base en datos de literatura y mediciones enfocadas especialmente a la determinación de estos. Por tanto, es recomendable que el modelo tenga el menor número posible de parámetros (Meyer & Dittmer, 2015).

7.2 Uso de velocidades de reacción

En el caso de humedales construidos la velocidad de reacción no solo hace referencia a la remoción de contaminantes, sino también a su formación. En humedales construidos la velocidad de reacción depende del tipo y densidad de la vegetación, profundidad de la capa de agua, estación climatológica, y contaminantes, entre otros (Wang y Sample, 2013). Una velocidad de reacción detallada involucra el efecto de temperatura, pH, oxígeno disuelto, y concentración de contaminantes. La dependencia con respecto a contaminantes es una expresión que puede ser de primer orden, o de Monod, o de Haldane, o de sustrato múltiple, entre otros (Marsili-Libelli & Checchi, 2005; Xuan et al., 2010).

Como una alternativa a la cinética de primer orden, recientemente se ha usado la cinética de Monod, logrando una mayor capacidad de representación. Particularmente, la cinética de Monod múltiple ha logrado una mayor calidad de ajuste que la cinética de Monod simple, la cual a su vez ha logrado un mayor ajuste que la cinética de primer orden (Saeed & Sun,

2011b). Los modelos de múltiple sustrato asumen que dos o más sustratos limitan la velocidad de remoción de contaminantes (Saeed & Sun, 2011b).

En el caso de ser reacción mediada por microorganismos, la velocidad de reacción comprende: una concentración de biomasa microbiana; una función de la concentración de sustrato, siendo el sustrato un contaminante; un coeficiente que comprende factor de rendimiento de biomasa y máxima velocidad de crecimiento. De este modo, el caso de reacciones mediadas por microorganismos presenta como diferencia la presencia de concentración de biomasa microbiana (Marsili-Libelli & Checchi, 2005; Langergraber & Simunek, 2005). En algunos casos se asume que la concentración de biomasa microbiana es constante (Saeed & Sun, 2011a).

En una velocidad de reacción detallada, debido al gran número de parámetros es difícil tener una estimación confiable de estos factores (Marsili-Libelli & Checchi, 2005). Por tanto, se puede tener una velocidad de reacción simplificada, con base en las siguientes suposiciones: la concentración de biomasa microbiana es constante, y la temperatura, pH y oxígeno disuelto son constantes o su efecto es despreciable (Saeed & Sun, 2011a; Marsili-Libelli & Checchi, 2005). En este caso, los coeficientes de la velocidad de reacción dependen de los valores particulares de las condiciones de operación. Como consecuencia, cualquier variación en alguno de estos factores implica que el modelo debe ser recalibrado (Chen, Tang, Li & Yu, 2009; Gessner et al., 2005).

7.3 Sobre el uso y aplicación de modelos en estado estable

Comúnmente se han usado los modelos en estado estable con cinética de primer orden o cinética Monod, con un único sustrato, dando como resultado una relación simple entre concentraciones de entrada y de salida del contaminante, de modo que su capacidad de representación es baja (Sun & Saeed, 2009; Saeed & Sun, 2011a).

Tradicionalmente, la ecuación Kickuth ha sido usada para HFCWs, FWSCWs, y VFCWs (Abdelhakeem, Aboulroos & Kamel, 2016; Arias, Brix & Johansen, 2003). Se ha logrado un alto

coeficiente de correlación en varias aplicaciones. Esta ecuación fue formulada asumiendo cinética de primer orden, patrón de flujo cilíndrico y condiciones de estado estable. El rango de valores reportados en la literatura de los parámetros para remoción de materia orgánica da lugar a diferencias muy amplias en las áreas efectivas de lecho (Saeed & Sun, 2011b; Saeed & Sun, 2011a; Sun & Saeed, 2009; Kinsley, Crolla, Kuyucak, Zimmer & Lafleche, 2007).

De forma análoga a la ecuación Kickut, el modelo de cinética de primer orden y patrón CSTR ha sido usado para humedales naturales que reciben efluentes/vertimientos provenientes de la agricultura (Karpuzcu & Stringfellow, 2012). También ha sido usado para HFCWs (Sun & Saeed, 2009) y VFCWs (Saeed & Sun, 2011b; Saeed & Sun, 2011a). Fue formulado asumiendo cinética de primer orden, patrón de flujo CSTR y condiciones de estado estable. Sin embargo, al igual que para la ecuación Kickuth, su capacidad de representación es baja (Sun & Saeed, 2009).

El modelo P-k-C* ha sido ampliamente usado para HFCWs y FWSCWs. Fue desarrollado asumiendo cinética de primer orden, y un número de reactores tipo CSTR conectados en serie y condiciones de estado estable. Sus parámetros son: el número aparente de tanques (P), la concentración de fondo (C*), y la constante de velocidad cinética (k) (Gessner et al., 2005). Sin embargo, solo tiene en cuenta un solo sustrato y la relación entrada-salida es bastante simple.

Debido a las limitaciones mencionadas, se requiere el desarrollo y validación de modelos que logren una mejor capacidad de representación, con el fin de mejorar los criterios de dimensionamiento de humedales construidos (Sun & Saeed, 2009; Gholizadeh et al., 2015; Karpuzcu & Stringfellow, 2012).

7.4 Revisión de literatura sobre modelado de humedales

En el estudio de Xuan et al. (2010) se realiza modelado de un humedal de flujo subsuperficial vertical ascendente. El prototipo consiste de tres capas de medio filtrante, y se toman datos experimentales en cada capa. Se usa un modelo de compartimientos o capas, que

comprende un CSTR para describir cada capa de medio filtrante. Así, se tienen tres CSTRs en serie. Se usan ecuaciones en estado no estacionario. Las variables de estado a ser predichas son las concentraciones de nitrógeno orgánico (ON), NH_4 y la suma de nitritos y nitratos ($\text{NO}_2 + \text{NO}_3$), de modo que las ecuaciones involucran las concentraciones de estos compuestos en el flujo de entrada. El modelo tiene en cuenta los mecanismos de nitrificación y denitrificación, y también la absorción de nutrientes al interior de la planta (plant nutrient uptake) y la adsorción por el medio (medium sorption). Se considera que la absorción vegetal de ($\text{NO}_2 + \text{NO}_3$) es despreciable. Los datos tomados corresponden a un momento en que las plantas ya estaban desarrolladas, por tanto, se asumió tasa de producción de biomasa constante. Las velocidades de reacción son función de temperatura, pH, oxígeno disuelto y AN (ammonium NH_4^+), y comprenden una cinética de Monod para AN y para DO. La velocidad de reacción de nitrificación es función de temperatura (T), pH, oxígeno disuelto (DO) y AN. El volumen de cada sección, y por lo tanto de cada CSTR, se calculó con base en la porosidad del medio hallada experimentalmente. El modelo se calibró para datos experimentales de cada capa, y se obtuvieron unos altos valores del coeficiente de correlación (R2). La principal limitación del modelo es que la calibración requiere de la determinación de la porosidad y la medición de caudal, concentraciones, temperatura, pH y DO en cada una de las tres capas de material filtrante, lo cual hace difícil su aplicación para muchos casos en los cuales solo se cuenta con mediciones en el flujo de entrada y el flujo de salida del VFCW.

En el estudio de Meyer & Dittmer (2015), se realiza modelado para filtros de retención RSF (Retention Soil Filter, RSF), que son VFCWs combinados con una cuenca de retención, y se usan para tratar CSO (Combined Sewage Overflow -CSO). Las capas de material filtrante de los RSFs tienen una estructura de diferentes capas: i) zona de detención/retención, ii) capa superior, de grava; iii) capa de arena, que es la principal zona para la ocurrencia de procesos (biológicos y químicos); iv) capa de drenaje, en correspondencia con estas capas del RSF, el modelo comprende tres capas distintas: capa de retención, capa de proceso y capa de drenaje. A cada una corresponde un CSTR. Los volúmenes y flujos de las capas se calculan con base en la infiltración del flujo a través de las capas (Meyer & Dittmer, 2015).

Marsili-Libelli & Checchi (2005) se proponen y ajustan modelos dinámicos en estado no estacionario, para humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal (HFCWs). Se propone una combinación de CSTRs en serie/paralelo y reactor de flujo cilíndrico (PFR), para

representar la dinámica de flujo disperso y de remoción de contaminantes. Se usa un PFr para describir el retardo de tiempo y CSTRs en serie/paralelo para describir la difusión y la reacción. Se proponen dos configuraciones que involucran CSTRs en serie: en una se usan tres CSTRs en serie seguidos por un PFr; en la segunda se usa tres CSTR en serie seguidos por dos CSTRs en paralelo y seguidos por un PFr. Para el modelo se usaron condiciones no estacionarias, con distintos volúmenes para cada CSTR, y cinética de primer orden y de Monod. En las velocidades de reacción se considerará solamente la remoción de materia orgánica (DQO), sin considerar la remoción de otros componentes y sin considerar la interacción de varios sustratos en la cinética. Se usó el mismo flujo volumétrico F en los CSTRs en serie. La identificabilidad del modelo se evaluó basándose en las regiones de confianza para los parámetros, que a su vez se basa en la matriz de información de Fisher y la matriz Hessian. Los modelos propuestos se calibran con datos de desempeño de CWs. Los volúmenes de los CSTRs son estimados. Se compara la efectividad de simulación de los modelos, para las dos cinéticas y las dos configuraciones de secuencia de reactores.

En los estudios de Giraldi et al. (2009), y de Giraldi, de Michieli & Ianelli (2010) se desarrolló el modelo matemático FITOVERT para representar la hidrodinámica de VFCW unidimensional bajo diferentes condiciones de saturación. Se usan condiciones no estacionarias. Se considera flujo unidimensional vertical descendente. Se consideran diferentes condiciones de saturación. Se considera la pérdida de agua por evaporación en la superficie y por evapotranspiración vegetal. Se usó la ecuación de Richards para describir las condiciones de saturación variable, y las funciones Genuchten-Mualem para describir la relación entre cabeza de presión (pressure head), conductividad hidráulica y contenido de agua (water content). El transporte de contaminantes por advección y difusión en la parte líquida es descrito con base en una ecuación de conservación de masa. Para el transporte de oxígeno se usa un balance másico de transporte de fase gas a fase líquida. El proceso de obstrucción es considerado a través de sedimentación y filtración de material particulado.

7.5 Modelos

7.5.1 Modelo de reactor de tanque agitado (CSTR) en estado no estacionario

El balance de materia, para reactor de tanque agitado en flujo continuo (cuyas siglas en inglés son CSTR) en estado no estacionario, aplicado a un contaminante dado, es (Chan, Tsang, Cui & Chua, 2008):

$$\left(\begin{array}{c} \text{Tasa de acumulacion} \\ \text{de masa} \\ \text{en el sistema} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{Flujo de masa} \\ \text{que entra} \\ \text{en el sistema} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} \text{Flujo de masa} \\ \text{que sale} \\ \text{del sistema} \end{array} \right) + \left(\begin{array}{c} \text{Tasa de cambio} \\ \text{debida} \\ \text{a reaccion} \end{array} \right)$$

Para la concentración del componente A (C_A) el balance queda (Chan, Tsang, Cui & Chua, 2008):

$$V \frac{dC_{A,out}}{dt} = QC_{A,in} - QC_{A,out} + r_A V$$

Donde Q es el caudal, $C_{A,in}$ es la concentración de A en el flujo de entrada, $C_{A,out}$ es la concentración de A en el flujo de salida, r_A es la velocidad de reacción, V es el volumen útil, t es el tiempo. Para simplificar la nomenclatura, la anterior ecuación se puede reescribir como:

$$V \frac{dC_A}{dt} = QC_{A,in} - QC_A + r_A V$$

El balance hídrico, asumiendo despreciables, las pérdidas y la infiltración:

$$\frac{dV}{dt} = Q_i - Q_o + A(P - ET)$$

Donde V es el volumen de agua almacenada en el humedal, Q_i es el flujo de entrada (m^3/d), Q_o es el flujo de salida (m^3/d), ET es la tasa de evapotranspiración (m/d), P es la tasa de precipitación y A es el Área.

7.5.2 Modelo de tanques en serie en estado no estacionario

Como ejemplo, para tanques en serie (CSTRs en serie), asumiendo cinética de primer orden, y asumiendo que el caudal de salida es igual al caudal de entrada, el balance de materia para el componente A es (Marsili-Libelli & Checchi, 2005; Gessner et al., 2005):

$$\frac{dC_i}{dt} = \frac{Q_i}{V_i} C_{i-1} - \frac{Q_i}{V_i} C_i - r_i, r_i = K(C_i - C^*)$$

$i = 1, \dots, n$

$$V = \sum_{i=1}^n V_i$$

$$C_0 = C_{in}$$

Donde: C_i es la concentración de A a la salida del tanque i ésimo; C_{i-1} es la concentración de A a la entrada del tanque i ésimo; V_i es el volumen del tanque i ésimo, Q_i es el caudal en el tanque i ésimo; C_0 es la concentración a la entrada del tanque uno; V es el volumen total; y n es el número de tanques en serie. Además, r_i es la cinética, dos expresiones comunes de esta son: cinética de primer orden, $r_i = k(C_i - C^*)$, donde C^* es la concentración de fondo ('background

concentration' en inglés); y cinética de Monod, $r_i = K_{mx} C_i / (K_s + C_i)$. Los parámetros por estimar son: $V_1, V_2, \dots, V_n, k, K_{mx}, K_s, C^*$.

Con el fin de simplificar el modelo, se pueden realizar las siguientes suposiciones:

El volumen de agua es el mismo en todos los reactores:

$$V_1 = V_2 = \dots = V_i = V/n$$

El caudal es el mismo en todos los reactores:

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_i = Q_0$$

7.5.3 Modelos de tanques en serie en estado estacionario

El balance de materia para reactor de tanque agitado en flujo continuo (cuyas siglas en inglés son CSTR) en estado estable es:

$$0 = \left(\begin{array}{c} \text{flujo de masa} \\ \text{que entra} \\ \text{en el sistema} \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} \text{flujo de masa} \\ \text{que sale} \\ \text{del sistema} \end{array} \right) + \left(\begin{array}{c} \text{tasa de cambio} \\ \text{debida} \\ \text{a reacción} \end{array} \right)$$

$$\frac{Q_i}{V_i} C_{i-1} - \frac{Q_i}{V_i} C_i - r_i = 0$$

Donde r es la velocidad de reacción. Para estado estable, asumiendo cinética de primer orden, igual volumen útil y caudal en todos los tanques, se obtiene el modelo P-k-C* (Kadlec & Wallace, 2009):

$$\frac{C_{out} - C^*}{C_{in} - C^*} = \frac{1}{(1 + k/(Pq))^P}$$

Donde P es el número de tanques utilizado, q es la carga hidráulica, k es la constante cinética, C* es la concentración de fondo (background concentration), C_{in} es la concentración en el flujo de entrada, y C_{out} es la concentración en el flujo de salida. A continuación se explica el desarrollo del anterior modelo.

Si se usa V_i=A_ih_i, y la definición de la carga hidráulica q_i=Q_i/A_i se obtiene:

$$\frac{q_i}{h} (C_{i-1} - C_i) - r_i = 0$$

Asumiendo la misma carga hidráulica para todos los reactores, e incluyendo la altura h dentro de la velocidad de reacción, se obtiene:

$$q(C_{out,i-1} - C_{out,i}) - r_i = 0$$

Utilizando una velocidad de reacción de primer orden, se obtiene:

$$q(C_{out,i-1} - C_{out,i}) - k(C_{out,i} - C^*) = 0$$

Aplicando esta ecuación repetidamente, se obtiene el modelo P-k-C*.

7.6 Dependencia de las expresiones de velocidad de reacción en función de concentración de sustrato

La expresión de primer orden con un solo reactivo asume un comportamiento lineal de la velocidad de reacción (Marsili-Libelli & Checchi, 2005). La expresión de Monod representa la saturación de la velocidad de reacción para altas concentraciones (Han & Levenspiel, 1988):

$$\mu = K_{mx} \frac{S}{K_s + S}$$

Donde S es la concentración de reactivo o sustrato.

Las expresiones de inhibición tienen en cuenta el declive de la velocidad de reacción debida a altas concentraciones de reactivo o producto. Para tener en cuenta la inhibición, se han usado expresiones de Haldane, expresiones exponenciales (Niu et al., 2016, Luong, 1987) y expresiones gaussianas (Arnell et al., 2016; Schepers, Thibault, Lacroix, 2002). La más común es la de Haldane (Dutta, Venkata, Mahanty & Anand, 2015):

$$\mu = K_{mx} \frac{S}{K_s + S + (1/K_I)S^2}$$

Las expresiones Aiba y Edwards comprenden términos exponenciales (Niu et al., 2016; Luong, 1987):

$$\mu = K_{mx} \frac{S}{K_s + S} \exp\left(-\frac{S}{K_I}\right)$$
$$\mu = K_{mx} \left[\exp\left(-\frac{S}{K_{I1}}\right) - \exp\left(-\frac{S}{K_{I2}}\right) \right]$$

Las expresiones gaussianas tienen la siguiente forma (Arnell et al., 2016; Schepers et al., 2002).

$$\mu = \alpha_1 \exp\left(\frac{(S - c_1)^2}{b_1^2}\right)$$

La expresión de sustrato múltiple asume que dos o más sustratos limitan la velocidad de reacción (Saeed & Sun, 2011b).

7.7 Ajuste de modelos en estado no estacionario, por minimización

Los modelos pueden ser ajustados a datos experimentales mediante regresión no-lineal, usando minimización con restricciones, con mínimos cuadrados no lineales. La función objetivo a minimizar es la suma de los cuadrados de los residuales (RSS) (Mutolsky & Christopoulos, 2003):

$$RRS(\theta) = \sum_1^n (Y_{exp} - Y_m)^2$$

Donde: i) θ es el vector de parámetros del modelo, el cual se busca determinar; ii) Y_{exp} es la salida observada, es decir, los valores experimentales de Y ; iii) Y_m son los valores simulados de Y , que son obtenidos a partir del modelo; iv) N es el número de datos experimentales.

En el caso de CWs, la salida Y corresponde a concentraciones en el flujo de salida, de modo que para DBO y para NH_4^+ se tiene:

$$RRS(\theta) = \sum_1^n (C_{BOD,exp} - C_{BOD,m})^2 \text{ para DBO}$$

$$RRS(\theta) = \sum_1^n (C_{NH_4,exp} - C_{NH_4,m})^2 \text{ para } NH_4 - N$$

Donde $C_{\text{NH}_4, \text{exp}}$, $C_{\text{BOD}, \text{exp}}$ son las concentraciones observadas de $\text{NH}_4^+\text{-N}$, DBO_5 , en el flujo de salida del CW; mientras que $C_{\text{NH}_4, \text{m}}$ y $C_{\text{BOD}, \text{m}}$ son las simulaciones de las concentraciones de $\text{NH}_4^+\text{-N}$, DBO_5 .

Para realizar la minimización se puede usar el software Matlab 2014 (The Math Works Inc., Natick, Mass.) con la subrutina 'fmincon' y con el comando ode 113 para las ecuaciones diferenciales. Es importante notar que con este procedimiento se pueden determinar todos los parámetros, evitando tomar parámetros de otros estudios.

7.7.1 Evaluación de la capacidad de simulación y sensibilidad paramétrica

La capacidad de simulación de los modelos es evaluada mediante el coeficiente de determinación (R^2) (Mutolsky & Christopoulos, 2003; He, Xu & Zhang, 2008):

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_1^N (Y|_{\text{exp}} - Y|m)^2}{\sum_1^N (Y|_{\text{exp}} - \bar{Y})^2}$$

Donde N es el número de puntos experimentales, \bar{Y} es el promedio de Y_{exp} .

La precisión de los estimados se evalúa mediante el análisis de sensibilidad para los parámetros estimados del modelo, de acuerdo con el método mostrado en Dutta et al. (2015). Este comprende el efecto de cada parámetro en el coeficiente de determinación. Los parámetros estimados son variados de -50% a +50%, y solo un parámetro es variado al tiempo.

Otra forma para evaluar la precisión de los parámetros estimados es mediante los intervalos de confianza (Baty & Delignette-Muller, 2004). La definición o significado de los límites de confianza es la siguiente: el parámetro está (o se espera que esté) dentro de los límites de confianza el $100(1-\alpha)$ % de las veces (Shaefer & Theodore, 2007; Spiegel, 1991).

La capacidad de simulación se puede evaluar mediante graficación de los valores simulados como función de los valores observados (Chan et al., 2008).

7.8 Metodología general de estudios de modelado

Para estudios de modelado se recomienda seguir las siguientes tareas:

- Recolección de datos. Se recopilan datos experimentales: i) datos del curso temporal de las variables de estado (concentraciones de contaminantes o nutrientes, y otras) en el flujo de salida de cada unidad o sección del sistema; ii) datos del curso temporal de las variables de estado en el flujo de entrada al sistema; iii) caudal, precipitación y evapotranspiración a lo largo del tiempo; iv) volumen del agua en cada unidad o sección del sistema. También puede requerir los datos a lo largo del tiempo de otras variables como temperatura, pH y oxígeno disuelto.
- Verificación de la calidad de los datos, identificación de datos incongruentes y momentos sin datos. Determinación de la carga de entrada.
- Definición detallada de los modelos: i) definición del modelo a usar; ii) identificación de los mecanismos de remoción de contaminantes, como absorción de nutrientes por la planta, evapotranspiración, evaporación, adsorción sobre el suelo o sedimento; iii) definición de la expresión de velocidad de reacción y la dependencia respecto a pH, temperatura, oxígeno disuelto, entre otros; iv) definición de la ecuación de balance hídrico.
- Definiciones para la simulación. Definición de: condiciones iniciales de las variables de estado; límites superior e inferior para cada parámetro a estimar; y valor inicial de cada parámetro a estimar.
- Redacción de los programas o códigos en software (por ejemplo Matlab), para minimización. En el caso de Matlab, se puede usar la función `fmincon` para minimizar, y el comando `ode113` para las ecuaciones diferenciales.
- Ajuste de los parámetros. Los parámetros del modelo se estiman con base en datos experimentales. Para el ajuste se utiliza minimización con restricciones, con mínimos cuadrados no lineales. La función de costo a minimizar es la suma del cuadrado de los

errores.

- Evaluación de la calidad de ajuste mediante comparación gráfica. Se realiza comparación de las concentraciones experimentales y concentraciones simuladas por el modelo, usando: gráfica de concentraciones simuladas y concentraciones experimentales, versus tiempo, y gráfica de concentraciones simuladas en el eje y , versus datos de concentraciones experimentales en el eje x .
- Determinación de la calidad de ajuste mediante el coeficiente de determinación (R^2). Se determina el orden de los modelos según el coeficiente de correlación: desde el modelo con mayor R^2 , hasta el modelo con menor R^2 .
- Determinación de intervalos de confianza, como medida de la precisión de los parámetros estimados. Se calcula el intervalo de confianza de cada parámetro, (95% CI), de acuerdo con el documento de Baty & Delignette-Muller (2004).
- Análisis de sensibilidad paramétrica. Se realiza el análisis de sensibilidad de los parámetros estimados, mediante el método descrito en el trabajo de Dutta et al (2015), el cual evalúa el efecto del cambio en los parámetros sobre el coeficiente de determinación (R^2).
- Organización de los datos. Se realiza tabla de parámetros estimados, con los intervalos de confianza para los distintos modelos.
- Comparación y análisis de los estimados. Se comparan los valores obtenidos respecto a los valores reportados en la literatura.
- Conclusión sobre la calidad de ajuste para los distintos modelos, con base en los parámetros estadísticos, gráficas y tablas realizadas.

7.9 Conclusiones

En el modelado de humedales construidos, tradicionalmente han sido muy utilizados los modelos básicos, que utilizan condiciones de estado estable, y cinética de Monod o de primer orden. Los modelos con la suposición de estado estable se han utilizado incluso para casos en que esta no es clara, sin embargo, se ha logrado buena calidad de ajuste. Modelos más avanzados utilizan: condiciones de estado no-estacionario, cinéticas de múltiple sustrato, generalmente tipo Monod, y flujo cilíndrico a través de un lecho.

Hay una oportunidad importante de aplicar estos modelos para humedales en Colombia.

Ejercicio

Considere el trabajo de González (2014), en el cual se presenta un estudio de depuración de agua residual doméstica mediante humedal de flujo subsuperficial vertical. El agua utilizada en el estudio es un efluente de una planta de tratamiento de agua residual doméstica que incluye tanque séptico y filtro anaerobio. El flujo es intermitente, descendente, sin saturación del lecho filtrante. Plantee un modelo de tres CSTR en serie en estado no estacionario, para tener en cuenta el flujo no ideal a través del VFCW.

Para el balance de materia considere nitrificación y absorción vegetal como los principales mecanismos de transformación del nitrógeno. El balance de materia se realiza para la concentración de $\text{NH}_4\text{-N}^+$ y la concentración de $(\text{NO}_2^- + \text{NO}_3^-)$. Asuma: i) el NH_4^+ es convertido a nitritos y nitratos en un solo paso; ii) la tasa de crecimiento vegetal es constante; iii) los valores de los parámetros son diferentes entre los CSTR, incluso para los volúmenes.

El estudio de VFCW presenta las siguientes características:

- Las mediciones del estudio no incluyen nitrógeno orgánico ni oxígeno disuelto.
- La temperatura del agua tuvo un valor promedio de 26.0°C, y las variaciones fueron pequeñas.
- El pH del flujo de salida tuvo un valor promedio de 7.5, y las variaciones fueron pequeñas.
- Se dispone de las concentraciones de NH_4^+ , $(\text{NO}_2^- + \text{NO}_3^-)$ en el flujo de salida y en el flujo de entrada, pero no se dispone de concentraciones intermedias.

Por tanto, considere las siguientes suposiciones:

- La temperatura, el pH, la concentración de nitrógeno orgánico y oxígeno disuelto son constantes.
- El término $(r_a - r_p)$ correspondiente a la resta entre velocidad de amonificación y velocidad de absorción vegetal es constante.
- La velocidad de nitrificación (r_n) es el producto de una constante por la concentración de NH_4^+ , o sigue una función de Monod respecto a NH_4^+ .

- La velocidad de denitrificación es una constante, o es una función de Monod con respecto a $(\text{NO}_2^- + \text{NO}_3^-)$.
- El caudal de salida del VFCW es igual al caudal de entrada.

Para la calibración del modelo siga los lineamientos presentados anteriormente, con las siguientes indicaciones:

- Use un valor promedio del caudal de entrada al VFCW como valor de caudal de entrada y de salida en todos los CSTR.
- Use las concentraciones de $\text{NH}_4\text{-N}^+$ y concentración de $(\text{NO}_2^- + \text{NO}_3^-)$ del flujo de salida del VFCW.
- Estime todos los parámetros sin utilizar datos de otros estudios.
- Los valores de los parámetros son diferentes entre los CSTR, incluyendo los volúmenes de los CSTR.
- Use los últimos cinco datos experimentales del estudio.

Ejemplo

En este ejemplo se considera el estudio de VFCW reportado por González (2014). El sistema está localizado en Pereira (Colombia), y plantado con *Cyperus sp.* Recibe el flujo de salida de una planta de tratamiento de agua residual doméstica, la cual incluye un tanque séptico y un FAFA. La longitud, el ancho y la profundidad del VFCW son 8.65 m, 5.0 m, y 0.80 m, respectivamente, lo que corresponde a un área superficial de 43.25m². El medio poroso consiste de grava de tamaño medio y tamaño grueso. Los datos fueron tomados semanalmente durante diez semanas, comenzando en marzo de 2012. El flujo de entrada es descendente intermitente, con tres pulsos por hora. El flujo promedio de entrada al VFCW es 314 L/h, y la carga hidráulica es 17.4 cm/d. El pH en flujo de entrada estaba en el rango 7.4 a 7.6 (promedio de 7.5), mientras que el pH en flujo de salida estaba en el rango 7.46 a 7.61 (promedio de 7.5). La temperatura del agua en el flujo de entrada estaba en el rango 24.0 a 26.0°C (promedio de 25°C), y la temperatura en el flujo de salida estaba en el rango 25.0 a 27.0°C (promedio 26°C). La DQO en flujo de entrada estaba en el rango 208.7 a 318.8 mg/L (promedio de 249.1 mg/L) y el NO_3^- en el flujo de entrada estaba en el rango de 3.9 a 7.9 mg/L (promedio 5.0 mg/L).

La DBO en el flujo de entrada estaba en el rango 72.4 a 203.0 mg/L (promedio de 118,2 mg/L) y la carga en términos de BOD tuvo un promedio de 20.6 g/(m²d). El NH₄⁺-N en el flujo de entrada estaba en el rango 170.9 a 206.0 mg/L (promedio 192.1 mg/L).

Se considera la amonificación, la nitrificación, y la denitrificación como las principales rutas de remoción y formación de nitrógeno, y se asume: i) el amonio es convertido a nitrito y nitrato en un solo paso; ii) el crecimiento de la planta es constante. Por tanto, el balance de materia para concentraciones de nitrógeno a lo largo de un solo CSTR es (Xuan et al., 2010; Ramírez-León, Barrios-Piña, Cuevas-Otero, Torres-Bejarano & Ponce-Palafox, 2016):

$$\frac{dON}{dt} = \frac{1}{\tau_{in}} ON_{in} - \frac{1}{\tau} ON - r_a$$

$$\frac{dNH_4}{dt} = \frac{1}{\tau_{in}} NH_{4,in} - \frac{1}{\tau} NH_4 + r_a - r_n - r_p$$

$$\frac{d(NO_2^- + NO_3^-)}{dt} = \frac{1}{\tau_{in}} (NO_2^- + NO_3^-)_{in} - \frac{1}{\tau} (NO_2^- + NO_3^-) + r_n - r_d - r_{pp}$$

$$r_a = k_a ON$$

$$r_n = k_n C_T C_{pH} \frac{DO}{K_{DO} + DO} \frac{NH_4}{k_{AN} + NH_4}$$

$$r_d = k_d \theta^{T-20} \frac{(NO_2^- + NO_3^-)}{K_{ds} + (NO_2^- + NO_3^-)}$$

$$r_p = k_p; r_{pp} = k_{pp}$$

$$\tau_{in} = V/Q_{in}; \tau_1 = V/Q_{out}$$

Donde: ON es la concentración de nitrógeno orgánico; DO es la concentración de oxígeno disuelto; Q_{in} es el caudal de entrada; Q_{out} es el caudal de salida; V es el volumen efectivo (volumen de agua); NH_{4,in} es la concentración de NH₄⁺-N en el flujo de entrada; r_a es la velocidad de reacción de amonificación; r_n es la velocidad de reacción de nitrificación; r_p es la tasa de absorción de NH₄⁺-N por la planta; r_d es la velocidad de reacción de denitrificación;

r_{pp} es la tasa de absorción de $(NO_2^- + NO_3^-)$ por la planta. Los parámetros del modelo son $k_a, k_n, K_{DO}, k_{AN}, k_d, k_p, C_{pH}$ es una función lineal de pH; y C_T es una función exponencial de temperatura.

Se consideran las siguientes características del VFCW: i) las mediciones disponibles del VFCW no incluyen concentraciones de nitrógeno orgánico ni oxígeno disuelto; ii) la temperatura del agua se mantiene aproximadamente constante, con valores en el flujo de salida de 25.0°C a 27.0°C y un promedio de 26.0°C; iii) las variaciones de pH son despreciables, ya que el pH en flujo de salida estuvo en el rango 7.46 a 7.61 con un promedio de 7.5. Por tanto, se realizan las siguientes simplificaciones: i) se asumen valores constantes de temperatura, de concentraciones de nitrógeno orgánico y oxígeno disuelto (OD); ii) el término $(r_a - r_p)$ se asume constante en el balance de materia de $NH_4^+ - N$, $r_a - r_p = k_a ON - k_p = k_{ap}$, donde k_{ap} es una constante que puede ser negativa o positiva; iii) el término r_n se simplifica de la siguiente forma:

$$r_n = k_{nmx} \frac{NH_4^+}{K_{nS} + NH_4^+}; \text{ or } r_n = k_n NH_4^+$$

y iv) la velocidad de denitrificación se simplifica de la siguiente manera:

$$r_d = k_{dmx} \frac{(NO_2^- + NO_3^-)}{K_{dSNO} + (NO_2^- + NO_3^-)} \text{ y } r_d = k_{dmx}$$

Incorporando estas simplificaciones y ajustando la notación se tiene:

$$r_n = k_{nmx} \frac{NH}{K_{nS} + NH}; \text{ o } r_n = k_n NH; r_{ap} = k_{ap}; r_d = k_{dmx} \frac{NO}{K_{dSNO} + NO} \text{ o } r_d = k_{dmx}$$

Donde NH_{in} y NH son las concentraciones de $NH_4^+ - N$ en flujo de entrada y flujo de salida,

respectivamente, mientras que NO_{in} y NO son las concentraciones de $(NO_2^-+NO_3^-)$ en flujo de entrada y flujo de salida, respectivamente.

Considérese un solo CSTR, teniendo en cuenta que este enfoque fue tomado en el estudio de Wynn & Liehr (2001). Aunque es más apropiado usar al menos tres CSTR en serie, es útil a modo de ejemplo. El balance de materia para las concentraciones de NH_4^+ y $(NO_2^-+NO_3^-)$ en el CSTR teniendo en cuenta las anteriores suposiciones da como resultado:

$$\frac{dNH_1}{dt} = \frac{1}{\tau_{in}} NH_{in} - \frac{1}{\tau_1} NH_1 - r_{n1} + r_{ap1}$$

$$\frac{dNO_1}{dt} = \frac{1}{\tau_{in}} NO_{in} - \frac{1}{\tau_1} NO_1 + r_{n1} - r_{d1} - r_{pp1}$$

$$r_{n1} = k_{nmx1} \frac{NH_1}{K_{nS1} + NH_1}; \quad r_{ap1} = k_{ap1}; \quad r_{d1} = k_{dmx1} \frac{NO_1}{K_{dSNO1} + NO_1}; \quad r_{pp1} = k_{pp1};$$

$$\tau_{in} = V/Q_{in}; \quad \tau_1 = V/Q_{out}$$

Donde NH_1 es la concentración de NH_4^+-N en el flujo de salida en el CSTR, y NO_1 es la concentración de $(NO_2^-+NO_3^-)$ en el flujo de salida. Las dimensiones son: NH, NO (mg/L); τ_{in}, t (días); r_{n1}, r_{ap1}, r_{d1} (mg/(L día)); $k_{nmx1}, k_{ap1}, k_{dmx1}$ (mg/(L día)); K_{nS1}, K_{dSNO1} (mg/L).

Calibración del modelo y simulación

Para la calibración del modelo se usaron los datos correspondientes al estudio de VFCW reportados por González (2014) los cuales se describieron anteriormente, además se considera el caso de capa de agua de 65 cm, de modo que el VFCW opera con saturación. Se dispone de los datos de caudal global y de las concentraciones de $NH_4^+, (NO_2^-+NO_3^-)$ en el flujo de salida y flujo de entrada del VFCW, pero no se tienen las concentraciones en puntos

intermedios. Así, los datos de simulación del flujo de salida del CSTR fueron comparados con los datos experimentales del flujo de salida del VFCW.

Con el fin de simular el desempeño del VFCW, el modelo propuesto fue calibrado por minimización de la suma del cuadrado de los errores entre la simulación y los datos experimentales, usando el criterio de mínimos cuadrados. Se usó el software Matlab 2014 (The Math Works Inc., Natick, Mass.) con la subrutina 'fmincon' para realizar la minimización, con el comando ode45 para integración de las ecuaciones diferenciales.

La capacidad de simulación del modelo se evaluó mediante el coeficiente de determinación (R^2).

En resumen, las principales características del modelo, la simulación y la estimación de parámetros son:

- El modelo consiste de un CSTR con reacción.
- La calibración del modelo compara las concentraciones de NH_4^+ en el flujo de salida del CSTR con las concentraciones medidas en la salida del VFCW, y usa concentraciones medidas en el flujo de entrada al VFCW.
- Todos los coeficientes del modelo fueron estimados por minimización por mínimos cuadrados, y ninguno fue tomado de otros estudios.
- La capacidad del modelo para simular las concentraciones de salida del VFCW fue evaluado mediante coeficiente de determinación.
- El número total de parámetros estimados es 5.

Para las concentraciones de NH_4^+ en el flujo de salida del VFCW, los datos experimentales y las simulaciones se muestran en la figura 7. Se obtuvo un coeficiente de determinación (R^2) para simulación de NH_4^+ de 0.88.

Los parámetros estimados se muestran a continuación:

$$T_n = V/Q_{in} = 0.933 \text{ días}$$

$$T = V/Q_{out} = 1.61 \text{ días}$$

$$K_{nmx1} = 71.4 \text{ mg/(Ld)}$$

$$K_{ns1} = 1 \times 10^7 \text{ mg/L}$$

$$K_{ap1} = -106.0 \text{ mg/(Ld)}$$

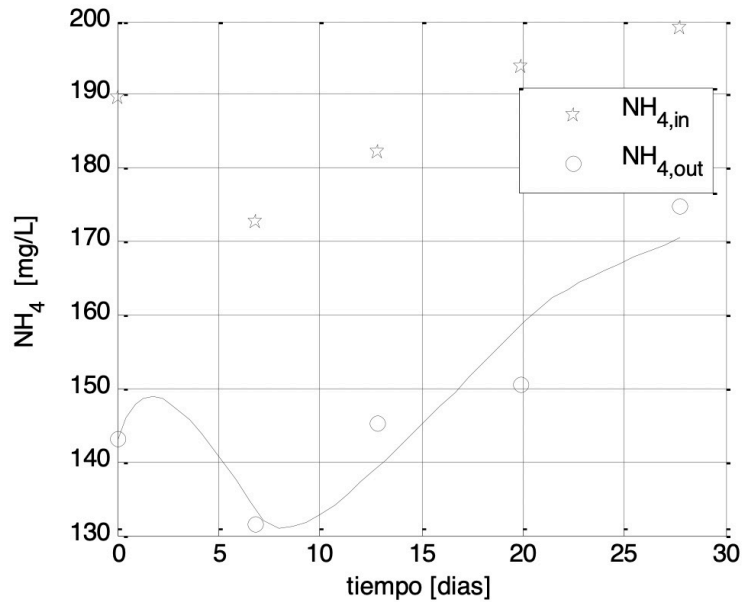


Figura 7. Concentraciones de NH_4^+ en el VFCW: estrella (datos experimentales de flujo de entrada); círculos (datos experimentales de flujo de salida); línea (simulaciones del modelo)

Referencias

- Abdelhakeem, S., Abouloos, S. & Kamel, M. (2016). Performance of a vertical subsurface flow constructed wetland under different operational conditions. *Journal of Advanced Research*, 7(5), 803-814.
- Arias, C., Brix, H. & Johansen, N. (2003). Phosphorus removal from municipal wastewater in an experimental two-stage vertical flow constructed wetland system equipped with a calcite filter. *Water Science and Technology*, 48(5), 51-58.
- Arnell, M., Astals, S., Amand, L., Batstone, D., Jensen, P. & Jeppsson, U. (2016). Modelling anaerobic co-digestion in Benchmark Simulation Model No. 2: parameter estimation, substrate characterisation and plant-wide integration. *Water Research* 98(1), 138-146.
- Baty, F. & Delignette-Muller, M. (2004). Estimating the bacterial lag time: which model, which precision? *International Journal of Food Microbiology*, (91), 261-277.
- Chan, S., Tsang, Y., Cui, L. & Chua, H. (2008). Domestic wastewater treatment using batch-fed constructed wetland and predictive model development for $\text{NH}_3\text{-N}$ removal. *Process Biochemistry*, 43(3), 297-305.
- Chen, M., Tang, Y., Li, X. & Yu, Z. (2009). Study in the heavy metals removal efficiencies of constructed wetlands with different substrates. *Journal of Water Resource and Protection*, (1), 22-28.
- Dutta, K., Venkata, V., Mahanty, B. & Anand, A. (2015). Substrate inhibition growth kinetics for cutinase producing *Pseudomonas cepacia* using tomato-peel extracted cutin. *Chem Biochem Eng Q.* 29(3):437-445.
- Gessner, T., Kadlec, R. & Reaves, R. (2005). Wetland remediation of cyanide and hydrocarbons. *Ecological Engineering*, 25(4), 457-469.

- Gholizadeh, A., Gholami, M., Davoudi, R., Rastegar, A. & Miri, M. (2015). Efficiency and kinetic modeling of removal of nutrients and organic matter from a full-scale constructed wetland in Qasre-Shirin, Iran. *Environmental Health Engineering and Management Journal*, 2(3), 107-116.
- Giraldi, D., de Michieli, M. & Ianelli, R. (2010). FITOVERT: a dynamic numerical model of subsurface vertical flow constructed wetlands. *Environmental Modelling & Software*, 25, 633-640.
- Giraldi, D., deMichieli, M., Zaramella, M., Marion, A. & Ianelli, R. (2009). Hydrodynamics of vertical subsurface flow constructed wetlands: tracer tests with rhodamine WT and numerical modelling. *Ecological Engineering*, (35), 265-273.
- González, M. (2014). Efecto en la variación de la altura laminar en la remoción de patógenos y nitrógeno en humedales construidos de flujo subsuperficial vertical tratando aguas residuales domésticas en condiciones tropicales (Tesis de Maestría). Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia.
- Han, K. & Levenspiel, O. (1988). Extended Monod kinetics for substrate, product, and cell inhibition. *Biotechnol Bioeng.*, 32(4), 430-437.
- He, L., Xu, Y. & Zhang, X. (2008). Medium factor optimization and fermentation kinetics for Phenazine-1-carboxylic acid production by *Pseudomonas* sp. M18G. *Biotechnol Bioeng*, 100(2), 250-259.
- Kadlec, R. & Wallace, S. (2009). *Treatment wetlands*. Boca Raton, FL, USA: Taylor & Francis Group.
- Karpuzcu, M. & Stringfellow, W. (2012). Kinetics of nitrate removal in wetlands receiving agricultural drainage. *Ecological Engineering*, (42), 295-303.

- Kinsley, C., Crolla, A., Kuyucak, N., Zimmer, M. & Laflèche, A. (2007). Nitrogen dynamics in a constructed wetland system treating landfill leachate. *Water Science and Technology*, 56(3), 151-158.
- Kumar, J., Wang, Z., Zhao, Y., Babatunde, A., Zhao, X. & Jorgensen, S. (2011). STELLA software as a tool for modelling phosphorus removal in a constructed wetland employing dewatered alum sludge as main substrate. *Journal of Environmental Science and Health Part A*, (46), 751-457.
- Langergraber, G. (2008). Modeling of processes in subsurface flow constructed wetlands: a review. *Vadose Zone Journal*, 7(2), 830-842.
- Langergraber, G., Giraldi, D., Mena, J., Meyer, D., Peña, M., Toscano, A., Brovelli, A. & Korkusuz, E. (2009). Recent developments in numerical modelling of subsurface flow constructed wetlands. *Science of the Total Environment*, (407), 3931-3943.
- Langergraber, G. & Simunek, J. (2005). Modeling variably saturated water flow and multicomponent reactive transport in constructed wetlands. *Vadose Zone Journal* (4), 924-938.
- Luong, JH. (1987). Generalization of Monod kinetics for analysis of growth data with substrate inhibition. *Biotechnol Bioeng*, 29(2):242-248.
- Marsili-Libelli, S. & Checchi, N. (2005). Identification of dynamic models for horizontal subsurface constructed wetlands. *Ecological Engineering*, 187(2-3), 201-218.
- Meyer, D. & Dittmer, U. (2015). RSF_Sim a simulation tool to support the design of constructed wetlands for combined sewer overflow treatment. *Ecological Engineering*, (80), 198-204.
- Mutolsky, H. & Christopoulos, A. (2003). Fitting models to biological data using linear and nonlinear regression. San Diego CA, USA: GraphPad Software.

- Niu, Q., He, S., Zhang, Y., Zhang, Y., Yang, M. & Li, Y. (2016). Bio-kinetics evaluation and batch modeling of the anammox mixed culture in UASB and EGSB reactors: batch performance comparison and kinetic model assessment. *RSC Adv.*, 6(5):3487-3500.
- Pálfy, T., Gourdon, R., Meyer, D., Troesch, S. & Molle, P. (2017). Model-based optimization of constructed wetlands treating combined sewer overflow. *Ecological Engineering*, (101), 261-267.
- Ramírez-León, H., Barrios-Piña H., Cuevas-Otero A., Torres-Bejarano, F. & Ponce-Palafox J. (2016). Hydraulic and environmental design of a constructed wetland as a treatment for shrimp aquaculture effluents. In Gitler, I., Klapp, J. (Eds.). *Proceedings of the International Conference on supercomputing in Mexico (ISUM)*. Mexico city. Springer Nature: Switzerland.
- Saeed, T. & Sun, G. (2011a). Kinetic modeling of nitrogen and organics removal in vertical and horizontal flow wetlands. *Water Research*, 45(10), 3137-3152.
- Saeed, T. & Sun, G. (2011b). The removal of nitrogen and organics in vertical flow wetland reactors: predictive models. *Bioresource Technology*, (102), 1205-1213.
- Schepers, A., Thibault, J. & Lacroix, C. (2002). *Lactobacillus helveticus* growth and lactic acid production during pH-controlled batch cultures in whey permeate/yeast extract medium. Part II: kinetic modeling and model validation. *Enzyme and Microbial Technology*, 30(2), 187-194.
- Shaefer, S. & Theodore L. (2007). *Probability and statistics applications for environmental science*. Boca Raton, FL, USA: Taylor & Francis Group.
- Spiegel, M. (1991). *Estadística*. Madrid: McGraw-Hill.
- Sun, G. & Saeed, T. (2009). Kinetic modeling of organic matter removal in 80 horizontal flow reed beds for domestic sewage treatment. *Process Biochemistry*, 44(7) 717-722.

- Wang, C. & Sample, D. (2013). Assessing floating treatment wetlands nutrient removal performance through a first order kinetics model and statistical inference. *Ecological Engineering* 61(A), 292-302.
- Wynn, T. & Liehr, S. (2001). Development of a constructed subsurface-flow wetland simulation model. *Ecological Engineering*, (16), 519-536.
- Xuan, Z., Chang, N., Daranpob, A. & Wanielista, M. (2010). Modeling subsurface upflow wetlands systems for wastewater effluent treatment. *Environmental Engineering Science* 27(10), 879-888.

CAPÍTULO 8.

CONCLUSIONES GENERALES

Para el diseño de humedales construidos es importante recopilar información de operación y estructura de sistemas actualmente existentes en zonas cercanas. Esta información puede indicar causas de obstrucción, y niveles de remoción que se obtienen para ciertos valores de carga orgánica superficial aplicada. A su vez, esto permite dar lugar a mejoras en el diseño de nuevos sistemas.

Debido a los grandes requerimientos de área que presentan los humedales construidos, es recomendable utilizarlos como tratamiento terciario, con un FAFA como sistema secundario.

Es importante tener en cuenta las limitaciones, especialmente las posibilidades de obstrucción, antes de realizar el diseño de un humedal construido, con el fin de realizar un diseño más efectivo. Por ejemplo, para el caso de humedal de flujo subsuperficial horizontal, una mejora importante es utilizar un gavión en la zona de entrada del humedal.

Para sistemas de biomasa adherida, como el FAFA y el humedal construido, es muy importante tener sistemas de tratamiento previo que reduzcan sólidos suspendidos, y por tanto reduzcan la posibilidad de obstrucción del sistema.

Aunque el documento más completo para el diseño de humedales construidos de flujo subsuperficial horizontal es el de la USEPA (2000), este no es suficiente, puesto que otros documentos, como los citados en el presente texto, aportan otros datos muy importantes, que complementan la información del documento de la USEPA. Como un ejemplo está la recomendación de utilizar un gavión de 2m como zona de entrada para evitar el riesgo de obstrucción (Hoffmann et al., 2011).

DISEÑO DE HUMEDALES CONSTRUIDOS PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS Y AGUAS RICAS EN METALES

Este documento proporciona una orientación para diseño de humedales construidos para depuración de agua residual doméstica, y para agua rica en metales. La información reportada es producto de diversos proyectos de investigación llevados a cabo en la Universidad Católica de Manizales. Se consideran humedales de flujo subsuperficial horizontal, y humedales de flujo subsuperficial vertical. Además, como pretratamiento se considera el Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente (FAFA). Se incluye: aplicabilidad, ventajas y desventajas de los humedales construidos; principios y características de funcionamiento; datos de estructura y operación de humedales construidos en funcionamiento; lineamientos de diseño; lineamientos de mantenimiento; y ejemplos de diseño.

www.ucm.edu.co · (60) 6 8933050

ce **centro
editorial**
Universidad Católica de Manizales

