

# Análisis de los modelos de diseño de los sistemas naturales de depuración



Máster Universitario en Gestión Sostenible y  
Tecnologías del Agua

## Trabajo Fin de Máster

Autor:

Jorge Rabat Blázquez

Tutor/es:

Arturo Trapote Jaume

Junio 2016



Universitat d'Alacant  
Universidad de Alicante



## ÍNDICE

CONTENIDO	Página
1. RESUMEN.....	6
2. ABSTRACT.....	6
3. PALABRAS CLAVE.....	6
4. KEYWORDS.....	6
5. OBJETIVO.....	6
6. METODOLOGÍA.....	7
7. TECNOLOGÍA DE HUMEDALES ARTIFICIALES CONSTRUIDOS.....	7
7.1. SISTEMAS NATURALES DE DEPURACIÓN.....	7
7.2. HUMEDALES ARTIFICIALES. CONCEPTOS Y FUNDAMENTOS....	8
7.3. CLASIFICACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES.....	9
7.3.1. Clasificación enfocada al régimen hidráulico.....	9
7.3.2. Clasificación enfocada al tipo de macrófitas.....	10
7.4. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUPERFICIAL.....	11
7.4.1. Humedales de Flujo Superficial dominados por macrófitas emergentes.....	13
7.4.2. Humedales de Flujo Superficial dominados por macrófitas sumergidas.....	13
7.4.3. Humedales de Flujo Superficial dominados por macrófitas flotantes.....	13
7.5. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL.....	14
7.5.1. Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal.....	14
7.5.2. Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical .....	16
7.6. HUMEDALES HÍBRIDOS.....	17
7.7. COMPARACIÓN DE LOS DISTINTOS TIPOS DE HUMEDALES ARTIFICIALES.....	18
8. MECANISMOS DE DEPURACIÓN EN LOS HUMEDALES.....	19
8.1. ELIMINACIÓN DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN.....	20



## ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS NATURALES DE DEPURACIÓN



8.1.1. En Humedales Artificiales de Flujo Superficial.....	21
8.1.2. En Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.....	21
8.2. ELIMINACIÓN DE MATERIA ORGÁNICA.....	22
8.3. ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES.....	24
8.3.1. Eliminación del nitrógeno.....	25
8.3.2. Eliminación del fósforo.....	27
8.4. ELIMINACIÓN DE PATÓGENOS.....	29
8.5. ELIMINACIÓN DE METALES PESADOS.....	30
8.6. RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN EN LOS HUMEDALES ARTIFICIALES.....	30
8.6.1. Humedales Artificiales de Flujo Superficial.....	30
8.6.2. Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.....	31
9. DISEÑO Y MODELIZACIÓN DE HUMEDALES DE TRATAMIENTO.....	32
9.1. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE LOS HUMEDALES DE TRATAMIENTO.....	32
9.2. PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOS HUMEDALES DE TRATAMIENTO.....	33
9.3. EVOLUCIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE HUMEDALES DE TRATAMIENTO.....	34
9.3.1. Tasas de carga superficial.....	35
9.3.2. Ecuaciones de regresión.....	36
9.3.3. Flujo hidráulico.....	38
9.3.4. Modelo P-k-C*.....	38
9.4. MODELIZACIÓN CINÉTICA DE LA ELIMINACIÓN DEPARTÍCULAS EN LOS HUMEDALES.....	39
9.4.1. Bases del modelo general de diseño de Flujo Pistón .....	40
9.4.2. Bases del modelo de Flujo Pistón con Dispersión (DFPR).....	42
9.4.3. Bases del modelo de Flujo Tanques en Series (TIS).....	44
10. DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS HUMEDALES.....	46
10.1. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUPERFICIAL.....	47



10.2. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL (HHAA FSS).....	48
11. ASPECTOS TÉRMICOS EN LOS HUMEDALES.....	51
11.1. HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL (HHAA FSS).....	52
11.2. HUMEDALES DE FLUJO SUPERFICIAL (HHAA FS).....	54
11.2.1. Parte 1: Humedal de Flujo Superficial, antes de la formación del hielo.....	55
11.2.2. Parte 2: Humedal de Flujo Superficial, con flujo bajo una capa de hielo.....	56
11.2.3. Parte 3: Humedal de Flujo Superficial, con espesor de hielo formado.....	57
12. MODELOS DE REMOCIÓN DE CONTAMINANTES EN LOS HUMEDALES DE FLUJO SUPERFICIAL.....	58
12.1. MODELO PROPUESTO EN EPA 1988.....	58
12.1.1. Ejemplo de cálculo modelo EPA 1988.....	60
12.2. MODELO PROPUESTO POR REED.....	61
12.2.1. Modelo de diseño para la remoción de DBO.....	61
12.2.2. Modelo de diseño para la remoción de sólidos en suspensión totales.....	62
12.2.3. Modelo de diseño para la remoción de nitrógeno.....	63
12.2.4. Modelo de diseño para remoción de fósforo.....	65
12.2.5. Ejemplo de cálculo modelo Reed.....	66
12.3. MODELO PROPUESTO EN WEF MOP FD-16.....	68
12.3.1. Modelo de diseño para la remoción de nitrógeno.....	68
12.3.2. Ejemplo remoción nitrógeno modelo WEF MOP FD-16.....	69
12.4. MODELO DE KADLEC AND KNIGHT (1996).....	69
12.4.1. Ejemplo de cálculo modelo Kadlec and Knight.....	70
12.5. MODELO PROPUESTO EN EPA 2000.....	72
12.5.1. Modelo de diseño para la remoción de DBO.....	72
12.5.2. Modelo de diseño para la remoción de coliformes fecales....	72
12.5.3. Ejemplo de cálculo modelo EPA 2000.....	73



12.6. DISEÑO DE HUMEDALES DE MACRÓFITAS EN FLOTACIÓN.....	74
12.6.1. Sistemas con especies flotantes.....	74
12.6.2 Sistemas con macrófitas emergentes en flotación.....	75
12.6.2.1 Filtros de Macrófitas en Flotación FMF.....	75
12.6.2.2 Humedales de tratamiento flotante con macrófitas emergentes FTW's.....	76
12.6.2.2.1. Modelo de primer orden para Humedales de tratamiento con macrófitas emergentes FTW's.....	77
12.6.2.2.2. Modelo P-k-C* en Humedales de tratamiento con macrófitas emergentes FTW's.....	77
12.6.3. Ejemplo de cálculo de la superficie de humedal con macrófitas flotantes.....	78
12.6.3.1. Estimación del tiempo de retención con el modelo general de diseño.....	79
12.6.3.2. Determinación del área necesaria para la remoción de DBO, Nitrógeno y Sólidos suspendidos.....	79
12.6.3.3. Cálculo de área para la remoción de DBO.....	79
12.6.3.4. Cálculo para la remoción de Nitrógeno.....	80
12.6.3.5. Cálculo para la remoción de Sólidos.....	80
12.7. OTROS MODELOS.....	81
13. MODELOS DE REMOCIÓN DE CONTAMINANTES EN LOS HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL.....	82
13.1. MODELO PROPUESTO POR REED.....	82
13.1.1. Modelo de diseño para la remoción de DBO.....	82
13.1.2. Modelo de diseño para la remoción de sólidos en suspensión totales.....	83
13.1.3. Modelo de diseño para la remoción de nitrógeno.....	84
13.1.4. Modelo de diseño para remoción de fósforo.....	87
13.1.5. Ejemplo de cálculo modelo Reed.....	88
13.2. MODELO DE KADLEC AND KNIGHT (1996).....	89
13.2.1. Ejemplo de cálculo modelo Kadlec and Knight.....	90



13.3. MODELO DE SINT (Société d'Ingénierie Nature and Technique)..	92
13.4. ASPECTOS TÉCNICOS DE LOS HUMJEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL.....	92
13.4.1. Parámetros de diseño.....	93
13.4.2. Cálculo de la superficie necesaria.....	93
13.4.2.1. Población equivalente.....	94
13.4.2.2. Función del humedal.....	94
13.4.2.3. Cálculo en función de la tasa hidráulica de aplicación...	94
13.4.2.4. Profundidad del humedal.....	94
13.4.2.5. Pendiente.....	95
13.4.2.6. Medio granular.....	95
13.4.2.7. La obstrucción y la aireación del suelo en HHAA FSSV.	96
13.5. FUTURO DE LA MODELIZACIÓN DE HUMEDALES FLUJO SUBSUPERFICIAL.....	97
13.5.1. Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal.....	98
13.5.2. Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical.....	99
14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	99
15. ÍNDICE DE FIGURAS.....	102
16. ÍNDICE DE TABLAS.....	103
17. ÍNDICE DE ECUACIONES.....	104
18. BIBLIOGRAFÍA.....	107



## 1. RESUMEN

En el presente trabajo se repasa el funcionamiento de los sistemas naturales de depuración, profundizándose en la tecnología de los humedales artificiales de flujo superficial y de flujo subsuperficial horizontal y vertical. Estos sistemas se revelan adecuados para la depuración en pequeñas poblaciones (<2000 hab-eq), precedidos de un pretratamiento, presentando gran robustez para hacer frente a las fuertes fluctuaciones en el flujo y cargas a tratar, típicas de este rango de población.

Se analizan y revisan para cada tipología de humedal los diferentes modelos y criterios de diseño, tanto desde el punto de vista hidráulico como de remoción de contaminantes (SS, DBO<sub>5</sub>, N, P y patógenos), estableciendo los principales parámetros y variables que intervienen en el mismo y sus factores condicionantes, centrándose en la superficie de humedal necesaria para conseguir un determinado nivel de depuración. Se han comparado los rendimientos para cada uno de los modelos y tipos de humedal, concluyendo que los modelos basados en la carga superficial dan superficies de humedal mayores que los modelos volumétricos.

## 2. ABSTRACT

In this paper the functioning of natural wastewater treatment systems, to deepen in the technology of surface flow constructed wetlands and horizontal and vertical subsurface flow is reviewed. These systems are suitable for small populations (<2000 p-e), preceded by a pretreatment, showing great strength to cope with the sharp fluctuations in the flow and try loads typical of this population range.

It analyzes and reviewed for each type of wetland different models and design criteria, both from the hydraulic point of view as contaminant removal (SS, BOD<sub>5</sub>, N, P and pathogens), setting the main parameters and variables involved in it and its conditioning factors, focusing on wetland surface needed to achieve a given level of deputation. They have been comparing the expected returns for each of the models and types of wetland, having concluded that areal loading models larger surfaces give wetland based volumetric models.

## 3. PALABRAS CLAVE

Humedales artificiales, diseño, depuración, remoción de contaminantes, saneamiento sostenible.

## 4. KEYWORDS

Constructed wetlands, design, wastewater treatment, contaminant removal, sustainable sanitation.

## 5. OBJETIVO

En los modelos utilizados para el diseño de los humedales artificiales como estructuras hidráulicas implicadas en sistemas ambientales de depuración, se aplican parámetros recogidos en la bibliografía, basados en la experiencia y en la práctica operativa.



Los valores de estos parámetros adoptan carácter universal, a pesar de que las condiciones de aplicación en sistemas no convencionales son muy variables y dependientes de factores locales de todo tipo (situación geográfica, climatología, características económicas y sociales, disponibilidad de recursos hídricos, carácter de las aguas residuales, materiales de construcción, espacios vegetales, etc.).

Los factores que condicionan las magnitudes paramétricas de diseño son sustancialmente diferentes. El presente trabajo se propone analizar las variables y parámetros intervinientes en los modelos de diseño, sustanciar los factores condicionantes de los mismos y, con todo ello, criticar los algoritmos que describen los modelos y procesos de diseño de los humedales artificiales como estructuras hidráulicas involucradas en sistemas ambientales de depuración.

Objetivos concretos:

- Analizar y revisar los modelos de diseño propuestos para los humedales artificiales como sistemas de depuración de aguas residuales.
- Identificar los factores responsables de la variabilidad espacial y temporal de los parámetros de diseño contenidos en la bibliografía.
- Justificar, en base a la investigación bibliográfica, la necesidad de adaptar y ajustar la formulación del diseño.

## 6. METODOLOGÍA

Para este trabajo, la metodología empleada se ha basado en el estudio crítico de la bibliografía existente, especialmente centrada en la descripción de los mecanismos de funcionamiento y los métodos de diseño de los humedales artificiales. En muchos casos se ha tratado del reporte de experiencias prácticas a escala real o de laboratorio.

- Revisión bibliográfica de sistemas de depuración mediante humedales artificiales.
- Análisis y revisión de los modelos de diseño.
- Identificación de los parámetros de diseño y sus factores de variabilidad.
- Evaluación de la adecuación de los modelos de diseño.

## 7. TECNOLOGÍA DE HUMEDALES ARTIFICIALES CONSTRUIDOS

### 7.1. SISTEMAS NATURALES DE DEPURACIÓN

Los sistemas naturales de depuración son aquellos que logran la eliminación de las sustancias contaminantes de las aguas residuales a través de mecanismos y procesos naturales los cuales no requieren de energía externa ni de aditivos químicos. En estos sistemas un buen número de procesos de descontaminación son ejecutados por sinergia de diferentes comunidades de organismos. También son conocidos en la literatura científica y técnica como tecnologías no convencionales, sistemas de bajo coste, tecnologías blandas y sistemas verdes, entre otros (García Serrano & Corzo Hernández, 2008)



Las dos diferencias fundamentales de los sistemas naturales respecto a los convencionales son un nulo consumo energético para descontaminar y una mayor superficie de tratamiento.

En las últimas décadas estos sistemas se han venido utilizando de forma creciente gracias a sus características de construcción y funcionamiento: su coste de inversión suele ser competitivo, requieren de poco personal para su mantenimiento, no presentan consumo energético o se reduce al necesario para bombeos de cabecera, y no generan grandes cantidades de lodos de forma continuada (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Los sistemas naturales pueden clasificarse en dos categorías según el tratamiento tenga lugar fundamentalmente en el terreno o en una masa de agua, tal y como se recoge en la Tabla 7.1.

<b>Sistemas Naturales de Tratamiento de Aguas Residuales</b>				
<b>Basados en la aplicación del agua en el terreno</b>		<b>Basados en los procesos que suceden en la masa de agua</b>		
<b>Aplicación subsuperficial</b>	<b>Aplicación superficial</b>			
Zanjas y lechos filtrantes Humedales construidos flujo subsuperficial	Filtros verdes Infiltrac.-Percolac. Filtros de arena	Sistemas con plantas flotantes	Lagunaje natural	Humedales construidos de flujo superficial

*Tabla 7.1. Clasificación de los sistemas naturales de tratamiento de aguas residuales (adaptado de García Serrano & Corzo Hernández, 2008).*

En los tratamientos con aplicación del agua residual sobre el terreno el suelo es el receptor de ésta. En este tipo de tratamientos son fundamentales las interacciones entre el agua intersticial y la biopelícula que crece adherido sobre el sustrato sólido.

En el presente trabajo nos centraremos exclusivamente en la tecnología de los Humedales Artificiales.

## 7.2. HUMEDALES ARTIFICIALES. CONCEPTOS Y FUNDAMENTOS

Los Humedales Artificiales (HHA) han sido definidos como "sistemas de ingeniería, diseñados y construidos para utilizar las funciones naturales de los humedales, de la vegetación, los suelos y de sus poblaciones microbianas para el tratamiento de contaminantes en aguas residuales" (ITRC, 2003).

Los HHA son generalmente utilizados como parte de los procesos de tratamiento descentralizado de aguas residuales, industriales o grises. Se implementan principalmente como tratamiento secundario, es decir, los efluentes siempre necesitan de un tratamiento primario, que debe ser de acuerdo a las características del afluente, antes de entrar en el lecho filtrante del Humedal Artificial (Delgadillo et al, 2010),

La depuración de las aguas residuales se consigue haciéndolas pasar a través de estas zonas húmedas artificiales, en las que tienen lugar procesos físicos, biológicos y químicos, que da lugar a unos efluentes finales depurados.



Esta tecnología puede ser considerada como un ecosistema complejo, en el que los principales actores son (Sánchez, 2013):

- El sustrato: que sirve de soporte a la vegetación, permitiendo la fijación de la población microbiana (en forma de biopelícula), que va a participar en la mayoría de los procesos de eliminación de los contaminantes presentes en las aguas.
- La vegetación (macrófitas): que contribuye a la oxigenación del sustrato, a la eliminación de nutrientes y sobre la que en su parte subterránea también se desarrolla la biopelícula.
- El agua a tratar: que circula a través del sustrato y de la vegetación.

El carácter artificial de este tipo de sistemas de depuración viene definido por las siguientes particularidades (Salas, 2007):

- Construcción de una superficie de fondo impermeable para evitar infiltraciones de las aguas residuales en el suelo.
- Substitución del sustrato de tierra con un medio filtrante de gravillas y gravas para garantizar la conductividad hidráulica y minimizar el riesgo de colmatación
- Elección, por parte del proyectista, de la vegetación macrófita que colonizará el humedal y contribuirá a la oxigenación del sustrato, a la eliminación de nutrientes y al desarrollo de la biopelícula.

La vegetación que se emplea en este tipo de humedales es la misma que coloniza los humedales naturales. Se trata de plantas acuáticas emergentes como carrizos, juncos, aneas, espadañas, etc. especies anfibia que se desarrollan en aguas poco profundas, arraigadas al subsuelo o bien flotando en la superficie del agua (Salas, 2007).

### 7.3. CLASIFICACIÓN DE HUMEDALES ARTIFICIALES

Los humedales de tratamiento pueden clasificarse según su régimen de flujo de agua y también por el tipo de las plantas macrófitas.

#### 7.3.1. Clasificación enfocada al régimen hidráulico

Los humedales pueden ser de dos tipos, de acuerdo a la circulación del agua que se emplee (Vymazal, J.& Kröpfelová, L. 2008) (véase Figura 7.1):

1) Humedales Artificiales de Flujo Superficial (HHAA FS), si el agua circula en forma superficial entre los tallos de las macrófitas. En estos sistemas el agua está expuesta directamente a la atmósfera y circula preferentemente a través de los tallos y hojas de las plantas. Estos tipos de humedales se pueden entender como una modificación del lagunaje natural con una profundidad de la lámina de agua entre 0,3 y 0,5 m, y con



plantas. Se suelen aplicar para mejorar la calidad de efluentes que ya han sido previamente tratados en una depuradora.

2) Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial (HHAA FSS), si el agua circula por debajo de la superficie del estrato del humedal, dentro del cual se pueden encontrar de flujo horizontal (HA FSSH) y de flujo vertical (HA FSSV). En los humedales de flujo subsuperficial la circulación del agua es de tipo subterráneo a través de un medio granular y en contacto con las raíces y rizomas de las plantas. La profundidad de la lámina de agua suele ser de entre 0,3 y 0,9 m. La biopelícula que crece adherida al medio granular y a las raíces y rizomas de las plantas tiene un papel fundamental en los procesos de descontaminación del agua (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Además, pueden existir combinaciones entre estos para formar sistemas híbridos.

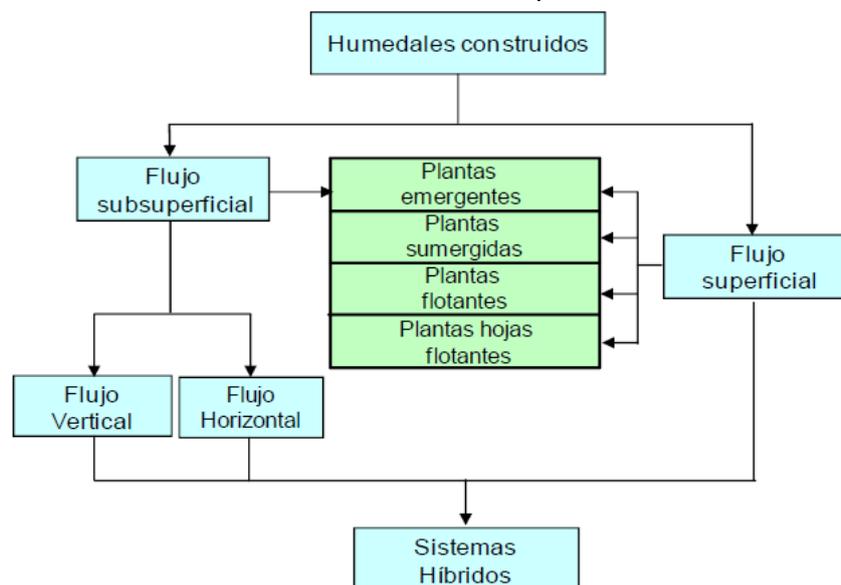


Figura 7.1. Clasificación de los humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales según el tipo de flujo hidráulico (adaptado de Vymazal, J. & Kröpfelová, L. 2008)

### 7.3.2. Clasificación enfocada al tipo de macrófitas

Los humedales artificiales pueden ser clasificados según el tipo de macrófitas que empleen en su funcionamiento: macrófitas fijas al sustrato (enraizadas) o macrófitas flotantes libres (véase figura 7.2).

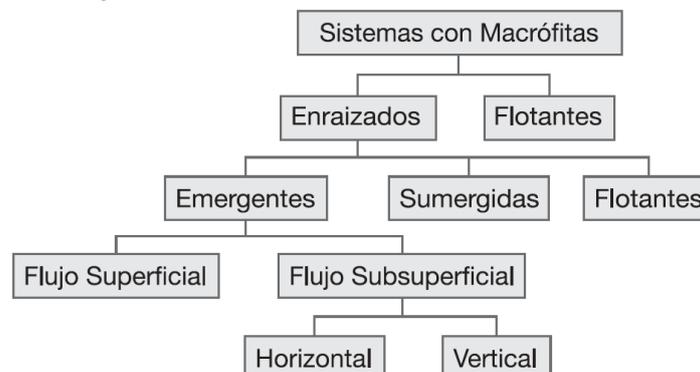


Figura 7.2. Esquema de clasificación de los sistemas de depuración con macrófitas (Delgadillo et al., 2010)



Considerando la forma de vida de estas macrófitas, los humedales artificiales pueden ser clasificados en (Delgadillo et al., 2010):

- Sistemas de tratamiento basados en macrófitas de hojas flotantes: principalmente angiospermas sobre suelos anegados. Los órganos reproductores son flotantes o aéreos. El Jacinto de agua (*Eichhornia crassipes*) y la lenteja de agua (*Lemna sp.*) son las especies más utilizadas para este sistema.
- Sistemas de tratamiento basados en macrófitas sumergidas: comprenden algunos helechos, numerosos musgos y carófitas y muchas angiospermas. Se encuentran en toda la zona fótica (a la cual llega la luz solar), aunque las angiospermas vasculares sólo viven hasta los 10 m de profundidad aproximadamente. Los órganos reproductores son aéreos, flotantes o sumergidos.
- Sistemas de tratamiento basados en macrófitas enraizadas emergentes: en suelos anegados permanente o temporalmente; en general son plantas perennes, con órganos reproductores aéreos.

Los humedales basados en macrófitas enraizadas emergentes pueden ser de dos tipos, de acuerdo a la circulación del agua que se emplee: humedales de flujo superficial y humedales de flujo subsuperficial.

### 7.4. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUPERFICIAL

En los humedales de flujo superficial (HHAA FS) el agua fluye sobre la superficie del sustrato desde la entrada hasta la salida del flujo de agua, y la vegetación se desarrolla en condiciones de inundación total o parcial (véase figura 7.3). Es el tipo de humedal de tratamiento que más se asemeja a un humedal natural, con profundidades de agua inferiores a los 60 cm (generalmente en el rango de los 30 a 50 cm).

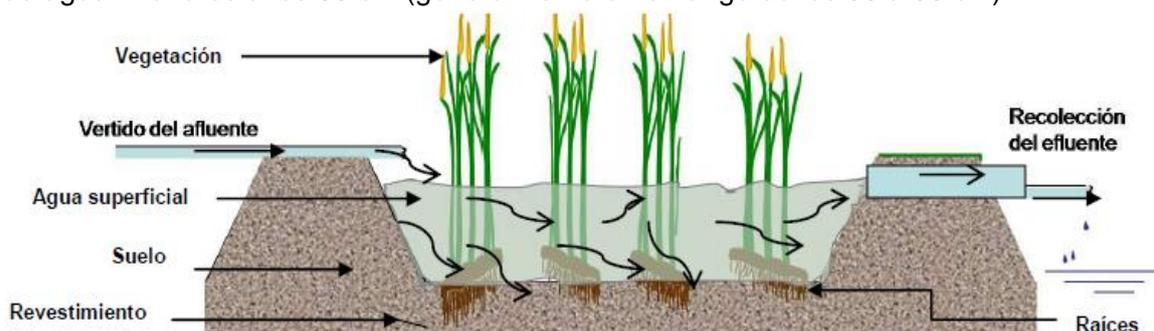


Figura 7.3. Humedales Artificiales de Flujo Superficial HHAA FS (adaptado de García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Estas profundidades someras permiten el desarrollo de una densa población de vegetación acuática (macrófitos) en la mayor parte de la superficie del humedal, lo que supone una diferencia fundamental con respecto al tratamiento por lagunaje.

La alimentación se da de forma continua y la depuración tiene lugar en el tránsito de las aguas a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente implantada. Los



tallos, raíces y hojas caídas sirven de soporte para la fijación de la película bacteriana responsable de los procesos de biodegradación, mientras que las hojas que están por encima de la superficie del agua dan sombra a la masa de agua, limitando el crecimiento de microalgas (Sánchez, 2013).

La mayoría de los HHAA FS que existen en la actualidad han sido construidos para la depuración de efluentes de depuradoras que por lo tanto ya han recibido tratamiento previo (Kadlec y Wallace, 2009), ya que esta tipología de humedal necesita un pretratamiento, un tratamiento primario y tratamiento secundario aguas arriba (fosa séptica con filtro percolador o similares).

Los HHAA FS se pueden clasificar a su vez en función del tipo de especie de vegetación macrófita dominante en él (véase figura 7.4). Las macrófitas no sólo juegan un importante papel en la eliminación de nutrientes por sí mismas, sino que además constituyen el principal soporte para las comunidades microbianas y crean un ambiente favorable para la eliminación de contaminantes (Kadlec y Wallace, 2009).

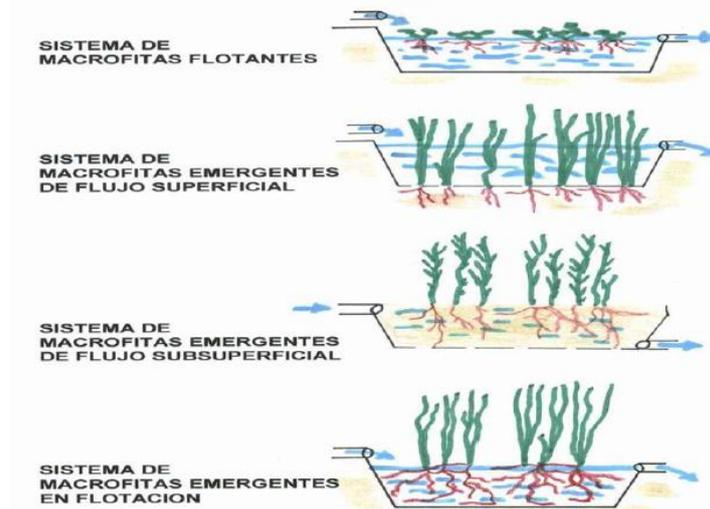


Figura 7.4. Sistemas de Humedales Artificiales con macrófitos (Delgadillo et al., 2010)

El flujo superficial del agua permite un mayor intercambio con la atmósfera y el desarrollo de procesos de carácter aeróbico. Además, el humedal está más expuesto a las condiciones meteorológicas, por lo que la precipitación y la evapotranspiración alteran el régimen de caudales y la propia superficie inundada por el humedal, que puede llegar a ser muy fluctuante y estacional.

En los HHAA FS la capa de agua cercana a la superficie es aeróbica mientras que el sustrato y generalmente también la zona profunda del agua son anaeróbicas. Los humedales creados para la retención de aguas de tormentas o para el tratamiento de aguas procedentes del drenaje de minas o de tierras agrícolas, son mayoritariamente de flujo superficial (Salas, 2007).

En Europa, ésta técnica no se ha extendido tan rápidamente como la de los humedales de flujo subsuperficial, pero existen múltiples experiencias en funcionamiento en países como Holanda, Bélgica, Noruega, Suecia, Dinamarca, Polonia o Hungría (Kadlec y Wallace, 2009).



### 7.4.1. Humedales de Flujo Superficial dominados por macrófitas emergentes

Las especies de plantas macrófitas emergentes más comúnmente utilizadas en los humedales de tratamiento son el carrizo, la enea y los juncos. Las macrófitas que se desarrollen en un humedal deben poseer una extensa superficie para la fijación de microorganismos y ser capaces de transportar el oxígeno de forma eficiente de las hojas hasta las raíces. De este modo, se crea una zona aerobia en el sustrato que favorece la nitrificación (Salas, 2007).

Como principal ventaja de este tipo de sistema dominado por macrófitas emergentes se puede destacar que sus costes de construcción y de mantenimiento son reducidos. La principal desventaja es que requiere más espacio que otros sistemas para lograr una misma eficacia en la reducción de carga contaminante del agua (Sánchez, 2013).

### 7.4.2. Humedales de Flujo Superficial dominados por macrófitas sumergidas

Las plantas sumergidas se encuentran suspendidas en la columna de agua o enraizadas en los sedimentos. Las partes fotosintéticas de la planta suelen estar en la columna de agua, y su aporte de oxígeno al agua debido a esta actividad fotosintética durante el día es muy abundante, lo que favorece la mineralización y la nitrificación. Además, la utilización del dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) del agua para la realización de la fotosíntesis durante el día incrementa el potencial hidrógeno (pH) en la columna de agua, lo que favorece la volatilización del amonio. (Sánchez, 2013)

El uso de las plantas sumergidas para la depuración de aguas, debido a su capacidad de eliminación de contaminantes, es también una opción en teoría válida. Sin embargo, su utilidad se ve limitada debido a su escasa resistencia en aguas en las que se produce el crecimiento simultáneo de algas, viéndose perjudicadas por las condiciones anaeróbicas que se dan en esos casos, hasta el punto de sufrir severos daños o incluso morir (Kadlec y Wallace, 2009).

### 7.4.3. Humedales de Flujo Superficial dominados por macrófitas flotantes

La especie de macrófita flotante que mejor representa este tipo de humedales es el jacinto de agua (*Eichhornia crassipes*), que ha sido objeto de numerosos estudios acerca de la depuración de aguas residuales, así como de la eliminación de metales pesados. La principal ventaja del jacinto de agua es su relativamente escasa sensibilidad a las bajas temperaturas, pero que en ningún caso deben ser extremas, ya que en caso de producirse heladas las plantas de jacinto mueren. (Sánchez, 2013)

Una densa cubierta de macrófitas flotantes impide que la luz penetre en la columna de agua, limitando así la actividad de las algas, y reduce la transferencia de gases entre el agua y la atmósfera. La superficie del agua está así libre de algas y es pobre en oxígeno, dándose unas condiciones aptas para la desnitrificación. La secuencia nitrificación – desnitrificación puede ser sustancial en sistemas dominados por los jacintos de agua, ya que su extensivo sistema de raíces proporciona oxígeno para la nitrificación, no sucediendo así con otros macrófitos flotantes como la *Lemna*, cuya superficie enraizada es escasa (Kadlec y Wallace, 2009).



### 7.5. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL

Un humedal de tratamiento de flujo subsuperficial (HA FSS) es aquel en el que el flujo de agua se produce a través de un medio poroso, constituido por el propio sustrato o por grava, diseñados de tal modo que el nivel de agua permanezca en todo momento por debajo de la superficie del sustrato.

Por lo general, se construyen mediante el sellado o impermeabilización de una cubeta y su relleno con un sustrato poroso de gravas, arena y/o algún otro material en el que pueda desarrollarse el tipo de vegetación seleccionado, que suele ser de macrófitas emergentes. La profundidad del sustrato poroso suele estar entre los 30 y los 90 cm (García Serrano & Corzo Hernández, 2008; Kadlec y Wallace, 2009).

En los HHAA FSS el agua tiene un mayor contacto con otros elementos como son el sustrato, las raíces y rizomas de la vegetación, y la comunidad bacteriana que usa como soporte estas superficies. Esto hace que el requerimiento de área sea generalmente menor que para los HHAA FS, para un nivel de tratamiento similar (Vymazal et al., 1998). Debido a este mayor contacto del agua con el sustrato, en los HHAA FSS existe riesgo de colmatación del medio poroso.

Dadas las restricciones hidráulicas que supone el flujo de agua a través de un sustrato poroso, este tipo de humedales se adaptan mejor al tratamiento de aguas con bajas concentraciones de sólidos en suspensión y con condiciones de flujo relativamente uniformes, por el riesgo de colmatación de los poros (Langergraber, 2008)

Los HHAA FSS se han utilizado frecuentemente para el tratamiento de aguas residuales domésticas de pequeñas comunidades (Vymazal et al., 1998; Kadlec y Wallace, 2009), tras un pretratamiento que reduzca gran parte de los sólidos en suspensión, con el objetivo principal de la reducción de la DBO<sub>5</sub>.

Los HHAA FSS pueden dividirse a su vez según la dirección predominante del flujo a través del lecho poroso, ya sea horizontal o vertical. Los sistemas de flujo horizontal son los más utilizados, y son aquellos de efectividad más demostrada, aunque en los últimos años se han desarrollado numerosas experiencias con sistemas de flujo vertical en algunos humedales de Europa, especialmente en Francia y Austria (Langergraber, 2008).

#### 7.5.1. Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal

Los Humedales Artificiales de flujo Subsuperficial Horizontal (HHAA FSSH) consisten en una cubeta, generalmente impermeabilizada para reducir intercambios con las aguas subterráneas, en la cual se dispone un material granular a modo de lecho (véase Figura 7.5), que puede dividirse en tres zonas (Sánchez, 2013):

*i)* Una zona de entrada y amortiguación del flujo para procurar una distribución homogénea del flujo a lo ancho del lecho.



ii) El cuerpo principal del lecho, que es donde se desarrolla la vegetación y donde se dan la mayor parte de procesos de transformación del agua y sus componentes.

iii) La zona de salida del agua, en la que se dispone un tubo de drenaje que recoge el agua y la conduce por un dispositivo de salida. El agua entra a través de un dispositivo que la distribuye en todo el ancho del lecho, y fluye lentamente por debajo de la superficie a través del medio poroso, hasta alcanzar el dispositivo de salida en el que es recogida y descargada.

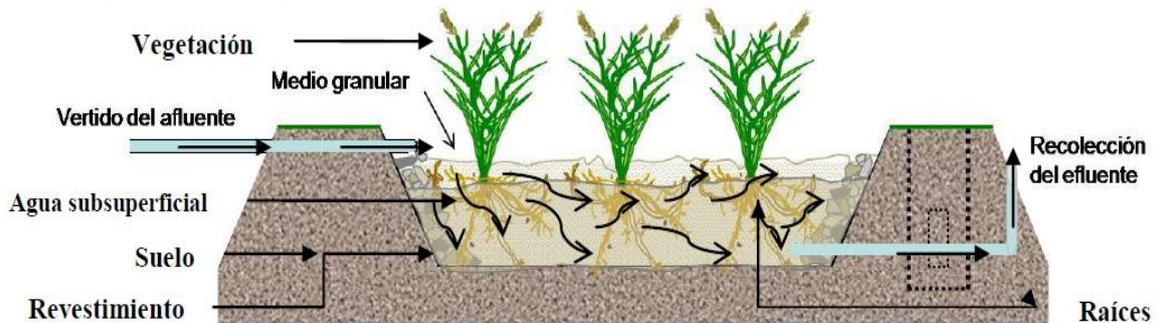


Figura 7.5. Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal HAA FSSH (adaptado de García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

Tanto el fondo como la superficie del lecho suelen tener una pendiente de entre el 0,5 y el 1%, lo cual facilita el drenaje total del humedal en caso de ser necesario por razones de mantenimiento. Sin embargo, esta pendiente no es la que condiciona el flujo del agua, que atraviesa el medio poroso con características asimilables a las del flujo pistón (Kadlec y Wallace, 2009). Es la altura del agua en el dispositivo de salida la que condiciona la altura de la lámina de agua a lo largo del lecho.

La profundidad del lecho en esta tipología de humedales suele estar comprendida entre los 30 y los 60 cm, y el agua normalmente se encuentra a menos de 10 cm de la superficie del sustrato (en ningún caso debe aflorar superficialmente).

El material del cuerpo principal del lecho (la zona de desarrollo de la vegetación) suele ser de arenas o gravas finas de entre 3 y 35 mm de diámetro, que permita el enraizamiento y crecimiento de la vegetación así como un flujo adecuado. En cuanto a la zona de entrada y la de salida, consiste generalmente en gravas gruesas de entre 30 y 100 mm de diámetro (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

Los HAA FSSH han demostrado una notable efectividad en la eliminación de Sólidos en Suspensión y en la filtración de sedimentos. En estos sistemas existen pequeñas concentraciones de oxígeno que posibilitan el desarrollo de procesos aeróbicos. El oxígeno entra al humedal principalmente a través de la difusión desde la atmósfera o re-aeración (en una cantidad muy escasa), y también transportado por las raíces de la vegetación hasta zonas por debajo de la lámina de agua (Pidre, 2010).

La cantidad e importancia de este aporte de oxígeno por parte de la vegetación ha sido discutida y aún es difícil de concretar, pero algunos estudios apuntan a concentraciones en torno a  $0,5-2 \text{ g m}^{-2} \text{ d}^{-1}$  (Mburu et al., 2012).



En cualquier caso, se trataría de una cantidad muy insuficiente para permitir procesos aeróbicos de una intensidad considerable y, por lo tanto, los procesos anaeróbicos y anóxicos son los que desempeñan un papel principal en el tratamiento mediante HHAA FSSH (Langergraber, 2008). La materia orgánica es descompuesta tanto aeróbica como anaeróbicamente, lo cual resulta en una reducción eficiente. Sin embargo, el insuficiente aporte de oxígeno limita la nitrificación y supone una escasa reducción de amonio ( $\text{NH}_4$ ) (Langergraber y Haberl, 2001). En cambio, pueden conseguirse unos altos niveles de remoción de nitrato ( $\text{NO}_3$ ) debido a la desnitrificación.

### 7.5.2. Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical

Los humedales de flujo subsuperficial vertical (HA FSSV) reciben las aguas a tratar en la superficie del sustrato poroso y estas van infiltrándose hasta ser recogidas en el fondo del lecho por una red de drenaje.

El agua es cargada intermitentemente, por lo que este sistema también es conocido como filtro intermitente. De este modo, se intercalan en el sustrato condiciones de saturación con otras de aireación en las que el agua no fluye, estimulando el suministro de oxígeno en el sustrato entre las sucesivas cargas de agua y el desarrollo de procesos aeróbicos (véase Figura 7.6) (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

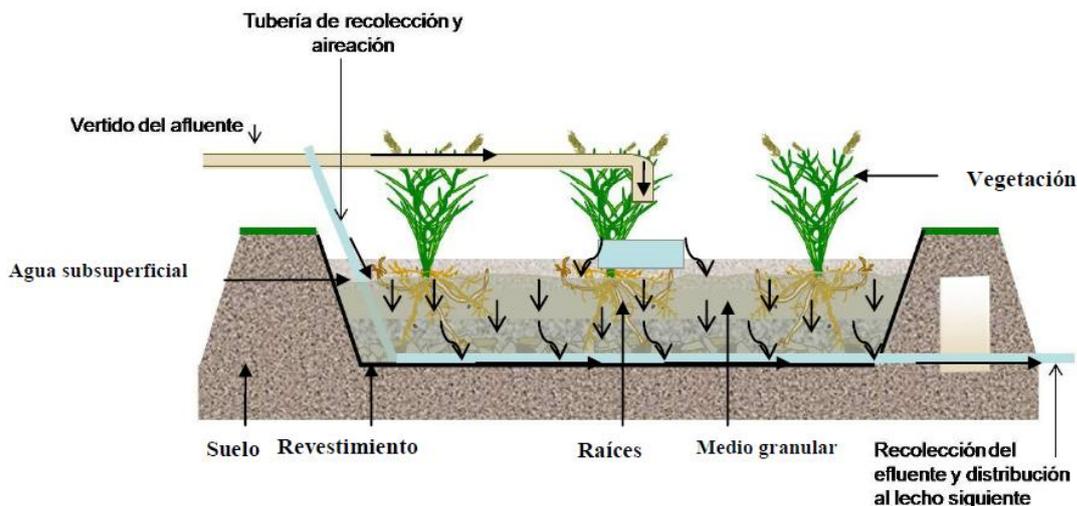


Figura 7.6. Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical HHAA FSSV (adaptado de García Serrano & Corzo Hernández, 2008)

En este caso, el material granular puede variar en profundidad, disponiéndose las gravas de mayor diámetro en el fondo del lecho. La vegetación de macrófitas emergentes se distribuye por toda la superficie, ya que no es necesario contar en los extremos con zonas de material granular de mayor granulometría (como es el caso de los HHAA FSSH) (Salas, 2007).

Los HHAA FSSV con carga intermitente han ganado protagonismo en los últimos años por su mayor eficiencia en la eliminación de  $\text{NH}_4$  (Langergraber y Haberl, 2001). En ellos, el agua se carga de forma intermitente generalmente con grandes cantidades para cada una de las cargas, lo que produce la inundación del lecho (el agua se



mantiene por encima de la superficie hasta que consigue infiltrarse en el medio poroso) hasta que el agua drena verticalmente por gravedad.

Gracias a que con este método se consiguen grandes transferencias de oxígeno en el sistema, los HHAA FSSV de carga intermitente son adecuados cuando interesa potenciar la nitrificación y otros procesos estrictamente aeróbicos (Langergraber y Haberl, 2001). En los últimos años, se han utilizado los HHAA FSSV incluso para tratar aguas residuales sin pretratamiento, con resultados positivos (Molle et al., 2005).

La entrada de agua en estos sistemas de flujo vertical suele realizarse mediante sistemas de tuberías que distribuyen el caudal en distintos puntos de la superficie, procurando que la inundación de esta sea homogénea. En cuanto a la salida del agua, se dispone una red de drenaje en el fondo del lecho que evacue el caudal por gravedad, sin necesidad de un dispositivo de salida como ocurre con los HHAA FSSH.

En algunos de estos sistemas se han dispuesto sistemas de aireación mediante pequeñas chimeneas (tuberías cribadas con salida al exterior), con el fin de oxigenar aún más el sustrato y reforzar las condiciones aeróbicas del medio poroso.

Los HHAA FSSV tienen efectividad relativamente baja en lo que se refiere a la eliminación de Sólidos en Suspensión y coliformes fecales, pero la eliminación de Nitrógeno a través de la secuencia nitrificación - desnitrificación es eficiente debido a la elevada oxigenación y a la alternancia óxica y anóxica, causada por el intermitente flujo de agua. Asimismo, la eliminación de fósforo también se produce por precipitación (Langergraber y Haberl, 2001)

### 7.6. HUMEDALES HÍBRIDOS

En los sistemas híbridos o multifase se diseñan varios compartimentos para propiciar diferentes tipos de reacciones y procesos, con el fin de conseguir una mayor eficiencia en la reducción de contaminantes.

Actualmente, el caso más utilizado de combinación de humedales se trata de humedales verticales seguidos en serie por humedales horizontales, combinados con el fin de lograr una mayor eficacia en el tratamiento, en especial para la eliminación de nitrógeno y patógenos (Sánchez, 2013) .

En los verticales se consigue la eliminación de la DBO y la nitrificación, y en los horizontales se consigue desnitrificar (la desnitrificación también se puede conseguir en sistemas verticales de dos etapas recirculado el efluente y mezclándolo con el afluente).

Los sistemas híbridos se pueden dimensionar considerando una superficie unitaria necesaria de 2,5 m<sup>2</sup>/hab-eq, de los cuales por ejemplo 2 m<sup>2</sup>/hab-eq son necesarios para el sistema vertical (en 2 etapas) y 0,5 m<sup>2</sup>/hab-eq para el horizontal (Pidre, 2010).

Aunque los sistemas híbridos son más caros de construir y más complicados de operar que los sistemas no híbridos se ha producido un creciente interés en ellos. Esto



se debe a que pueden aprovecharse mejor las ventajas que presentan cada tipo de humedal, diseñando una configuración que favorezca las reacciones oportunas para la reducción de algún contaminante en particular (véase Figura 7.7)

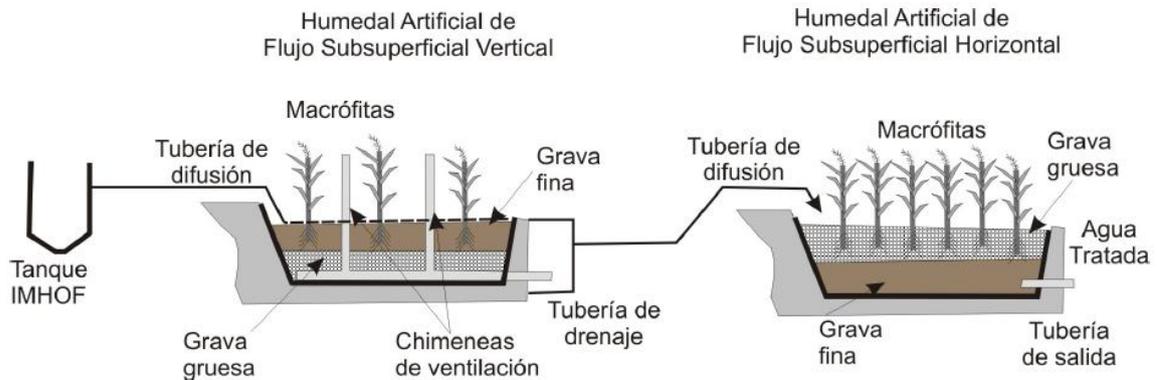


Figura 7.7. Combinación de humedales artificiales (Govern de les Illes Balears, 2011)

Los sistemas híbridos están ganando atención en la mayoría de países europeos debido a los mayores requerimientos en la depuración de agua respecto a la reducción de la concentración de amonio (Sánchez, 2013)

### 7.7. COMPARACIÓN DE LOS DISTINTOS TIPOS DE HUMEDALES ARTIFICIALES

Los humedales de flujo superficial constituyen generalmente un sistema más cercano al funcionamiento de los humedales naturales, por lo que la auto organización del ecosistema y su sostenibilidad estarán más logradas. Del mismo modo, constituyen un hábitat más propicio para las especies que puedan habitar en él y unos valores paisajísticos superiores, por lo que puede conseguirse el objetivo de restauración de zonas húmedas degradadas al mismo tiempo que el tratamiento del agua introducida en ellos (Sánchez, 2013)

Los costes de formación de un humedal superficial son menores, tanto en la fase de construcción como en su mantenimiento, y las labores de creación, gestión y mantenimiento son más sencillas de realizar. Su principal inconveniente es que por lo general requieren de mayor superficie que los otros sistemas (Pidre, 2010)

La principal ventaja que presenta un humedal de flujo subsuperficial respecto a los de flujo superficial es el mayor contacto que presenta el agua y el sedimento, y en consecuencia una velocidad de depuración de algunos contaminantes mayor. Esto supone unas necesidades de superficie por lo general inferiores para lograr la misma eficacia de reducción de la carga contaminante (Sánchez, 2013).

Otra ventaja es su mayor tolerancia a las condiciones climáticas extremas y su minimización de problemas de olores. Como la superficie del agua no sobrepasa el nivel del sustrato, se evitan problemas por su exposición pública, existiendo casos de humedales de tratamiento de flujo subsuperficial que funcionan en parques en el interior de núcleos urbanos, lo que podría resultar más problemático para los de tipo superficial (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).



Los inconvenientes de los humedales de flujo subsuperficial son por una parte su mayor coste por unidad de superficie respecto a los de flujo superficial, y una complejidad técnica superior que supone una mayor dificultad de operación o gestión, así como unos mayores costes de mantenimiento y reparación de problemas. Algunos de estos sistemas han tenido problemas por la colmatación de los poros de su sustrato, lo que puede reducir de un modo importante la vida útil y su eficiencia (Pidre, 2010)

Esta serie de limitaciones hace que los humedales de flujo subsuperficial se empleen habitualmente para el tratamiento de volúmenes de agua relativamente bajos. (Sánchez, 2013)

Como se ha dicho anteriormente, los sistemas híbridos combinan características de ambos tipos de humedales, con lo que a través de un diseño cuidadoso pueden optimizarse las ventajas de ambos sistemas reduciendo sus efectos negativos.

### 8. MECANISMOS DE DEPURACIÓN EN LOS HUMEDALES

La depuración de agua mediante humedales se fundamenta en tres principios básicos:

- El soporte físico del sustrato que funciona como material filtrante y permite el enraizamiento de vegetación.
- El aporte de oxígeno por la fotosíntesis de esta vegetación.
- La actividad bioquímica de los microorganismos.

Los mecanismos de depuración que intervienen en los humedales pueden resumirse y clasificarse del siguiente modo (CE, 2001):

a) Mecanismos físicos:

- a. Filtración a través de medios porosos y de sistemas de raíces.
- b. Sedimentación de materia en suspensión y coloides.

b) Mecanismos químicos:

- a. Descomposición por fenómenos de oxidación, de radiación ultravioleta (virus) y de reducción (metales).
- b. Precipitación de compuestos insolubles o co-precipitación con compuestos insolubles (N, P).
- c. Adsorción sobre el sustrato (N, P, metales).

c) Mecanismos biológicos:

- a. Degradación de la materia orgánica.
- b. Nitrificación en zona aeróbica.
- c. Desnitrificación en zona anaeróbica.
- d. Consumo de materia orgánica y nutrientes por el crecimiento bacteriano.

En la Tabla 8.1, se muestran los principales procesos y mecanismos que ocurren en los humedales construidos.



PARÁMETRO EVALUADO	MECANISMOS DE REMOCIÓN
<b>Sólidos suspendidos</b>	-Sedimentación/filtración
<b>DBO</b>	-Degradación microbiana (aeróbica y anaeróbica) -Sedimentación(Acumulación de M.O./lodo en la superficie del sedimento)
<b>Nitrógeno Amoniacal</b>	-Amonificación seguida por nitrificación y desnitrificación amoniacal -Captado por la planta
<b>Patógenos</b>	-Sedimentación/filtración -Declinación -Radiación ultravioleta -Excreción de antibióticos por las raíces de las macrófitas.

Tabla 8.1. Mecanismos de remoción en los sistemas de tratamiento basados en macrófitas. (adaptado de Delgadillo et al., 2010)

En la Figura 8.1 se resumen los procesos de eliminación más importantes que ocurren en un humedal construido de flujo superficial.

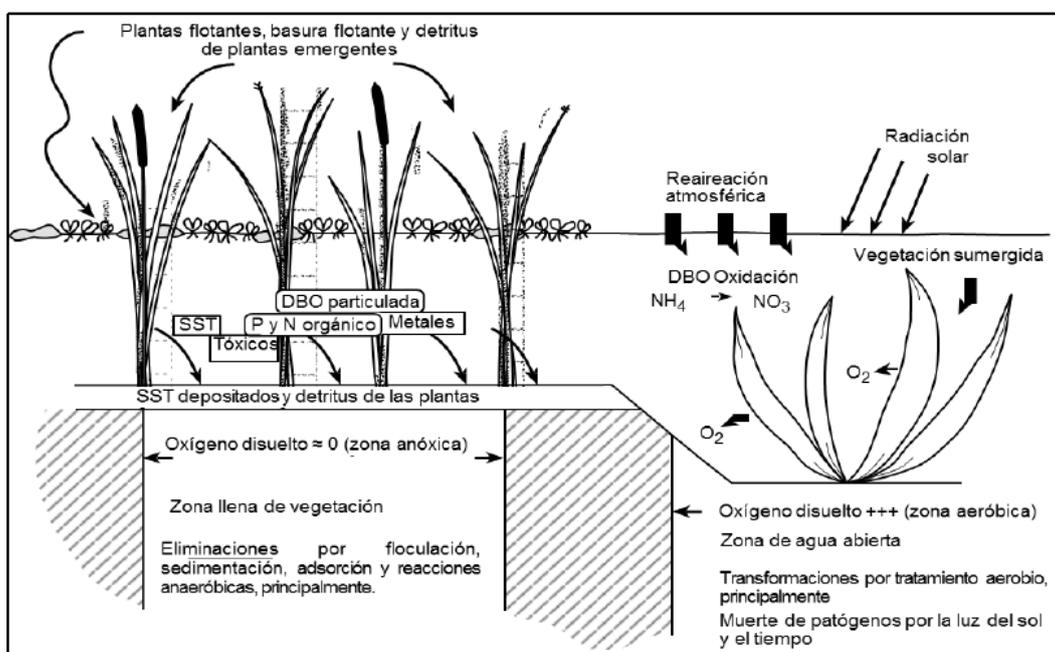


Figura 8.1. Procesos de eliminación más importantes que ocurren en un HHA FS (adaptado de EPA, 2000)

A continuación se explican los mecanismos involucrados en la eliminación de los principales contaminantes presentes en las aguas residuales urbanas, mediante el empleo de Humedales Artificiales.

### 8.1. ELIMINACIÓN DE SÓLIDOS EN SUSPENSIÓN

Los mecanismos que intervienen en la eliminación de la materia en suspensión en los Humedales Artificiales son (Pidre, 2010):

- Sedimentación: la materia en suspensión sedimentable (principalmente de naturaleza orgánica), presente en las aguas a tratar, decanta exclusivamente por la acción de la gravedad.



- Floculación: permite la sedimentación de partículas de pequeño tamaño, o de menor densidad que el agua, al producirse agregados de las mismas que ya si cuentan con capacidad para decantar.
- Filtración: la retención de la materia en suspensión tiene lugar al pasar las aguas a través del conjunto que forman el sustrato y los rizomas, raíces y tallos de la vegetación.

### 8.1.1. En Humedales Artificiales de Flujo Superficial

En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Superficial, la eliminación de la materia en suspensión se debe, principalmente, a fenómenos de sedimentación y de filtración de las aguas a su paso por toda la masa de tallos y de los restos de vegetación caídos al agua.

En este tipo de humedales, para conseguir elevados rendimientos de sólidos en suspensión, se requiere disponer de zonas de vegetación abundante, que faciliten la sedimentación (al disminuir la velocidad de paso de las aguas) y la filtración, a la vez que, por el efecto sombra, se evita el crecimiento excesivo de microalgas, que como en el caso de los lagunajes podría incrementar los contenidos en materia en suspensión de los efluentes finales (Salas, 2007).

Para la evaluación de la eliminación de materia en suspensión en los Humedales Artificiales de Flujo Superficial, Reed y colaboradores proponen la siguiente expresión (Reed et al., 1995):

$$SS_e = SS_i * (0,1139 + 0,00213 * CHS) \quad (8.1)$$

Ecuación 8.1. Cálculo de los SST en el efluente de HHAA FS

Donde:

$SS_e$ : concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)

$SS_i$ : concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l)

CHS: carga hidráulica superficial (cm/d), que se calcula haciendo uso de la expresión siguiente:

$$CHS = 100 * \frac{Q}{S} \quad (8.2)$$

Ecuación 8.2. Cálculo de la Carga Hidráulica Superficial

Q: caudal del influente (m<sup>3</sup>/d)

S: superficie del humedal (m<sup>2</sup>)

### 8.1.2. En Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

En los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial, la eliminación de la materia en suspensión tiene lugar, principalmente, por fenómenos de filtración a través del conjunto que forman el sustrato (sobre el que crecen las plantas), los rizomas y las raíces. Teniendo lugar el mayor porcentaje de eliminación de partículas en suspensión en la zona de entrada a los humedales (Cooper et al., 1996).



Esta retención de la materia en suspensión se da por tres motivos: la baja velocidad del agua, las fuerzas de adhesión entre partículas y las constricciones del flujo producidas tanto por el medio granular como por el entramado de raíces y rizomas.

Para la evaluación de la eliminación de la materia en suspensión en los Humedales de Flujo Subsuperficial, Reed y col. proponen la expresión (Reed et al., 1995):

$$SS_e = SS_i * (0,1058 + 0,0011 * CHS) \quad (8.3)$$

Ecuación 8.3. Cálculo de los SST en el efluente de HHAA FSS

Donde:

$SS_e$ : concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)

$SS_i$ : concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l)

CHS: carga hidráulica superficial (cm/d). Se calcula mediante la Ecuación 8.2.

Los Humedales de Flujo Subsuperficial bien diseñados son muy eficientes para eliminar sólidos en suspensión (Cooper et al., 1996). Los valores habituales de eliminación se encuentran en el intervalo 85-95%.

Los sólidos de naturaleza orgánica retenidos en el sustrato experimentan reacciones de biodegradación, que se aceleran en los momentos del año de temperaturas más elevadas. Esta degradación supone una fuente interna de materia orgánica disuelta, lo que podría explicar el porqué los HHAA FSS no presentan en época veraniega rendimientos más elevados de eliminación de materia orgánica que los que se logran en el periodo invernal (Pidre, 2010).

Para evitar la rápida colmatación de los sustratos filtrantes se hace imprescindible la existencia previa de un Pretratamiento y de un Tratamiento Primario, que eliminen un elevado porcentaje de la materia en suspensión presente en las aguas residuales a tratar.

En la actualidad, se comienza a trabajar combinando Filtros de Turba y HHAA FSS, prescindiendo del Tratamiento Primario mediante fosas sépticas o tanques Imhoff. Los elevados rendimientos de eliminación de sólidos en suspensión que se alcanzan en los Filtros de Turba (del orden del 90%), y la facilidad de manejo de los subproductos generados, costras secas en lugar de lodos líquidos, auguran un buen futuro para esta combinación de Tecnologías no Convencionales (Salas, 2007).

### 8.2. ELIMINACIÓN DE MATERIA ORGÁNICA

La materia orgánica, presente en forma de materia en suspensión sedimentable, irá decantando paulatinamente en los humedales y experimentará procesos de degradación biológica. Igualmente, parte de la materia orgánica presente en forma particulada quedará retenida por filtración, al pasar las aguas por el entramado sustrato filtrante-raíces-tallos.

La eliminación de materia orgánica por las dos vías descritas transcurre de forma rápida, y en el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial casi la mitad de la  $DBO_5$  se elimina al pasar las aguas por los primeros metros del humedal (Salas, 2007).



Sobre la materia orgánica disuelta, al igual que sobre la particulada, actúan los microorganismos presentes en el humedal, principalmente bacterias, que utilizarán esta materia orgánica a modo de sustrato.

De cualquier manera los procesos físicos, químicos y microbiológicos responsables de la eliminación de la materia orgánica pueden variar en el tiempo y en el espacio, y además, dependen de muchos factores tales como la carga orgánica, la profundidad del agua y la disponibilidad de aceptores de electrones (García et al., 2004).

En la Figura 8.2 se esquematizan las transformaciones de materia orgánica que tiene lugar en los HHAA FS.

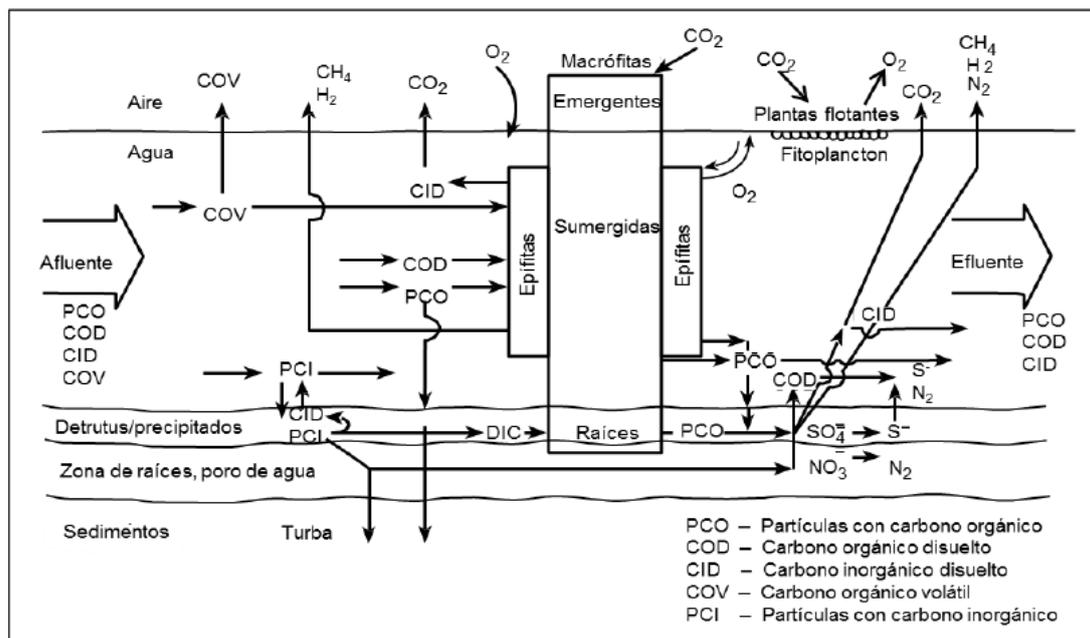


Figura 8.2. Separaciones y transformaciones de materia orgánica en HHAA FS (adaptado de EPA, 2000)

En las distintas modalidades de Humedales Artificiales se dan zonas con presencia o ausencia de oxígeno molecular, por lo que la acción de las bacterias sobre la materia orgánica tiene lugar tanto a través de procesos biológicos aerobios como anaerobios.

El aporte de oxígeno para el mantenimiento de las reacciones de oxidación, síntesis y respiración endógena, transcurre de forma diferente en función de la modalidad de Humedal Artificial de que se trate.

En los Humedales Artificiales de Flujo Superficial la principal fuente de aportación de oxígeno a la masa líquida viene representada por los fenómenos de re aireación superficial, provocados por el viento.

Estos fenómenos de reaireación se ven minimizados cuando la vegetación del humedal presenta una elevada densidad. Algo similar ocurre en el aporte de oxígeno, vía fotosíntesis, a través las microalgas que se desarrollan en la masa líquida, y que



queda reducido por el efecto sombra que ejercen las vegetaciones de alta densidad, lo que dificulta el desarrollo de estos organismos fotosintéticos (Pidre, 2010).

En este tipo de humedales, la aportación de oxígeno por las propias plantas acuáticas tiene una menor importancia, dada que la zona donde éste se libera (rizomas y raíces), se encuentra dentro del propio sustrato, por debajo de la columna de agua, y a que casi todo el oxígeno aportado por las plantas se consume por la demanda existente en los sedimentos presentes en el fondo del humedal. Con frecuencia, la zona aerobia queda limitada a las zonas de aguas abiertas y a una porción superior, bastante limitada, de la columna de agua (EPA, 2000)

En el caso de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical, la oxigenación del sustrato que actúa como filtro, al que se encuentran adheridas las bacterias en forma de biopelícula, se produce, básicamente, por la intermitencia en la alimentación de la aguas a tratar, y por la propia configuración de este tipo de humedales, que permite, que una vez finalizado un ciclo de alimentación, las aguas discurren en sentido descendente a lo largo del sustrato, volviendo el aire a ocupar los huecos que van quedando libre como consecuencia de este descenso (Pidre, 2010)

La vegetación propia de los Humedales Artificiales (plantas acuáticas emergentes), también contribuyen a la oxigenación, suministrando a través de sus raíces y rizomas parte del oxígeno que es producido por fotosíntesis en las hojas, y que es transportado a lo largo de un canal hueco conocido como parénquima. Aunque sin bien es cierto que las plantas presentan esta capacidad de transportar oxígeno, la mayor parte del mismo lo utilizan para consumo propio (Brix, 1993).

Existen notables discrepancias en lo referente a las tasas de transferencia oxígeno de los macrófitos, oscilando entre los 0,5-0,6 g O<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>d y los 20 g O<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>d. Actualmente está ampliamente aceptado por la comunidad científica que las plantas sólo tienen influencia notable si se trata de instalaciones que trabajan con baja carga (EPA, 2000).

En unos estudios realizados sobre Humedales de Flujo Horizontal de 30 y 50 cm de profundidad (García et al., 2004) concluyeron que en los humedales poco profundos la principal vía de degradación es la desnitrificación, seguida de la sulfato reducción. En cambio, en los humedales profundos predomina mayoritariamente la sulfato reducción.

### 8.3. ELIMINACIÓN DE NUTRIENTES

Los rendimientos del sistema, en cuanto a eliminación de nutrientes, está relacionada con la variabilidad en la carga de entrada, de forma que los porcentajes de retención de los nutrientes disminuirán con el incremento de la misma.

Otro factor que influye en la eficacia de la eliminación de los nutrientes es el estado de estabilización y madurez tanto del sustrato como de la vegetación que conforma el sistema. En este sentido cabría esperar una mayor inmovilización de los nutrientes en aquellas épocas en las que la macrófita estuviera en la etapa de mayor desarrollo, coincidiendo con la primavera y verano (EPA, 2000)



### 8.3.1. Eliminación del nitrógeno

En las aguas residuales urbanas el nitrógeno puede encontrarse principalmente en forma orgánica y en forma amoniacal, y en mucha menor cuantía como nitritos o nitratos.

Mediante procesos de amonificación, vía enzimática, las fracciones de nitrógeno en forma orgánica se transforman en formas amoniacales, parte de las cuales son asimiladas por los propios microorganismos, que la incorporan a su masa celular.

En los Humedales Artificiales la eliminación del nitrógeno en forma amoniacal transcurre básicamente por dos vías principales:

- Asimilación por las propias plantas del humedal.
- Procesos de nitrificación-desnitrificación.

En el caso de la asimilación del nitrógeno amoniacal por las plantas del humedal, numerosos estudios han concluido que mediante esta asimilación y la posterior siega de las plantas, no se llega a eliminar más allá del 15-20% del nitrógeno amoniacal presente en las aguas a tratar (Sánchez, 2013).

La principal vía de eliminación del nitrógeno amoniacal en los Humedales Artificiales transcurre mediante procesos combinados de nitrificación-desnitrificación. En la Figura 8.3 se resumen los mecanismos de eliminación de nitrógeno que ocurren en los HHAA.

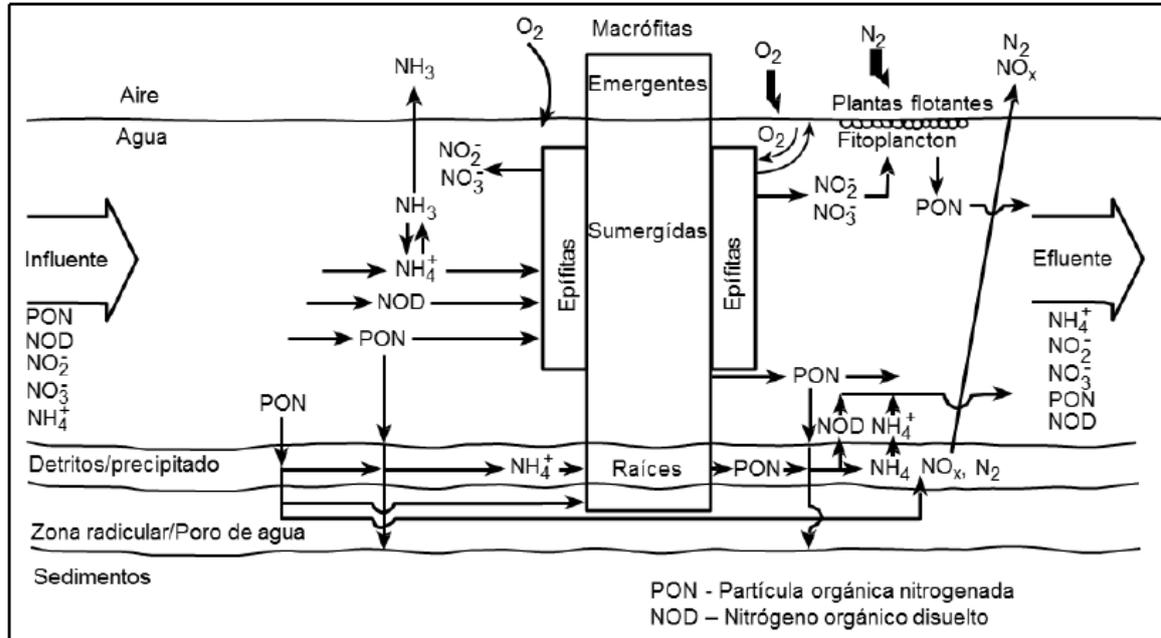


Figura 8.3. Mecanismos de eliminación del nitrógeno en los HHAA (adaptado de EPA, 2000)

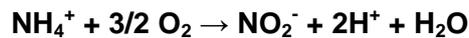
Las formas amoniacales se adsorben de forma temporal sobre las partículas del sustrato filtrante de los Humedales Artificiales y sobre las partículas orgánicas cargadas eléctricamente, mediante mecanismos de intercambio catiónico (Vymazal, 2007).



Para liberar este amonio adsorbido, y regenerar los campos de adsorción, se precisa la nitrificación de las formas amoniacales, constituyéndose la nitrificación en el proceso de transformación principal para la reducción de las concentraciones de amonio en los Humedales Artificiales. (Pidre, 2010)

La nitrificación es un proceso autotrófico (la energía necesaria para el crecimiento bacteriano se obtiene de la oxidación de compuestos inorgánicos), por el que el nitrógeno amoniacal es transformado en nitrógeno nítrico.

El proceso se desarrolla en dos etapas; en un primer momento bacterias del género *Nitrosomas* oxidan el nitrógeno amoniacal a nitrógeno nitroso, de acuerdo con la reacción:



Posteriormente, bacterias del género *Nitrobacter* oxidan las formas nitrosas a formas nítricas, de acuerdo con:



Las bacterias nitrificantes son organismos extremadamente sensibles a gran cantidad de sustancias inhibitoras, tanto orgánicas como inorgánicas, que pueden impedir el crecimiento y la actividad de estos organismos. Las altas concentraciones de amoníaco y de ácido nitroso ( $\text{HNO}_2$ ) pueden resultar inhibitoras, siendo también importante el efecto del pH, cuyo intervalo óptimo es estrecho (7,5 y 8,6).

La temperatura también ejerce una gran influencia sobre el crecimiento de las bacterias nitrificantes y, para que se produzca la nitrificación, es fundamental que existan concentraciones de oxígeno disuelto por encima de 1 mg/l. Si el nivel de oxígeno disuelto es inferior a este valor, el oxígeno se convierte en el elemento limitante del proceso, y puede producirse el cese o la ralentización de los fenómenos de nitrificación (Pidre, 2010).

Para la eliminación biológica del nitrógeno se precisa que los procesos de nitrificación vayan seguidos de una etapa de desnitrificación. La desnitrificación es realizada por bacterias facultativas heterótrofas, en condiciones de anoxia y en dos etapas. En un primer paso se produce la conversión del nitrato en nitrito, y a continuación éste pasa a formas gaseosas que escapan del sistema hacia la atmósfera (óxido nítrico, óxido nitroso y nitrógeno gas).

En los procesos de desnitrificación, el parámetro crítico es la concentración de oxígeno disuelto, cuya presencia suprime el sistema enzimático necesario para el desarrollo de estos procesos.

El pH óptimo para el proceso de desnitrificación se sitúa en el intervalo 7-8, viéndose afectado el proceso por la temperatura. En los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical se potencian los procesos de nitrificación, debido, fundamentalmente, a que se alimentan de forma intermitente, lo que favorece un lecho más oxidado y, por tanto, más eficiente (Salas, 2007).



En las aguas cercanas a la superficie en áreas abiertas, la oxigenación puede ser suficiente para asegurar una nitrificación significativa, al contrario que en el fondo del humedal donde tenemos condiciones anaerobias. En las zonas de aguas abiertas de los sistemas de flujo superficial, el pH elevado y la temperatura del agua puede mejorar el grado de volatilización de  $\text{NH}_3$  convirtiéndose en un mecanismo de eliminación significativa. Este mecanismo ha sido demostrado que puede alcanzar niveles del 50 % en condiciones óptimas de estabilización en zonas de aguas abiertas, pero los HHAA FS son de menor tamaño y esta vía se ve minimizada (EPA, 2000).

Los humedales de flujo subsuperficial actúan como reactores biológicos de película fija. El nitrógeno orgánico atrapado dentro del lecho será sometido a las reacciones de amonificación. El amoníaco liberado puede estar disponible para las plantas en función de la ubicación de raíces de las plantas. La capacidad de absorción de nitrógeno por parte de las plantas es pequeña comparada con la cantidad de nitrógeno contenida en los afluentes (Pidre, 2010)

Además las cantidades de oxígeno aportadas a estos sistemas son insignificantes, con los que los procesos de nitrificación serán mínimos, concentrándose en las zonas adyacentes a la raíz y rizomas o cerca de la superficie donde puede ocurrir la transferencia de oxígeno desde la superficie.

Por otro lado, estos sistemas parecen ser muy adecuados para la desnitrificación de afluentes nitrificados ya que casi la totalidad de su lecho es anaeróbico. La adopción de sistemas combinados de humedales con diferentes características de flujo, Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical seguidos de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal, permite mejorar notablemente la eliminación de nitrógeno, al favorecerse en la primera etapa la nitrificación y la desnitrificación en la segunda (Salas, 2007).

### 8.3.2. Eliminación del fósforo

En las aguas residuales urbanas el fósforo se encuentra tanto en forma orgánica, como en forma de ortofosfato inorgánico o de fosfatos complejos.

Estos últimos, en el transcurso de los tratamientos biológicos se hidrolizan dando lugar a ortofosfatos, incorporándose entre el 10-20% de los mismos a la biomasa bacteriana (EPA, 2000).

Las principales vías para la eliminación del fósforo en los HHAA son (Pidre, 2010):

- Absorción directa por parte de las plantas.
- Adsorción sobre partículas de arcilla, partículas orgánicas y compuestos de hierro y aluminio.
- Precipitación, mediante reacciones del fósforo con el hierro, aluminio y calcio presentes en las aguas, dando lugar a la formación de fosfatos insolubles.
- La absorción del fósforo por las plantas se da en mucha menor cuantía que en el caso del nitrógeno (esta absorción es del orden de un 10%), siendo los



fenómenos fisicoquímicos los que juegan el papel principal en la reducción de este nutriente.

En la Figura 8.4 se resumen los mecanismos de eliminación del fósforo que ocurren en los HHAA.

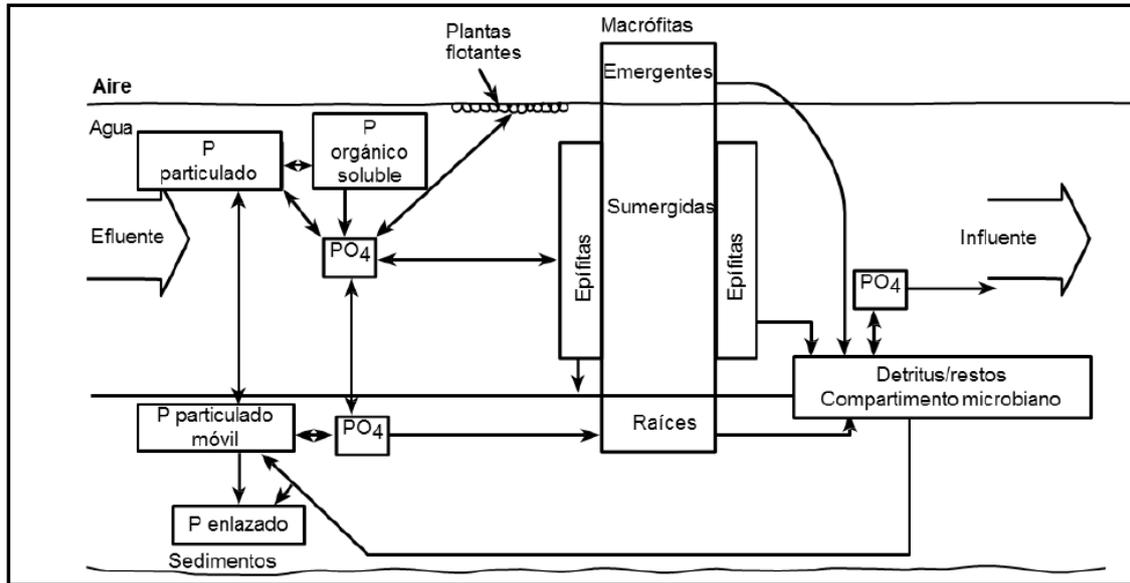


Figura 8.4. Mecanismos de eliminación del fósforo en los HHAA (adaptado de EPA, 2000)

El fósforo fijado-precipitado puede liberarse durante determinadas épocas del año en función de las condiciones ambientales y, fundamentalmente, como respuesta a cambios en el potencial de óxido-reducción (EPA, 2000).

En general, en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial la eliminación de fósforo no es muy significativa situándose entre el 15-30%. Puede incrementarse este porcentaje de reducción de fósforo mediante el empleo de sustratos filtrantes específicos (p.e. con contenidos en hierro), que potencien la retención del mismo.

Tanto para Humedales Artificiales Superficiales como Subsuperficiales, Reed y col. proponen la siguiente expresión, para la evaluación de la eliminación de fósforo (Reed et al., 1995):

$$P_e = P_i * e^{-\frac{k_p}{CHS}} \quad (8.4)$$

Ecuación 8.4. Cálculo de la eliminación del fósforo

Donde:

- $P_e$ : concentración de fósforo en el efluente (mg/l)
- $P_i$ : concentración de fósforo en el influente (mg/l)
- $K_p$ : constante de reacción con un valor de 2,73 cm/d
- CHS: carga hidráulica superficial (cm/d)

Se ha observado, que en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial inicialmente se retiene una mayor cantidad de fósforo, como consecuencia de que en esta etapa el sustrato presenta una mayor cantidad de zonas disponibles para su adsorción, disminuyendo paulatinamente esta capacidad de retención con el tiempo. (EPA, 2000)



## 8.4. ELIMINACIÓN DE PATÓGENOS

Los patógenos en aguas residuales incluyen helmintos, protozoos, hongos, bacterias y virus. Su contenido es crucial en la evaluación de la calidad del agua. El indicador más común para determinar el nivel de contaminación por patógenos en el agua es el grupo de los coliformes. El análisis de estreptococos fecales también se puede utilizar como indicador adicional de la contaminación fecal. Otros microorganismos como la Legionella junto a los helmintos también son de interés en la depuración de aguas residuales.

Se ha observado que tanto en sistemas verticales como horizontales la eliminación es dependiente del tiempo de permanencia y del medio granular (Kadlec et al., 2000).

En general, la mayoría de los estudios realizados en humedales artificiales muestran como la eliminación de bacterias coliformes fecales puede alcanzar valores entre 1 y 2,5 unidades logarítmicas (Rivera et al., 1995; Ottová et al., 1997), mientras que en los colifagos pueden alcanzar entre 0,5 y 2 unidades logarítmicas (Barret, 2000).

En los Humedales Artificiales la eliminación de coliformes fecales se ajusta a modelos de cinética de primer orden, lográndose la mayor parte del abatimiento de patógenos en los primeros tramos de los humedales, de forma que hacia la mitad de los mismos ya se ha eliminado del orden del 80% de los mismos (Hagendorf et al., 2000).

Los organismos patógenos presentes se eliminan por diferentes mecanismos, destacando (Pidre, 2010):

- La adsorción de los patógenos sobre las partículas del sustrato filtrante.
- La toxicidad que sobre los organismos patógenos ejercen los antibióticos producidos por las raíces de las plantas.
- La acción depredadora de bacteriófagos y protozoos.

Reed y sus colaboradores (Reed et al., 1995) asumiendo que los mecanismos de eliminación de patógenos en Humedales Artificiales son muy parecidos a los que se dan en los sistemas de Lagunaje, proponen una ecuación similar para cuantificar su abatimiento:

$$C_e = \frac{C_i}{(1 + t * K_t)^n} \quad (8.5)$$

Ecuación 8.5. Cálculo del abatimiento de patógenos

Donde:

$C_e$ : concentración de patógenos en el efluente (UFC/100 ml)

$C_i$ : concentración de patógenos en el influente (UFC/100 ml)

t: tiempo de retención hidráulico (d)

$K_t$ : constante de reacción ( $d^{-1}$ )

n: número de humedales en serie

La dependencia de la constante de reacción  $K_t$  con la temperatura, viene dada por la expresión:

$$K_t = K_r * \theta_R * (T_w - T_r) \quad (8.6)$$

Ecuación 8.6. Cálculos de la constante de la reacción  $K_t$



Donde:

- $K_r$ : constante de reacción a la temperatura de referencia ( $d^{-1}$ )
- $T_w$ : temperatura del agua considerada en el diseño ( $^{\circ}C$ ). Suele emplearse la temperatura media del mes más frío
- $T_r$ : temperatura de referencia a la que se ha calculado el coeficiente  $\theta_R$  ( $^{\circ}C$ )
- $\theta_R$  = coeficiente de temperatura (adimensional)

Para el abatimiento de coliformes fecales, los valores de  $K_r$  y  $\theta_R$ , son  $2,6 d^{-1}$  y  $1,19$ , respectivamente.

## 8.5. ELIMINACIÓN DE METALES PESADOS

La eliminación de metales (cadmio, cinc, cobre, cromo, mercurio, selenio, plomo, etc.), en los Humedales Artificiales, tiene lugar a través de diferentes vías:

- Procesos de adsorción.
- Precipitación química.
- Sedimentación.
- Asimilación por parte de las plantas.

Los metales retenidos pueden volver a liberarse en determinadas épocas del año, en función de las variaciones del potencial de oxido-reducción que tienen lugar dentro del sistema (EPA, 2000).

## 8.6. RENDIMIENTOS DE DEPURACIÓN EN LOS HUMEDALES ARTIFICIALES

### 8.6.1. Humedales Artificiales de Flujo Superficial

Dado que los Humedales Artificiales de Flujo Superficial se suelen emplear a modo de tratamiento terciario, presentando las aguas influentes características muy variadas, en función del grado de depuración alcanzado en las etapas previas, para mostrar los rendimientos que se alcanzan en este tipo de humedales se ha optado por presentar las características medias de los influentes y efluentes de un conjunto de 27 humedales de esta modalidad, sometidos a seguimiento por la EPA en el año 2000 (Tabla 8.2)

Parámetro	Influente	Efluente	% Reducción
Sólidos en Suspensión (mg/l)	69	15	78
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	70	15	79
N-NTK (mg/l)	18	11	39
N-NH <sub>3</sub> /NH <sub>4</sub> (mg/l)	9	7	22
N-NO <sub>3</sub> (mg/l)	3	1	67
N-total (mg/l)	12	4	67
P-total (mg/l)	4	2	50
P-disuelto (mg/l)	3	2	33
Coliformes fecales (UFC/100 ml)	73000	1320	98

Tabla 8.2. Características medias de las corrientes de entrada y salida a un conjunto de Humedales Artificiales de Flujo Superficial (adaptado de EPA., 2000)



Como complemento, la Tabla 8.3 muestra las concentraciones de Sólidos en Suspensión y DBO<sub>5</sub> en las corrientes de entrada y salida de distintos Humedales Artificiales de Flujo Superficial implantados en EE.UU., indicándose, igualmente, la procedencia de los influentes.

Ubicación	Tipo de influente	SST(mg/l)		DBO <sub>5</sub> (mg/l)	
		Influente	Efluente	Influente	Efluente
Arcata, California	Laguna de oxidación	30	14	26	12
Cannon Beach, Oregon	Laguna Facultativ.	45	8	27	5
Fort Deposit, Alabama	Laguna de oxidación	91	13	33	7
Gustine, California	Laguna de oxidación	102	31	75	19
Iselin, Pensilvania	Laguna de oxidación	380	53	140	17
Listowel, Ontario	Primario	111	8	56	10
Ouray, Colorado	Laguna de oxidación	86	14	63	11
West Jackson Co, Mississipi	Laguna facultativa	40	14	26	7

Tabla 8.3. Remociones típicas de SST en HHAA FS (adaptado de Crites et al., 2006)

### 8.6.2. Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

La Tabla 8.4 resume el desempeño real de 14 sistemas de HHAA FSS incluidos en la Evaluación de Tecnología de la U.S. EPA (EPA, 1993)

Parámetro	Promedio en el afluente (mg/L)	Promedio en el efluente (mg/L)
Sólidos en Suspensión (mg/l)	28** (5 a 51)***	8** (1 a 15)***
DBO <sub>5</sub> (mg/l)	60 (23 a 118)	10 (3 a 23)
N-NTK (mg/l)	15 (5 a 22)	9 (2 a 18)
N-NH <sub>3</sub> /NH <sub>4</sub> (mg/l)	5 (1 a 10)	5 (2 a 10)
N-NO <sub>3</sub> (mg/l)	9 (1 a 18)	3 (0,1 a 13)
N-total (mg/l)	20 (9 a 48)	9 (7 a 12)
P-total (mg/l)	4 (2 a 6)	2 (0,2 a 3)
Coliformes fecales (UFC/100 ml)	270000 (1200 a 1380000)	57000 (10 a 330000)

\*\*Valor promedio

\*\*\*Rango de valores

Tabla 8.4. Resumen del desempeño de 14 sistemas de humedales de flujo subsuperficial (EPA, 1993)

La Tabla 8.5 muestra los rendimientos medios de depuración que se alcanzan con el empleo de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal y Vertical, para el tratamiento de las aguas residuales urbanas (Salas, 2007).



Parámetro	% de Reducción HHAA FSSH	% de Reducción HHAA FSSV
Sólidos en Suspensión	90-95	90-95
DBO <sub>5</sub>	85-95	90-95
DQO	80-90	80-90
Nitrógeno Total	20-40	60-70
Fósforo Total	20-30	20-30

Tabla 8.5. Rendimientos de depuración en Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial (Salas, 2007)

## 9. DISEÑO Y MODELIZACIÓN DE HUMEDALES DE TRATAMIENTO

### 9.1. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE LOS HUMEDALES DE TRATAMIENTO

El diseño de humedales para el tratamiento de aguas incluye básicamente dos aspectos: el dimensionamiento de la superficie de tratamiento necesaria y otras especificaciones físicas y técnicas (relación largo/ancho, altura de lámina de agua, etc.).

El dimensionamiento dependerá principalmente del objetivo que tendrá el tratamiento, que puede ser mejorar la calidad del agua antes de su descarga en un cauce, la recarga artificial de un acuífero mediante la retención y depuración del agua en el humedal, la retención y tratamiento de escorrentías por avenidas, o conseguir una cierta calidad del agua para su posterior reutilización en riego u otros usos (Sánchez, 2013).

La legislación propia de la zona en la que se plantea el humedal puede requerir el cumplimiento de una serie de criterios en el agua tratada (como concentraciones límite de algunos parámetros) o puede exigir algunas especificaciones de diseño según unas prescripciones técnicas, lo que suele conocerse como “diseño basado en el rendimiento” o “diseño basado en la técnica”, respectivamente (Kadlec y Wallace, 2009).

En los países de la Unión Europea, y en España en particular, la Directiva Marco del Agua (DMA) (Directiva 2000/60/CE) y su trasposición a las legislaciones estatales (Ley 62/2003 para el caso español) establecen una serie de requisitos a la descarga de aguas residuales tratadas, en función del origen de las aguas residuales y del medio receptor de los efluentes. Por lo tanto, el presente trabajo se basará en un diseño basado en el rendimiento del tratamiento.

Los humedales de tratamiento consiguen una depuración del agua que los atraviesa mediante una serie de complejos procesos de base física, química y biológica, como se ha analizado anteriormente. Por lo tanto, el rendimiento de estos sistemas de tratamiento siempre tiene un cierto grado de incertidumbre (Sánchez, 2013).

Los condicionantes ambientales y biológicos (meteorología, desarrollo de la comunidad vegetal y bacteriana, etc.) producen que las concentraciones del agua a la salida del humedal tengan una importante variabilidad, no sólo de carácter estacional sino diaria e incluso horaria. Por ello, el diseño y la modelización de humedales de



tratamiento es un proceso complejo en el que difícilmente puede reflejarse ese componente de aleatoriedad, pero con el que puede conseguirse ajustar la predicción del funcionamiento del humedal para optimizar su rendimiento (Sánchez, 2013)

A través de los datos experimentales disponibles para cada tipología de humedal de tratamiento, puede estimarse la concentración media de salida de un parámetro en función de ciertas variables que sí se consideran deterministas, como por ejemplo la temperatura del agua, la estación del año y la concentración de entrada.

Los objetivos de tratamiento pueden fijarse sobre la concentración media de uno o varios parámetros, en una base anual, mensual, diaria, etc. Es más frecuente que se fije un valor máximo de la concentración que no deba superarse, o que sólo pueda superarse un determinado número de veces (percentiles). También pueden fijarse como objetivos ambos simultáneamente: una concentración media a alcanzar y unos valores máximos permitidos (Kadlec y Wallace, 2009).

### 9.2. PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOS HUMEDALES DE TRATAMIENTO

Para el diseño de los Humedales Artificiales se precisa conocer (Pidre, 2010):

- Caudales de las aguas a tratar: caudal medio,  $Q_m$ , ( $m^3/d$ ), caudal máximo,  $Q_{max}$  ( $m^3/h$ ) caudal mínimo,  $Q_{min}$ , ( $m^3/h$ ), estos dos últimos son precisos para el dimensionamiento del pretratamiento y del tratamiento primario.
- Concentración de las aguas a tratar:  $DBO_5$  (mg/l) y  $N_T$  (mg/l) (si se precisa su eliminación).
- Concentración a alcanzar en las aguas tratadas:  $DBO_5$ , (mg/l) y  $N_T$  (mg/l) (si se precisa su eliminación).
- Temperatura de operación ( $^{\circ}C$ ): generalmente se emplea la temperatura media del mes más frío

Las principales variables para el diseño de los Humedales Artificiales son:

- El tiempo de retención hidráulico
- La profundidad del agua
- La geometría de los estanques (longitud y anchura)
- La carga orgánica superficial
- La carga hidráulica superficial

Las Tablas 9.1 y Tabla 9.2 recogen los parámetros de diseño típicos de las dos modalidades básicas de los Humedales Artificiales.



<b>HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUPERFICIAL</b>		
<b>Parámetro de diseño</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
Tiempo de retención	d	2-5 (DBO) 7-14 (N)
Velocidad de carga orgánica	kg/ha.d	<110
Profundidad del agua	m	0,06-0,45
Tamaño mínimo	m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> d	5,3-10,7
Relación L:W		2:1 a 4:1
Control de mosquitos		Requerido
Intervalo de cosecha	año	3-5/año
<b>Calidad esperada del efluente</b>		
DBO <sub>5</sub>	mg/l	<20
SST	mg/l	<20
NT	mg/l	<10
PT	mg/l	<5

*Tabla 9.1. Criterios de diseño típico de los HHAA FS y la calidad de efluentes esperados (adaptado de Crites and Tchobanoglous, 1998)*

<b>HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL</b>		
<b>Parámetro de diseño</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
Tiempo de retención	d	3-4 (DBO) 6-10 (N)
Velocidad de carga orgánica	kg/ha.d	<110
Velocidad de carga de SST que entran	kg/m <sup>2</sup> .d	0,04
Profundidad del agua	m	0,3-0,61
Profundidad del medio	m	0,46-0,76
Control de mosquitos		No Requerido
Esquema de cosecha		No Requerido
<b>Calidad esperada del efluente</b>		
DBO <sub>5</sub>	mg/l	<20
SST	mg/l	<20
NT	mg/l	<10
PT	mg/l	<5

*Tabla 9.2. Criterios de diseño típico de los HHAA FSS y la calidad de efluentes esperados (adaptado de Crites and Tchobanoglous, 1998)*

### **9.3. EVOLUCIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE HUMEDALES DE TRATAMIENTO**

El diseño de humedales para el tratamiento de aguas ha evolucionado de forma considerable en los últimos años. En los inicios de la técnica, el diseño y dimensionamiento se hacía con unos principios simples que se basaban generalmente en la ingeniería sanitaria (Kadlec y Wallace, 2009).

Posteriormente, se puso de manifiesto que el tratamiento mediante humedales es mucho más complejo (desde el punto de vista biológico) que los tratamientos intensivos tradicionales, por lo que las asunciones y técnicas del campo de la ingeniería sanitaria no permiten describir adecuadamente los procesos biogeoquímicos que tienen lugar en los humedales (Sánchez, 2013).



Inicialmente, se utilizaron para el dimensionamiento reglas empíricas generales (basadas en ecuaciones simples) o tasas de carga superficiales, como por ejemplo relacionar las concentraciones de entrada y salida de distintos humedales de tratamiento considerando su superficie, y en función de ello calcular el área necesaria para alcanzar un nivel de depuración determinada.

Relacionado con esto también se han utilizado los llamados gráficos de dispersión (*scatter plots*), con los que se calculaba la superficie necesaria de forma gráfica en función de las características y rendimiento conseguido por otros humedales experimentales (Sánchez, 2013).

Más recientemente, se ha recurrido a modelos de transformación de primer orden para el dimensionamiento de los humedales, que empezaron a ser los más utilizados a mediados de la década de 1980. Estos modelos se basaban generalmente en patrones de flujo tipo pistón y en ecuaciones cinéticas de primer orden, con una serie de limitaciones que fueron demostradas poco después (Kadlec, 2000).

En la década de 1990 y los primeros años del siglo XXI se consiguió un gran avance en el conocimiento del funcionamiento de los humedales y los procesos de depuración del agua que suceden en ellos, lo que ha permitido mejorar la implementación y uso de los modelos de primer orden, que pueden considerarse aún una de las herramientas más efectivas para el diseño de humedales (Kadlec y Wallace, 2009).

Actualmente, la mayoría de expertos en diseño de humedales considera a los modelos de primer orden como la mejor opción para su dimensionamiento, siendo los más usados en las principales publicaciones de la materia (Reed et al., 1995; Kemp y George, 1997; Crites et al., 2006; Kadlec y Wallace, 2009) y son los que con más detalle se analizarán en este trabajo.

### 9.3.1. Tasas de carga superficial

La tasa de carga superficial de un determinado parámetro o contaminante hace referencia a su masa por unidad de superficie en un determinado intervalo de tiempo, de modo que sea indicativo de la carga contaminante que recibe el sistema de tratamiento.

Esta tasa empezó a utilizarse para el dimensionamiento de humedales, al igual que ya se hacía en el diseño de lagunas de estabilización, relacionando distintos valores de tasa de carga con la concentración de salida de ese contaminante. Por ejemplo, Reed et al. (1995) consideraban que con una tasa de carga de  $\text{DBO}_5$  de  $40 \text{ kg O}_2 \text{ ha}^{-1} \text{ d}^{-1}$  podía conseguirse una concentración de 30 mg/l a la salida del humedal.

Así por ejemplo una estimación de los requerimientos de terreno para HHAA FS y HHAA FSS puede obtenerse de los valores de la Tabla 9.3 y la Tabla 9.4 para las tasas típicas de carga superficial presentadas.

Estos valores también pueden ser utilizados para revisar los resultados de otras referencias. Sin embargo, muchos autores recomiendan que la tasa de carga



superficial no se use para el dimensionamiento de los humedales de tratamiento, sino como comprobación o limitación una vez dimensionado el sistema. Así, Reed et al. (1995) recomiendan no superar una tasa de  $100 \text{ kg O}_2 \text{ ha}^{-1} \text{ d}^{-1}$  para la  $\text{DBO}_5$ .

TASAS CARGA SUPERFICIAL TÍPICAS EN HHAAS FS			
Constituyente	Concentración típica del afluente (mg/l)	Meta de tratamiento del efluente (mg/l)	Tasa de carga contaminante (kg/Ha.día)
DBO	5 a 100	5 a 30	10 -100
SST	5 a 100	5 a 30	10-112
Nitrógeno como $\text{NH}_3/\text{NH}_4$	2 a 20	1 a 10	1-4,5
Nitrógeno como $\text{NO}_3$	2 a 10	1 a 10	2,2-10
Nitrógeno total	2 a 20	1 a 10	2,2-10
Fósforo total	1 a 10	0,5 a 3	1-4,5

Nota: Carga hidráulica 0,4 a 4 pulgadas por día.

Tabla 9.3. Tasas típicas de carga superficial en HHAAS FS (adaptado de EPA, 2000)

TASAS CARGA SUPERFICIAL TÍPICAS EN HHAAS FSS			
Constituyente	Concentración típica del afluente (mg/l)	Meta de tratamiento del efluente (mg/l)	Tasa de carga contaminante (kg/Ha.día)
DBO	30 a 175	10 a 30	67 a 157
SST	30 a 150	10 a 30	45 a 168
Nitrógeno como $\text{NH}_3/\text{NH}_4$	2 a 35	1 a 10	1 a 11
Nitrógeno como $\text{NO}_3$	2 a 10	1 a 10	3,4 a 13,5
Nitrógeno total	2 a 40	1 a 10	3,4 a 12,3
Fósforo total	1 a 10	0,5 a 3	1 a 4,5

Notas: La temperatura del humedal es  $>20^\circ\text{C}$ . Carga hidráulica: 3 a 12 pulgadas por día

Tabla 9.4. Tasas típicas de carga superficial en HHAAS FSS (adaptado de EPA, 2000)

Otra forma de expresar esta tasa de carga superficial es como superficie necesaria por habitante equivalente (hab-eq), considerando la generación diaria del contaminante por hab-eq. También puede relacionarse la tasa de carga con los modelos de primer orden, siempre que se conozca la carga hidráulica del humedal (Sánchez, 2013).

### 9.3.2. Ecuaciones de regresión

La reducción de un determinado contaminante en el agua tras su paso por un humedal de tratamiento puede representarse mediante una ecuación de primer orden, ya que muchos de los procesos individuales que se dan en humedales lo son: sedimentación, volatilización, absorción, etc.

Esta relación de primer orden es la más utilizada en la bibliografía de diseño de humedales de tratamiento (Sánchez, 2013). La tasa de reducción o remoción de un contaminante por unidad de superficie ( $J$ , en  $\text{g/m}^2\cdot\text{d}$ ) puede expresarse en función de la concentración de ese contaminante a la entrada del humedal ( $C_i$ , en  $\text{g/m}^3$ ) con la siguiente expresión:



$$J = k * C_i \quad (9.1)$$

Ecuación 9.1. Tasa de remoción de un contaminante por unidad de superficie

Siendo  $k$  la constante cinética (en m/d) de transformación del contaminante. De este modo, la concentración de salida de un contaminante o parámetro ( $C_o$ ) tras el tratamiento en un humedal, dependerá principalmente de la concentración de entrada ( $C_i$ ) y de la carga hidráulica ( $q$ ) o su tiempo de retención hidráulico (TRH) correspondiente. Estos parámetros quedan relacionados por la constante cinética ( $k$ ), tal como se indica en la siguiente ecuación:

$$C_o = C_i * \left[ \exp\left(\frac{-kC_i}{qC_i}\right) \right] \quad (9.2)$$

Ecuación 9.2. Concentración de salida tras el tratamiento

Sin embargo, muchos procesos biológicos que ocurren en los humedales sólo siguen una tasa de transformación de primer orden mientras tengan una concentración inferior a un valor de saturación. Esto se debe a varios motivos, siendo uno de ellos la capacidad limitada de respuesta de la comunidad biológica ante el aumento de la disponibilidad química (Sánchez, 2013). Esta limitación suele representarse con la llamada constante de semisaturación ( $K$ ) a través de la siguiente expresión:

$$J = k \left( \frac{C}{C + K} \right) \quad (9.3)$$

Ecuación 9.3. Tasa de remoción de un contaminante por unidad de superficie en función de  $K$

Por otra parte, la reducción de un contaminante difícilmente puede ser total, existiendo generalmente un valor de la concentración por debajo del cual es prácticamente imposible llegar mediante el tratamiento con humedales, el cual se denomina concentración de fondo ( $C^*$ ).

Las causas de la existencia de este limitante en la remoción de contaminantes son varias (Kadlec y Wallace, 2009): el retorno a la columna de agua de contaminantes desde compartimentos estáticos (suelo, biomasa), la existencia de una fracción de la carga contaminante que resiste a la transformación o almacenamiento en el humedal, la asociación del contaminante químico con partículas en suspensión (incorporado en ellas o adsorbido) que consiguen atravesar el humedal, el bypass hidráulico de parte del flujo que consigue atravesar el humedal con un TRH reducido (reduciendo los procesos de transformación bioquímicos), los efectos de la estacionalidad, etc. La existencia de esta concentración de fondo modifica la tasa de reducción de los contaminantes, de modo que puede expresarse del siguiente modo:

$$J = k * (C - C^*) \quad (9.4)$$

Ecuación 9.4. Tasa de remoción de un contaminante por unidad de superficie teniendo en cuenta la concentración de fondo

La consideración de esta concentración de fondo ( $C^*$ ) junto a la constante de velocidad ( $k$ ) dieron lugar a los llamados modelos  $k-C^*$ , que han demostrado ser imprescindibles para realizar simulaciones que se aproximen al funcionamiento real de los humedales. Rousseau et al. (2004) realizaron una revisión del diseño de



humedales de tratamiento basado en modelos, concluyendo que los modelos k-C\* parecen ser la mejor herramienta de diseño disponible, siendo consciente de sus limitaciones en la representación del complejo funcionamiento de los humedales.

### 9.3.3. Flujo hidráulico

La caracterización del flujo en los humedales de tratamiento es fundamental para realizar una simulación adecuada de su funcionamiento, siendo además clave en su capacidad de tratamiento (Kadlec et al., 2000).

Por una parte, las características hidráulicas del humedal tienen una relación directa con la concentración de fondo, estrechamente relacionada con la tasa de carga hidráulica (HLR, *hydraulic loading rate*): a mayor HLR, mayor C\*.

Para la modelización del flujo hidráulico de los humedales se han utilizado diversos métodos (Kadlec y Wallace, 2009): flujo en pistón (PFR, por sus siglas en inglés: *plug flow reactor*), reactor de tanque continuamente agitado (CSTR, por sus siglas en inglés: *continuously-stirred tank reactor*), flujo en pistón con dispersión, tanques en serie (TIS, por sus siglas en inglés: *tanks in series*), etc.

El flujo a través de humedales debe considerar su heterogeneidad espacial, la presencia de cortocircuitos y “zonas muertas” para el flujo, la existencia de ciertos componentes (plantas, microorganismos, algas) que interactúan con el flujo, etc. Por lo tanto, la modelización hidráulica de humedales debería hacerse mediante sistemas de flujo continuo y no con sistemas cerrados de reactores (Sánchez, 2013).

De este modo, puede simularse una distribución no uniforme del flujo, así como de vegetación y microorganismos, que pueden variar también en cuanto a especies y densidad.

Para considerar estos efectos en el modelo hidráulico, uno de los modelos más utilizados ha sido precisamente el de tanques en serie (TIS). En este caso, aparecen dos parámetros que caracterizan la reacción del contaminante: la constante cinética ( $k$ ) y el parámetro hidráulico ( $M$ ) (Kadlec et al., 2000) Las características de este modelo se describen en el apartado 9.4.3

### 9.3.4. Modelo P-k-C\*

Al igual que pasa para la variable  $k$ , el TRH teórico tampoco es un valor constante para un humedal, sino que puede considerarse una distribución de valores en el TRH, conocida como DTD (distribución del tiempo de detención).

La DTD representa el tiempo que el agua pasa en el reactor de flujo (humedal), condicionando el tiempo de contacto o residencia en el sistema que produce la reducción de su contaminación. La DTD puede estimarse mediante experimentación hidráulica con trazadores (Kadlec et al., 2000; García et al., 2004).



Las variables  $k$  y TRH, así como su distribución de valores ( $kVD$  y DTD), interactúan y condicionan la reducción global de contaminantes, alterando la capacidad de remoción del humedal con respecto a la situación teórica.

Una forma de representar este efecto para conseguir una simulación que se aproxime más a la realidad es mediante la variable  $P$ -TIS o  $P$ , que representa el número aparente de tanques en serie (Kadlec y Wallace, 2009).

La variable  $P$  representa por tanto dos efectos: la distribución de tiempos de detención (DTD) y la distribución de valores de  $k$  ( $kVD$ ). Su valor es siempre inferior al número de TIS ( $N$ ) que puede determinarse mediante ensayos hidráulicos, como trazadores. Para el caso de parámetros que representan una mezcla de varios contaminantes con una amplia distribución de valores de  $k$ , la reducción que se realiza del valor de  $P$  será también mayor (Sánchez, 2013).

Es el caso de la  $DBO_5$ , en el que un número  $N$  teórico de 4 TIS se reduciría a un valor de  $P$  de 1 o 2. De esta forma, se sustituye el parámetro hidráulico  $N$  por  $P$ , que supone una minoración en el número teórico de TIS e incluye también los efectos de la distribución de valores de  $k$  ( $kVD$ ). El balance de masas modificado para considerar la variable  $P$  en lugar de  $N$  quedaría del siguiente modo (Sánchez, 2013):

$$\frac{C - C^*}{C_i - C^*} = \frac{1}{\left(1 + \frac{k}{Pq}\right)^P} \quad (9.5)$$

Ecuación 9.5. Balance de masas en el modelo P-TIS

El uso de un modelo hidráulico de TIS que incluya la variable  $P$  (modelo P-TIS) en combinación con ecuaciones de primer orden basadas en el modelo  $k$ - $C^*$  es lo que se denomina el modelo  $P$ - $k$ - $C^*$  (Kadlec y Wallace, 2009). Actualmente, esta es una de las metodologías más avanzadas en la simulación del complejo funcionamiento de humedales, siendo una útil herramienta para el diseño de humedales de tratamiento.

### 9.4. MODELIZACIÓN CINÉTICA DE LA ELIMINACIÓN DE PARTÍCULAS EN LOS HUMEDALES

La modelización cinética servirá para describir la eliminación de contaminantes en los humedales. El objetivo de ello es valorar y cuantificar los rendimientos de eliminación que podemos esperar en el futuro en dichos humedales.

El principio básico que usa la modelización cinética es el de conservación de la masa aplicada a un volumen de control. Con este objetivo se realizan una serie de hipótesis:

- El caudal entrante es igual al caudal saliente
- No existe evapotranspiración en el fluido del interior del volumen de control
- El fluido en el volumen de control está totalmente mezclado



Teniendo en cuenta estas hipótesis se plantea un balance de masa que puede resumirse como: (masa entrante - masa saliente - masa eliminada por reacciones) = masa almacenada.

Matemáticamente, este concepto se expresa según la ecuación 9.6:

$$A_0 * Q - A_f * Q - r_A = V * \frac{dA}{dt} \quad (9.6)$$

Ecuación 9.6. Balance de masas aplicada a un volumen de control.

Donde:

$A_0$  = Cantidad de contaminante que entra en el reactor, mg/l

$A_f$  = Cantidad de contaminante que sale del reactor, mg/l

$Q$  = Caudal entrante y saliente del reactor, l/d

$r_A$  = Constante de eliminación del contaminante, mg/d

$V$  = Volumen de control, l

Las reacciones bioquímicas en los humedales y el rendimiento de eliminación de contaminantes pueden ser descritos mediante modelos conocidos de reactores ideales, a los que se les añaden las expresiones de balance de masas anteriormente explicadas (Crites et al, 2006).

Es posible construir gran variedad de modelos. Los más relevantes para el caso de los humedales son:

- Reactor de flujo en pistón
- Reactor de flujo en pistón con dispersión
- Reactores de mezcla completa en serie

A continuación se explica la base teórica de cada uno de estos modelos y su aplicación a la tecnología de los humedales artificiales.

### 9.4.1. Bases del modelo general de diseño de Flujo Pistón

Los sistemas de Humedales Artificiales pueden ser considerados como reactores biológicos y su rendimiento puede estimarse por medio de una cinética de primer orden de flujo a pistón para la remoción de DBO y nitrógeno. En los capítulos 12 y 13, trataremos los modelos de diseño para la remoción de DBO, sólidos en suspensión, nitrógeno y fósforo, para los dos tipos de humedales: HHAA FS y HHAA FSS y sus variantes.

La siguiente es la ecuación básica de los reactores de flujo a pistón (Crites et al, 2006):

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T t} \quad (9.7)$$

Ecuación 9.7. Ecuación básica reactores flujo a pistón.

Donde:

$C_e$  = Concentración del contaminante en el efluente, mg/l

$C_o$  = Concentración del contaminante en el afluente, mg/l

$K_T$  = Constante de reacción de primer orden dependiente de la temperatura,  $d^{-1}$



$t$  = Tiempo de retención hidráulico, d.

Este tiempo de retención hidráulico en el humedal puede ser calculado por medio de la siguiente expresión:

$$t = \frac{LWyn}{Q} \quad (9.8)$$

Ecuación 9.8. Tiempo de retención hidráulico en el Humedal.

Donde:

$L$  = Largo de la celda del humedal, m.

$W$  = Ancho de la celda del humedal, m.

$y$  = Profundidad de la celda del humedal, m.

$n$  = Porosidad, o espacio disponible para el flujo del agua a través del humedal, porcentaje expresado como decimal.

$Q$  = Caudal medio a través del humedal, m<sup>3</sup>/d.

$$Q = \frac{Q_e + Q_o}{2} \quad (9.9)$$

Ecuación 9.9. Caudal medio a través del Humedal.

$Q_e$  = Caudal de salida, m<sup>3</sup>/d.

$Q_o$  = Caudal de ingreso, m<sup>3</sup>/d.

Para compensar las pérdidas o ganancias de agua causadas por filtración o precipitaciones a lo largo del flujo del agua residual a través del humedal puede ser necesario calcular el caudal medio mediante la expresión anterior.

Un diseño conservador debe asumir que no existen pérdidas por filtración y adoptar una estimación razonable de las pérdidas por evapotranspiración y ganancias por lluvias de los registros históricos del lugar. Esto requiere una primera suposición del área superficial del humedal para poder calcular el agua extra que entra o sale. Por lo general se asume que el caudal de entrada y salida son iguales (Crites et al, 2006).

Combinando las ecuaciones (9.7) y (9.8) se puede determinar el área superficial del humedal de la siguiente manera:

$$A_s = LW = \frac{Q * \ln \left( \frac{C_o}{C_e} \right)}{K_T y n} \quad (9.10)$$

Ecuación 9.10. Área superficial del humedal.

Donde:

$A_s$  = Área superficial del humedal, m<sup>2</sup>.

El valor de  $K_T$  para las ecuaciones (9.7) y (9.10) depende del contaminante que se desea eliminar y de la temperatura.

Como las reacciones biológicas del tratamiento dependen de la temperatura, es necesario, para un buen diseño, estimar la temperatura del agua en el humedal. El rendimiento y la viabilidad de los HHAA FS en climas muy fríos están también influidos por la formación de hielo en el sistema. En el caso extremo, un humedal relativamente poco profundo podría congelarse, y daría lugar a una detención del proceso. Por tanto,



se tratará también el procedimiento de cálculo para estimar la temperatura del agua en el humedal y el grosor de la capa de hielo de formarse ésta (véase capítulo 11).

El diseño hidráulico de un humedal es tan importante como el de los modelos que calculan la remoción de contaminantes, ya que estos modelos están basados en que se asume flujo a pistón con un flujo uniforme a través de la sección del humedal y con mínimos flujos preferenciales (Lara, 1999).

Un diseño válido requiere tener en cuenta consideraciones hidráulicas y térmicas, así como la cinética de remoción. El procedimiento es usualmente iterativo y requiere asumir la profundidad del agua y la temperatura para resolver las ecuaciones cinéticas. De esta manera, se puede predecir el área de humedal requerida para la remoción de un contaminante. El contaminante que requiera la mayor área para su remoción, será el factor limitante en el diseño y controlará el tamaño del humedal.

Una vez conocida el área, las ecuaciones térmicas pueden ser usadas para estimar la temperatura teórica del agua en el humedal, si este cálculo no coincide en el dato asumido al inicio se requerirá el número de iteraciones necesario hasta que estos valores converjan (Crites et al., 2006).

El último paso es usar los cálculos hidráulicos apropiados para determinar la forma final (relación largo/ancho) y la velocidad de flujo en el humedal, asimismo, si estos valores difieren significativamente a los asumidos al comienzo para las ecuaciones de temperatura, se procederá a realizar nuevas iteraciones.

### 9.4.2. Bases del modelo de Flujo Pistón con Dispersión (DFPR)

Levenspiel (2004), considera el modelo de flujo pistón con dispersión (DFPR) como el resultante de superponer a un flujo en pistón cierto grado de *retromezcla* o *intermezcla*, e implica asumir que no existen zonas muertas ni hay desviaciones o cortocircuitos de fluido en el recipiente.

De igual manera, este modelo adopta una cinética de primer orden y condiciones unidimensionales de estado estacionario para un elemento de volumen, incluyendo además los fenómenos de transferencia de masa por advección y difusión.

Para el caso específico de humedales construidos, las anteriores consideraciones están basadas en el hecho de que los humedales son estructuras relativamente largas, con relaciones L: A del orden de 4:1 a 17:1 (Kadlec y Wallace, 2009).

Este modelo, suele desconocer la variabilidad de factores relevantes a lo largo del reactor (patrón de flujo y régimen de mezcla, densidad de plantas, densidad de crecimiento radicular, concentración de nutrientes y oxígeno disuelto) (Kadlec et al., 2000; Kadlec y Wallace, 2009).

La varianza ( $\sigma^2$ ) es el segundo momento de la función DTR y es utilizada para cuantificar los procesos de dispersión. Se calcula con la ecuación (9.11):



$$\sigma^2 = \frac{\int_0^{tf} t^2 Q_e(t) C(t) dt}{\int_0^{tf} Q_e(t) C(t) dt} - \tau_a^2 \quad (9.11)$$

Ecuación 9.11. Varianza como segundo momento de la función DTR.

Este parámetro es particularmente útil para contrastar curvas DTR experimentales con una familia de curvas teóricas (Levenspiel, 2004). La varianza puede ser normalizada  $\sigma_\theta^2$ , haciendo adimensional su medida, al dividir por el cuadrado del tiempo de residencia del trazador empleado, como lo presenta la ecuación 9.12:

$$\sigma_\theta^2 = \frac{\sigma^2}{\tau_a^2} \quad (9.12)$$

Ecuación 9.12. Varianza normalizada.

La varianza adimensional se relaciona con el número de Péclet ( $Pe$ ), mediante la ecuación. (9.13):

$$\sigma_\theta^2 = \frac{2}{Pe} - \frac{2}{Pe} (1 - e^{-Pe}) \quad (9.13)$$

Ecuación 9.13. Varianza adimensional relacionada con el número de Péclet

Finalmente, el número de Péclet está relacionado con la dispersión del humedal ( $D$ ) a través de la ecuación (9.14):

$$D = \frac{D}{uL} = \frac{1}{Pe} \quad (9.14)$$

Ecuación 9.14. Relación número de Péclet con la dispersión del humedal ( $D$ )

Donde:

- L= es la distancia desde la entrada a la salida, m
- u= velocidad superficial m/d
- D= coeficiente de dispersión, m<sup>2</sup>/d

Combinando las ecuaciones (9.13) y (9.14):

$$\sigma_\theta^2 = 2D - 2D^2 * \left(1 - e^{-\frac{1}{D}}\right) \quad (9.15)$$

Ecuación 9.15. Varianza adimensional relacionada con la dispersión del humedal ( $D$ )

Se evidencia entonces, que a partir de la estimación de parámetros geométricos como la varianza, mediante métodos de momentos, se pueden determinar indicadores que permiten cuantificar la incidencia de fenómenos como la dispersión en el análisis de sistemas reales. Los números de dispersión en HHAA FSS han presentado valores dentro del rango 0.07-0.35, categorizándose valores menores a 0.025 como comportamientos cercanos a flujo pistón, y resultados mayores a 0.20 como flujos con alto grado de dispersión (Kadlec y Wallace, 2009).

Finalmente, para aplicar este modelo se debe utilizar la ecuación (9.16), que implica haber obtenido el número de dispersión del humedal ( $D$ ) a través de la ecuación (9.14) (Kadlec y Wallace, 2009):

$$\frac{(C - C^*)}{(C_i - C^*)} = \frac{4b \exp\left(\frac{Pe}{2}\right)}{(1 + b)^2 \exp\left(\frac{bPe}{2}\right) - (1 - b)^2 \exp\left(\frac{-bPe}{2}\right)} \quad (9.16)$$

Ecuación 9.16. Reducción de la concentración en el modelo DFPR



### 9.4.3. Bases del modelo de Flujo Tanques en Series (TIS)

En este modelo se describe el flujo real en el reactor como una desviación del modelo de flujo pistón ideal. Esta desviación se cuantifica mediante un único parámetro que se denomina “número de tanques en serie (N)” (Kadlec y Wallace, 2009).

El modelo supone que el flujo o la circulación en el interior del reactor tiene una distribución de tiempos de residencia muy parecida, o explicable, a la de una serie de tanques de mezcla (N tanques) conectados unos con otros y de igual volumen.

En la Figura 9.1, se representan las curvas DTR para diferentes valores de N. Se puede observar cómo, al aumentar el número de reactores en serie, el sistema se aproxima al comportamiento de flujo pistón ideal.

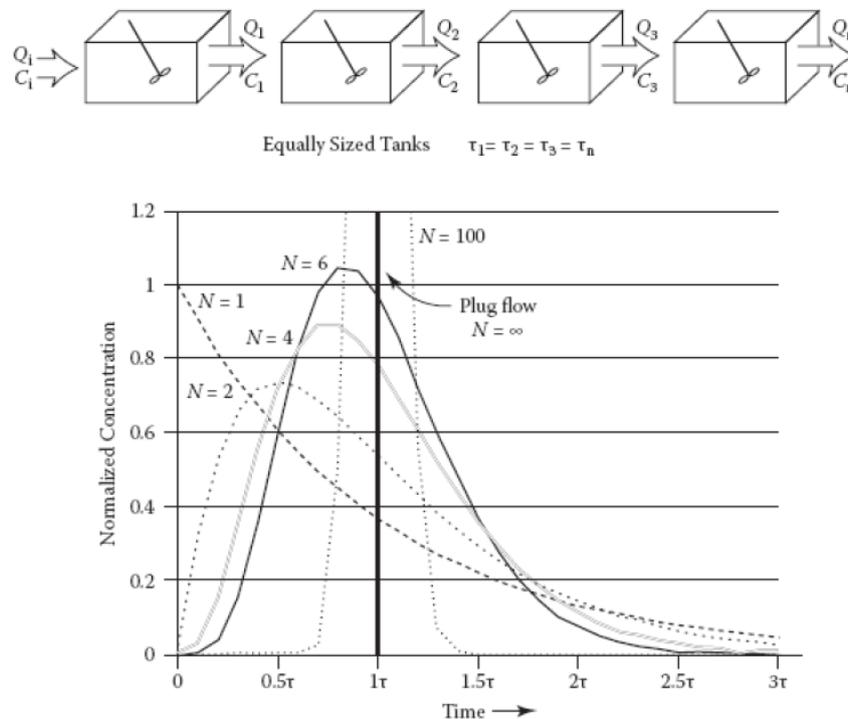


Figura 9.1. Curvas DTR normalizadas, correspondientes a diferentes N. (Tomado de Kadlec y Wallace, 2009)

El valor de la varianza de la curva  $E(\theta)$ , obtenido experimentalmente, es el momento estadístico que se utiliza para determinar el número de tanques en serie que dan lugar a una curva DTR semejante a la que se obtiene de forma experimental, mediante la siguiente ecuación (Kadlec y Wallace, 2009):

$$N = \frac{1}{\sigma_{\theta}^2} \quad (9.17)$$

Ecuación 9.17. Número de tanques en serie

La función de distribución de tiempos de residencia para este modelo resulta (9.18):

$$E_{\theta} = \frac{N}{(N-1)!} \left( N \frac{t}{\tau_a} \right)^{N-1} e^{-N \left( \frac{t}{\tau_a} \right)} \quad (9.18)$$

Ecuación 9.18. Función de distribución de tiempos de residencia modelo TIS



En la Figura 9.2, se muestran curvas DTR obtenidas de ensayos de trazador, igualmente se aprecia el comportamiento simulado empleando un modelo de tanques en serie (línea continua) (Kadlec et al., 2000).

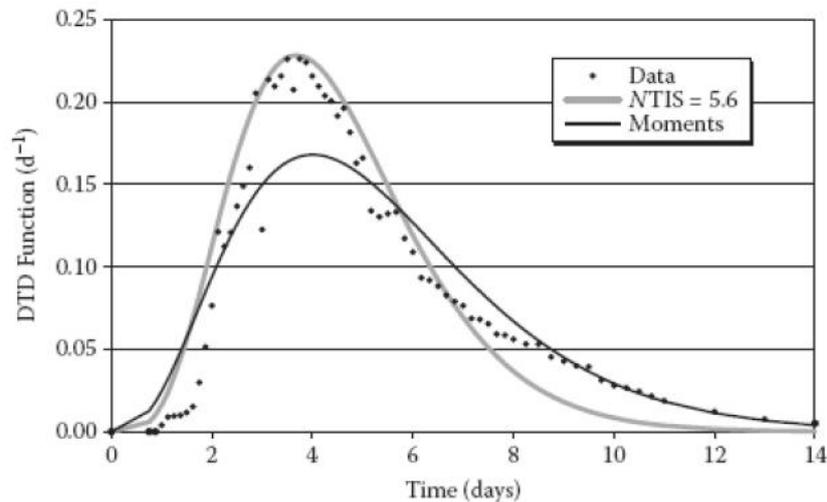


Figura 9.2. DTR obtenida mediante modelación de tanques en serie. (Tomado de Kadlec y Wallace, 2009)

El flujo a través de humedales debe considerar su heterogeneidad espacial, la presencia de cortocircuitos y “zonas muertas” para el flujo, la existencia de ciertos componentes (plantas, microorganismos, algas) que interactúan con el flujo, etc.

De este modo, puede simularse una distribución no uniforme del flujo, así como de vegetación y microorganismos, que pueden variar también en cuanto a especies y densidad (Sánchez, 2013).

Para considerar estos efectos en el modelo hidráulico, uno de los modelos más utilizados ha sido precisamente el de tanques en serie (TIS). En él, se considera que el agua atraviesa un número  $N$  de tanques, viéndose su carga contaminante transformada en cada uno de ellos (Kadlec y Wallace, 2009).

El número  $N$  puede establecerse mediante ensayos de las propiedades hidráulicas del humedal, por ejemplo a través de trazadores. Para el conjunto de tanques considerado, el balance de masas puede expresarse como:

$$\frac{C - C^*}{C_i - C^*} = \left(1 + \frac{k * t}{N * h}\right)^{-N} \quad (9.19)$$

Ecuación 9.19. Balance de masas en el modelo de tanques en serie (TIS)

Siendo  $C_i$  la concentración de entrada del contaminante,  $t$  el tiempo de retención hidráulico (TRH) y  $h$  la altura de agua en el humedal. En este caso, aparecen dos parámetros que caracterizan la reacción del contaminante: la constante cinética ( $k$ ) y el parámetro hidráulico ( $N$ ).

La constante cinética se asume como invariable, pero realmente puede variar en función del tiempo de exposición al humedal, especialmente para parámetros que



representan una mezcla de varios contaminantes. Este es el caso, entre otros, de la DQO o el PT (que incluye fósforo particulado, fósforo orgánico disuelto y fósforo reactivo soluble) (Sánchez, 2013)

En estos casos, los componentes individuales de estas mezclas pueden tener distintos ritmos de remoción, por lo que puede considerarse una distribución de la constante de velocidad entre los distintos componentes, denominada  $kVD$  (distribución de valores de  $k$ ). Por lo tanto, este efecto puede tenerse en cuenta para conseguir una modelización más realista del funcionamiento de los humedales (Kadlec y Wallace, 2009).

### 10. DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS HUMEDALES

El diseño hidráulico de un humedal artificial es crítico para el éxito de su rendimiento. La inmensa mayoría de los modelos de diseño que se usan en la actualidad asumen condiciones uniformes de flujo a pistón y que además no existen restricciones para el contacto entre los constituyentes del agua residual y los organismos responsables del tratamiento.

En los HHAA FSS este concepto es necesario para asegurar que las condiciones de flujo subsuperficial se mantengan en circunstancias normales durante todo el periodo de funcionamiento del sistema. Esto solo es posible a través de un cuidadoso diseño hidráulico y métodos constructivos apropiados (Lara, 1999)

El flujo a través del humedal debe superar la resistencia por fricción del mismo sistema. Esta resistencia es impuesta por la vegetación y la capa de sedimentos en los humedales de flujo libre, y el medio, las raíces de las plantas y los sólidos acumulados en los humedales de flujo subsuperficial. La energía necesaria para superar esta resistencia viene dada por la pérdida de carga entre la entrada y salida del sistema.

La mejor solución referente de construcción, es proveer al humedal de un fondo con una pendiente suficiente para permitir un drenaje completo cuando sea necesario y una salida de altura variable con el nivel del agua (Crites et al., 2006)

La relación largo-ancho tiene una gran influencia en el régimen hidráulico y en la resistencia al flujo del sistema. En teoría, grandes relaciones largo/ancho de 10/1 o mayores asegurarían un flujo a pistón, pero tienen el inconveniente que en la parte alta se desbordan debido al incremento en la resistencia al flujo causado por la acumulación de residuos de vegetación, principalmente en sistemas de flujo libre, por tanto, relaciones de 1/1 hasta aproximadamente 3/1 o 4/1 son aceptables.

Los cortocircuitos pueden ser minimizados con una cuidadosa construcción y mantenimiento del fondo del humedal, con el uso de múltiples celdas, y con la intercalación de zonas abiertas para la redistribución del flujo (Crites et al., 2006)



## 10.1. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUPERFICIAL (HHAA FS)

El flujo de agua en los HHAA FS es descrito por la ecuación de Manning que define el flujo en canales abiertos. La velocidad de flujo en el humedal es descrita por la ecuación (10.1), depende de la profundidad del agua, de la pendiente de la superficie del agua y de la densidad de la vegetación. (Crites et al., 2006)

Otras aplicaciones de la ecuación de Manning para canales abiertos suponen que la resistencia por fricción solamente ocurre en el fondo y en las paredes del canal. En los Humedales de Flujo Superficial la resistencia está distribuida sobre la totalidad de la columna de agua, ya que las plantas emergentes y los restos de vegetación están presentes en todo el espacio. La ecuación de Manning, pese a sus limitaciones, se considera una aproximación aceptable para este tipo de humedales.

$$v = \frac{1}{n} * y^{\frac{2}{3}} * s^{\frac{1}{2}} \quad (10.1)$$

Ecuación 10.1. Velocidad de flujo en HHAA FS.

Donde:

v = Velocidad de flujo, m/s.

n = Coeficiente de Manning, s/m<sup>1/3</sup>

y = Profundidad del agua en el humedal, m.

s = Gradiente hidráulico, o pendiente de la superficie del agua, m/m.

Para los humedales, el número de Manning (n) es función de la profundidad del agua debido a la resistencia impuesta por la vegetación emergente (Reed et al., 1995). La resistencia también depende de la densidad de la vegetación y de la capa de residuos que puede variar según la localización o estación. La relación está definida por la ecuación (10.2):

$$n = \frac{a}{y^{\frac{1}{2}}} \quad (10.2)$$

Ecuación 10.2. Número de Manning en HHAA FS

Donde:

a = Factor de resistencia, s m<sup>1/6</sup>

- 0,4 s m<sup>1/6</sup> para vegetación escasa y y>0,4 m.
- 1,6 s m<sup>1/6</sup> para vegetación moderadamente densa con profundidades de agua residual de y≈0,3 m.
- 6,4 s m<sup>1/6</sup> para vegetación muy densa y capa de residuos, en humedales y ≤ 0,3 m

Por lo general, con vegetación emergente típica se asume para propósitos de diseño valores de “a” que varían entre 1 y 4 (Crites et al., 2006). Sustituyendo la ecuación (10.2) en la (10.1) se tiene lo siguiente:

$$v = \frac{1}{a} * y^{\frac{7}{6}} * s^{\frac{1}{2}} \quad (10.3)$$

Ecuación 10.3. Velocidad en HHAA FS en función de “a” (factor de resistencia)

Sustituyendo y reorganizando términos es posible llegar a una ecuación para determinar la longitud máxima de una celda de humedal.



$$v = \frac{Q}{Wy} \quad W = \frac{A_s}{L} \quad s = \frac{(m)(y)}{L}$$

Donde:

Q = Caudal, m<sup>3</sup>/d.

W = Ancho de la celda de humedal, m.

A<sub>s</sub> = Área superficial de la celda de humedal, m<sup>2</sup>.

L = Longitud de la celda de humedal, m.

m = Pendiente del fondo del lecho, % expresado como decimal.

Sustituyendo en la ecuación (10.3) y reordenando se obtiene:

$$L = \left[ \frac{A_s * y^3 * m^2 * 86400}{a * Q} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (10.4)$$

Ecuación 10.4. Longitud de la celda del HHAA FS

El área superficial del humedal (A<sub>s</sub>) se determina primero mediante el modelo de diseño de remoción del contaminante limitante. Por medio de la ecuación (10.4) se puede calcular de manera directa la longitud máxima aceptable de una celda de humedal compatible con el gradiente hidráulico seleccionado. Se recomienda usar el gradiente hidráulico más pequeño para tener una reserva en caso de ajustes futuros.

Una relación largo-ancho ≤ 3:1 suele ser la mejor selección desde el punto de vista costo eficiencia, pero otras combinaciones de longitud y gradiente hidráulico son posibles también de modo que se pueda ajustar la forma del humedal al sitio y su topografía (Crites et al., 2006)

El valor de la pendiente (m) usado en la ecuación, está típicamente entre el 10 y 30% de la pérdida de carga disponible. La máxima pérdida de carga disponible es igual al total de la profundidad del agua (y) del humedal cuando m=100%. Este no sería un diseño conservador, porque el humedal podría estar seco al final y no tendría capacidad de reserva si la resistencia al flujo aumentara en el futuro (Lara, 1999)

El valor de Q en la ecuación (10.4) es el caudal promedio entre la entrada y la salida, para tener en cuenta las pérdidas o ganancias de agua debidas a la evapotranspiración, filtración y precipitación. Es usualmente aceptable para un diseño preliminar suponer que los caudales de entrada y salida sean iguales. Para el diseño final del sistema será necesario tener en cuenta estas pérdidas y ganancias.

### 10.2. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL (HHAA FSS)

El modelo hidráulico para esta tipología de humedal se basa en la expresión de Darcy. La ley de Darcy, que está definida en la ecuación (10.5), describe el régimen de flujo en un medio poroso que es lo generalmente aceptado para el diseño de HHAA FSS usando suelo y arena como medio del lecho.

La ley de Darcy no es estrictamente aplicable a humedales HHAA FSS dadas las limitaciones físicas en el actual sistema. Este asume condiciones de flujo laminar, pero



el flujo turbulento puede darse con grava gruesa cuando el diseño usa un gradiente hidráulico alto.

La ley de Darcy también asume que el flujo en el sistema es constante y uniforme, pero en la realidad puede variar por la precipitación y evaporación; así como por los cortocircuitos en el flujo que pueden llegar a presentarse por una desigual porosidad o mala construcción (Crites et al., 2006)

No obstante, ley de Darcy puede dar una aproximación razonable a las condiciones hidráulicas en los HHAA FSS, si (Lara, 1999):

- Se utiliza una grava de tamaño medio o pequeño
- El sistema está bien construido para evitar los cortocircuitos
- El sistema está diseñado para tener una mínima dependencia del gradiente hidráulico. Las pérdidas y ganancias del sistema están adecuadamente reconocidas.

$$v = k_s * s \quad \text{y dado que} \quad v = \frac{Q}{W * y}$$

Entonces tenemos:

$$Q = k_s * A_c * s \quad (10.5)$$

Ecuación 10.5. Ley de Darcy

Donde:

Q = caudal promedio a través del humedal, m<sup>3</sup>/d [(Q<sub>o</sub>+Q<sub>e</sub>)/2]

k<sub>s</sub>= conductividad hidráulica de una unidad de área del humedal perpendicular al flujo

A<sub>c</sub> = área de la sección transversal perpendicular al flujo, m

s = gradiente hidráulico o pendiente de superficie de agua en el sistema, m/m

v = velocidad de Darcy, la velocidad aparente del flujo a través de la totalidad del área de la sección transversal del lecho, m/d

Sustituyendo y reorganizando los términos es posible desarrollar una ecuación que determine de manera aceptable el ancho mínimo de una celda de humedal de flujo subsuperficial que sea compatible con el gradiente hidráulico seleccionado para el diseño (Crites et al., 2006), partiendo de:

$$s = \frac{(m)(y)}{L} \quad L = \frac{A_s}{W} \quad A_c = (W)(y)$$

Donde:

W = ancho de una celda del humedal, m

A<sub>c</sub> = área superficial del humedal, m

L = longitud del humedal, m

m = pendiente del humedal, % expresado como decimal

y = profundidad del agua en el humedal, m

$$W = \frac{1}{y} \left[ \frac{(Q)(A_s)}{(m)(k_s)} \right]^{0.5} \quad (10.6)$$

Ecuación 10.6. Ancho mínimo de una celda de humedal flujo subsuperficial



El área superficial del humedal ( $A_s$ ) se determina en primer lugar, usando el modelo de diseño limitante para remoción de contaminantes. La ecuación (10.6) permite calcular directamente el ancho mínimo absoluto aceptable de una celda de humedal compatible con el gradiente hidráulico seleccionado. Otras combinaciones de ancho-gradiente hidráulico pueden ser posibles a fin de ajustar el diseño a las condiciones topográficas existentes en el sitio propuesto (Lara, 1999).

El valor de  $m$  en la ecuación (10.6) típicamente se encuentra entre 5 y 20% de la pérdida de carga potencial. Es realmente recomendable tomar un valor de la conductividad hidráulica efectiva ( $k_E$ )  $< 1/3$  y que  $m$  no sea mayor del 20% para tener un factor de seguridad suficiente contra potenciales atascamientos, efectos de la viscosidad y otras contingencias que puedan llegar a ser desconocidas en el momento del diseño. (Crites et al., 2006).

Las ecuaciones (10.5) y (10.6) son válidas cuando el flujo es laminar a lo largo de los espacios vacíos del medio, es decir, cuando el número de Reynolds es menor a 10. El número de Reynolds es función de la velocidad del flujo, del tamaño de los espacios vacíos y de la viscosidad cinemática del agua, como se muestra en la ecuación (10.7).

En muchos casos el número de Reynolds será mucho menor que 10 y la ley de Darcy es válida. Si el flujo es turbulento, entonces la conductividad hidráulica efectiva sería significativamente menor que la predicha por la ley de Darcy (Lara, 1999).

$$N_R = \frac{v * D}{\tau} \quad (10.7)$$

Ecuación 10.7. Número de Reynolds

Donde:

$N_R$  = número de Reynolds, adimensional

$v$  = velocidad de Darcy, m/s

$D$  = diámetro de los vacíos del medio, igual al tamaño medio del medio, m

$\tau$  = viscosidad cinemática del agua,  $m^2/s$  (ver Tabla 10.1)

Temperatura (T), (°C)	Densidad ( $\rho$ ), (Kg/m <sup>3</sup> )	Viscosidad dinámica $\times 10^3$ ( $\mu$ ) (N*s/m <sup>2</sup> )	Viscosidad cinemática $\times 10^6$ ( $\tau$ ) (m <sup>2</sup> /s)
0	999,8	1,781	1,785
5	1000,0	1,518	1,519
10	999,7	1,307	1,306
15	999,1	1,139	1,139
20	998,2	1,102	1,003
25	997,0	0,890	0,893
30	998,7	0,708	0,800
40	992,2	0,653	0,658
50	988,0	0,547	0,553
60	983,2	0,466	0,474
70	977,8	0,404	0,413

*Tabla 10.1. Propiedades físicas del agua (adaptado de Lara, 1999)*

La conductividad hidráulica ( $k_s$ ) en las ecuaciones (10.5) y (10.6) varía directamente con la viscosidad del agua, que a su vez es función de la temperatura del agua:



$$\frac{k_{sT}}{k_{d20}} = \frac{\mu_{20}}{\mu_T} \quad (10.8)$$

Ecuación 10.8. Relación de la conductividad hidráulica con la viscosidad y la Tª

Donde:

$k_s$  = conductividad hidráulica a un temperatura T y a 20°C

$\mu$  = viscosidad dinámica del agua a una temperatura T y a 20°C (Tabla 10.1)

La conductividad hidráulica ( $k_s$ ) en las ecuaciones (10.5) y (10.6) también varía con el número y tamaño de vacíos en el medio usado para el humedal. La tabla 10.2 presenta órdenes de magnitud estimados para un rango de materiales granulares que podrían ser usados en HHAA FSS. Es recomendable que la conductividad hidráulica y la porosidad se midan en el terreno o en laboratorio antes del diseño final.

Tipo de material	Tamaño efectivo $D_{10}$ , mm	Porosidad (n), %	Conductividad hidráulica, $k_s$ ( $m^3/m^2/d$ )
Arena gruesa	2	28-32	100-1000
Arena gravosa	8	30-35	500-5000
Grava fina	16	35-38	1000-10000
Grava media	32	36-40	10000-50000
Roca gruesa	128	38-45	50000-250000

*Tabla 10.2. Características típicas de los medios (adaptado de Crites et al., 2006)*

Es aconsejable que la porosidad (n) del medio también se mida en el laboratorio antes de hacer el diseño final. Ésta puede ser medida usando el procedimiento estándar de la ASTM. Los valores de porosidad para estos tipos de suelo y grava están publicados en muchas referencias, pero pueden ser mucho menores que los de la tabla 10.2, ya que pueden estar dados para depósitos naturales de suelo y grava que han pasado por un proceso de consolidación natural y, por tanto, esos valores no son los apropiados para el diseño de HHAA FSS (Crites et al., 2006).

Es posible usar una relación basada en la ecuación de Ergún, para estimar la conductividad hidráulica cuando se usan gravas gruesas o rocas.

$$k_s = n^{3.7} \quad (10.9)$$

Ecuación 10.9. Conductividad hidráulica para gravas gruesas o rocas

Esta ecuación, así como los valores de la Tabla 10.2 son útiles solamente para un diseño preliminar o para estimar un orden de magnitud. El diseño final de los HHAA FSS debe basarse en mediciones reales de los dos parámetros, conductividad hidráulica y porosidad (Lara, 1999).

## 11. ASPECTOS TÉRMICOS EN LOS HUMEDALES

Las condiciones de temperatura en el humedal afectan tanto a las actividades físicas como a las biológicas en el sistema. Las condiciones de bajas temperaturas sostenidas y la formación de hielo resultante, podrían llevar en caso extremo, al fallo físico del humedal (Lara, 1999).



Es conocido que las reacciones biológicas responsables de la remoción de DBO, nitrificación y desnitrificación también dependen de la temperatura. No obstante, en muchos casos el rendimiento de remoción de DBO en sistemas de humedales existentes en climas fríos no ha demostrado una relación obvia de dependencia de la temperatura. Esto puede ser causado por el largo tiempo de residencia en estos sistemas tendiente a compensar las bajas relaciones de reacción durante los meses de invierno. Varios sistemas en Canadá y Estados Unidos han demostrado un descenso en la capacidad de remover el nitrógeno durante los meses más fríos. Esto es causado por la combinación de temperatura en las reacciones biológicas y la falta de oxígeno cuando se forma hielo sobre la superficie (Crites et al., 2006).

Las constantes dependientes de la temperatura para los modelos de remoción de DBO y nitrógeno, que se presentan más adelante, son necesarias para proporcionar un método fiable de estimación de la temperatura del agua en el humedal para un uso correcto y efectivo de los modelos biológicos de diseño.

Este apartado presenta las técnicas para calcular la temperatura del agua en los HHAA FS y en los HHAA FSS y para predecir el espesor de la capa de hielo que podría formarse en los de flujo superficial.

### 11.1. HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL (HHAA FSS)

Conocer el estado termal del lecho de un humedal en un momento dado puede ser muy complicado. Allí puede haber pérdidas y ganancias de calor del suelo subyacente, del agua residual fluyendo a través del sistema y de la atmósfera. Los mecanismos térmicos básicos involucrados incluyen conducción de o hacia el terreno, conducción de o hacia el agua residual, conducción y convección de o hacia la atmósfera y radiación de o hacia ella (Lara, 1999).

Las ganancias de calor desde el terreno pueden llegar a ser significativas pero no suelen ser tenidas en cuenta para un diseño más conservador. Ignorar el calor ganado por radiación solar es también conservador, lo cual es apropiado durante los meses de invierno en los lugares más al norte, donde las condiciones son más críticas. Por el contrario, en lugares calurosos donde este factor puede llegar a ser significativo durante los meses de verano, debe incluirse en el diseño.

Las pérdidas por convección debidas a la acción del viento sobre las superficies abiertas de agua, pueden ser significativas, pero este no debería ser el caso para muchos HHAA FSS con buena densidad de vegetación y la presencia de una capa superior con grava relativamente seca. Estos efectos se ven mitigados por la capa de agua subyacente en el humedal, que tiene como resultado que las pérdidas por convección sean relativamente menores y pueden ser ignoradas para el modelo térmico. El modelo simplificado que se presenta más adelante está basado solamente en las pérdidas por conducción a la atmósfera y es conservador (Crites et al., 2006).

La energía ganada por el flujo del agua a través del humedal viene dada por:

$$q_G = (c_p)(\delta)(A_S)(y)(n) \quad (11.1)$$

Ecuación 11.1. Energía ganada por el flujo del agua a través del humedal



Donde:

- $q_G$  = Energía ganada por el agua, J/°C
- $c_p$  = Capacidad de calor específico del agua, J/kg °C
- $\delta$  = Densidad del agua, kg/m<sup>3</sup>
- $A_s$  = Área superficial del humedal, m<sup>2</sup>
- $y$  = Profundidad del agua en el humedal, m
- $n$  = porosidad del humedal (ver tabla 10.2 para valores típicos)

El calor perdido por el humedal de flujo subsuperficial puede ser definido por la ecuación (11.2):

$$q_L = (T_0 - T_a)(U)(\sigma)(A_s)(t) \quad (11.2)$$

Ecuación 11.2. Calor perdido por el humedal de flujo subsuperficial

Donde:

- $q_L$  = Energía perdida vía conducción a la atmósfera, J
- $T_0$  = Temperatura del agua que entra al humedal, °C
- $T_a$  = Temperatura promedio del aire durante el periodo considerado, °C
- $U$  = Coef. de transferencia de calor a la superficie del lecho del humedal, W/m<sup>2</sup> °C
- $\sigma$  = Factor de conversión, 86400 s/d
- $A_s$  = Área superficial del humedal, m<sup>2</sup>
- $t$  = tiempo de residencia hidráulico en el humedal, d

El valor de  $T_a$  en la ecuación (11.2) se obtendrá en los registros locales de meteorología, o de la estación meteorológica más cercana al sitio propuesto. El año con un invierno más frío durante los pasados 20 ó 30 años de medición será el seleccionado como “año de diseño” para efectos de cálculo. Es aconsejable usar una temperatura del aire promedio, para un periodo de tiempo igual al tiempo de retención hidráulico del humedal (Crites et al., 2006).

El cálculo del valor del coeficiente de transferencia de calor ( $U$ ) para la ecuación (11.2) viene dado por:

$$U = \frac{1}{\left(\frac{y_1}{k_1}\right) + \left(\frac{y_2}{k_2}\right) + \left(\frac{y_3}{k_3}\right) + \left(\frac{y_n}{k_n}\right)} \quad (11.3)$$

Ecuación 11.3. Coeficiente de transferencia de calor

Donde:

- $k_{(1-n)}$  = Conductividad de las capas 1 a n, W/m °C
- $y_{(1-n)}$  = Espesor de las capas a n, m

El cambio de temperatura  $T_c$  proveniente de las pérdidas y ganancias definidas por las ecuaciones (11.1) y (11.2) puede ser encontrado combinándolas:

$$T_c = \frac{q_L}{q_G} \quad (11.4)$$

Ecuación 11.4. Cambio de temperatura en el humedal

Donde  $T_c$  es el cambio de temperatura en el humedal, °C. Entonces la  $T^a$  del efluente,  $T_e$  será:

$$T_e = T_0 - T_c \quad (11.5)$$

Ecuación 11.5. Temperatura en el efluente



La temperatura promedio del agua  $T_w$  en el humedal de flujo subsuperficial será:

$$T_w = \frac{T_0 + T_e}{2} \quad (11.6)$$

Ecuación 11.6. Temperatura promedio del agua  $T_w$

La Tabla 11.1 presenta los valores de conductividad para materiales que están presentes típicamente en un humedal de flujo subsuperficial.

Material	k(W/m °C)
Aire (sin convección)	0,024
Nieve (nueva o suelta)	0,08
Nieve (de largo tiempo)	0,23
Hielo (a 0 °C)	2,21
Agua (a 0°C)	0,58
Capa de restos de vegetación	0,05
Grava seca (25% de humedad)	1,5
Grava saturada	2,0
Suelo seco	0,8

Tabla 11.1. Conductividad térmica de los componentes de un humedal de flujo subsuperficial (adaptado de Crites et al., 2006)

Esta temperatura se compara con el valor asumido, cuando el tamaño y el tiempo de retención hidráulico del humedal se calcularon para cualquiera de los modelos de remoción, ya sea DBO o nitrógeno. Si estas dos temperaturas no están cercanas, se realizan nuevas iteraciones en los cálculos hasta que converjan (Lara, 1999).

## 11.2. HUMEDALES DE FLUJO SUPERFICIAL (HHAA FS)

Puesto que la superficie del agua está expuesta a la atmósfera en los HHAA FS, puede llegar a presentarse alguna formación de hielo. La presencia de algo de hielo puede ser beneficiosa en tanto que la capa de hielo actúa como barrera termal, disminuyendo el enfriamiento debajo del agua.

En los HHAA FS, la capa de hielo está retenida por los numerosos tallos y hojas de la vegetación, así que el volumen disponible para el flujo se ve significativamente reducido al aumentar el espesor de la capa de hielo. En el caso extremo, el espesor de la capa de hielo puede llegar a limitar el flujo de agua y la presión inducida causa la rotura del hielo, el agua comienza a subir por las grietas hasta que esta superficie de flujo se congela y se presenta entonces el fallo del sistema hasta que las temperaturas cálidas regresen. La actividad biológica del humedal cesa en este punto (Lara, 1999)

Esta situación debe ser prevenida o evitada si se pretende usar un humedal artificial. En lugares que experimentan muy largos periodos con temperaturas muy bajas del aire (<-20° C), la solución puede ser la utilización de un nuevo componente del sistema del humedal constituido por un lagunaje donde se almacena el agua durante los meses de invierno; se conocen sistemas en el norte de Estados Unidos y en Canadá que funcionan con este método (Crites et al., 2006).



Por otro lado, HHAA FS funcionan exitosamente durante todos los meses de invierno en Ontario, Canadá y en muchas otras comunidades de Iowa, Estados Unidos, donde también se experimentan temperaturas muy bajas en invierno. Para algunos proyectos en climas nórdicos, es esencial realizar un análisis térmico como el que se presenta a continuación para que el humedal será físicamente estable durante el invierno y que podrá sostener temperaturas del agua que permitan continuar con la actividad biológica (EPA, 2000).

El procedimiento de cálculo presentado en este capítulo fue desarrollado por el “U.S. Cold Regions Research and Engineering Laboratory in Hanover, New Hampshire” (Crites et al., 2006). Se divide en tres partes:

1. Cálculo de la temperatura del agua en el humedal en las condiciones en que se da inicio a la formación de hielo. Se requieren cálculos separados para humedales con segmentos con alta densidad de vegetación y para zonas con grandes superficies de aguas abiertas.
2. Cálculo de la temperatura del agua para el caso de que se tenga hielo cubriendo la superficie.
3. Estimación del espesor total del hielo que se forma durante todo el periodo.

Las temperaturas determinadas en los pasos 1 y 2 sirven también para determinar la viabilidad básica de la localización bajo consideración y para verificar las temperaturas asumidas en los cálculos de dimensionamiento que se realizan para los modelos de remoción de DBO o nitrógeno. Estos modelos de DBO y nitrógeno son el primer paso en el diseño, ya que se dan como resultado datos necesarios como las dimensiones, tiempo de retención hidráulico y velocidad de flujo que se usarán subsecuentemente para el cálculo del modelo térmico.

La profundidad total del hielo que se estima en el tercer paso, también sirve para dar una indicación sobre la viabilidad de la localización y se usa para determinar la profundidad operativa del agua que se necesita durante los meses de invierno.

### 11.2.1. Parte 1: Humedal de Flujo Superficial, antes de la formación del hielo

La ecuación (11.7) se usa para calcular la temperatura del agua en el punto de interés del humedal. La experiencia ha mostrado que la formación de hielo comienza cuando la temperatura del agua se aproxima a los 3° C, debido a las diferencias de densidad y pérdidas por convección en la superficie del agua (Crites et al., 2006). La ecuación (11.7) es, por tanto, repetida hasta que la temperatura de 3° C se alcance o hasta que se llegue al final de la celda del humedal.

La ecuación (11.9) se usa para calcular la temperatura bajo la capa de hielo. Si el humedal está compuesto por zonas con vegetación alternadas con otras libres de ésta, la ecuación (11.7) debe ser usada secuencialmente con el apropiado coeficiente de transferencia de calor ( $U_s$ ) para calcular las temperaturas del agua (Crites et al., 2006).



$$T_w = T_a + (T_0 - T_a) * \exp \left[ \frac{-U_s (x - x_0)}{(\delta)(y)(v)(c_p)} \right] \quad (11.7)$$

Ecuación 11.7. Temperatura del agua a la distancia x, °C

Donde:

$T_w$  = Temperatura del agua a la distancia x, °C (x en metros)

$T_a$  = Temperatura promedio del aire durante el periodo de interés, °C

$T_0$  = Temperatura del agua a la distancia  $x_0$ , el punto de entrada al segmento de humedal que nos interesa, °C.

$U_s$  = Coeficiente de transferencia de calor en la superficie del humedal,  $W/m^2$  °C

1,5  $W/m^2$  °C para vegetación pantanosa densa

10-25  $W/m^2$ °C para superficies de agua, valores más altos cuando se tienen condiciones de viento sin nieve que cubra.

$\delta$  = Densidad del agua,  $kg/m^3$

y = Profundidad del agua, m

v = Velocidad de flujo en el humedal, m/s

$c_p$  = Calor específico, 4.215 J/kg °C

Si la primera iteración muestra una temperatura por debajo de los 3 °C en el efluente final del humedal, la ecuación (11.7) puede ser reorganizada para determinar la distancia "x" a la que la temperatura alcanza los 3° C (Crites et al., 2006).

$$(x - x_0) = - \frac{(\delta)(y)(v)(c_p)}{U_s} \left[ \ln \frac{(3 - T_a)}{(T_0 - T_a)} \right] \quad (11.8)$$

Ecuación 11.8. Distancia x a la que la temperatura alcanza los 3°C

### 11.2.2. Parte 2: Humedal de Flujo Superficial, con flujo bajo una capa de hielo

Una vez la capa de hielo se forma, la transferencia de calor del agua subyacente al hielo, se realiza a una velocidad constante que no está influida por la temperatura del aire o la presencia o ausencia de nieve cubriendo al hielo. Esto se debe a que la superficie del hielo en su interfase con el agua, continúa a 0°C hasta que todo el agua se congela (Crites et al., 2006).

La velocidad de formación de hielo está influida por la temperatura del aire y la presencia o ausencia de nieve, pero la velocidad de congelamiento del agua bajo el hielo no (Crites et al., 2006). La temperatura del agua en el humedal bajo la capa de hielo puede estimarse usando la ecuación (11.9)

$$T_w = T_m + (T_0 - T_m) * \exp \left[ \frac{-U_i (x - x_0)}{(\delta)(y)(v)(c_p)} \right] \quad (11.9)$$

Ecuación 11.9. Temperatura del agua bajo la capa de hielo

Donde:

$T_m$  = Punto en que se derrite el hielo, 0° C

$T_0$  = Temperatura del agua a la distancia  $x_0$ , °C. Asumir 3 °C donde comienza la formación de hielo.

$U_i$  = Coeficiente de transferencia de calor de la interfase hielo/agua,  $W/m^2$



El valor de  $U_i$  en la ecuación (11.9) depende de la profundidad del agua bajo el hielo y de la velocidad de flujo (Crites et al.,2006):

$$U_i = (\phi) \frac{(v)^{0,8}}{(y)^{0,2}} \quad (11.10)$$

Ecuación 11.10. Coeficiente de transferencia de calor en la interfase hielo/agua

Donde:

- $U_i$  = Coeficiente de transferencia de calor de la interfase hielo/agua,  $W/m^2$
- $\phi$  = Coeficiente de proporcionalidad,  $1.622 J/m^{2,6} s^{0,2} \text{ } ^\circ C$
- $v$  = Velocidad de flujo, m/s (se asume la misma que sin formación de hielo)
- $y$  = Profundidad del agua, m

### 11.2.3. Parte 3: Humedal de Flujo Superficial, con espesor de hielo formado

El hielo se comienza a formar en la superficie del agua cuando el grueso del agua está a una temperatura cercana a los  $3^\circ C$  y continúa a medida que la temperatura del agua se acerca a los  $0^\circ C$ .

La ecuación (11.11) conocida como ecuación de Stefan (Crites et al.,2006), permite estimar el espesor total de hielo formado durante toda la estación invernal o durante periodos de tiempo más cortos.

$$y = (m)[(T_m - T_a)(t)]^{\frac{1}{2}} \quad (11.11)$$

Ecuación 11.11. Ecuación de Stefan

Donde:

- $y$  = Espesor de hielo que se formará durante el tiempo  $t$ , m
- $T_m$  = Punto de congelación de hielo,  $0^\circ C$
- $T_a$  = Temperatura promedio del aire durante el periodo de tiempo ( $t$ ) considerado,  $^\circ C$
- $t$  = Período de tiempo que nos interesa, d
- $m$  = Coeficiente de proporcionalidad,  $m/^\circ C^{1/2} d^{1/2}$ 
  - 0,027  $m/^\circ C^{1/2} d^{1/2}$  para zonas de agua abiertas sin nieve
  - 0,018  $m/^\circ C^{1/2} d^{1/2}$  para zonas de agua abiertas con nieve
  - 0,010  $m/^\circ C^{1/2} d^{1/2}$  para humedales con vegetación densa y restos de vegetación

El término  $(T_m - T_a)(t)$  es conocido como el índice de congelación y es una característica ambiental de cada sitio en particular.

En resumen, los humedales artificiales, ya sean HHAA FS o HHAA FSS, pueden operar satisfactoriamente durante el verano en gran parte de las zonas con temperaturas nórdicas (Lara, 1999). Los modelos termales presentados podrían ser usados para verificar las temperaturas asumidas cuando se dimensiona el humedal con los modelos biológicos de remoción, ya sea de DBO o de nitrógeno.

Pueden ser necesarias varias iteraciones para hacer que la temperatura asumida y calculada coincidan.



## 12. MODELOS DE REMOCIÓN DE CONTAMINANTES EN LOS HUMEDALES DE FLUJO SUPERFICIAL

### 12.1. MODELO PROPUESTO EN EPA 1988

Propone un modelo para la remoción de la DBO. El modelo se basa en la experiencia con sistemas aplicados sobre suelo y filtros percoladores y considera a los humedales como reactores biológicos cuyo rendimiento se puede aproximar al descrito por la cinética de primer orden de un reactor de flujo a pistón (véase apartado 9.4).

$$\frac{C_e}{C_o} = A * \exp \left[ - \frac{0,7(K_T) (A_v)^{1,75} (L)(W)(y)(n)}{Q} \right]^2 \quad (12.1)$$

Ecuación 12.1. Relación de concentraciones de DBO entre el efluente y el afluente en el modelo EPA 1988.

Donde:

$C_e$  = Concentración de DBO en el efluente, mg/l

$C_o$  = Concentración de DBO en el afluente, mg/l

A = Fracción de la DBO no removida como sólidos sedimentables a la entrada del sistema, es una variable que depende de la calidad del agua (es una fracción decimal)

$K_T$  = Constante de primer orden dependiente de la temperatura,  $d^{-1}$

$A_v$  = Área superficial disponible para la actividad microbiana,  $m^2/m^3$

L = Longitud del sistema (paralelo al flujo), m

W = ancho del sistema, m

y = profundidad promedio del sistema, m

n = Porosidad del sistema (espacio disponible para el paso del agua) como fracción decimal

Q = Caudal promedio en el sistema,  $m^3/d$

La ecuación (12.1) es considerada teóricamente correcta, pero existen 2 dificultades que son la medición y evaluación de los factores A y  $A_v$ .

El factor A ha sido medido para sistemas del tipo de la aplicación al terreno de efluentes primarios y corresponde aproximadamente a 0,52 (48% de la DBO aplicada se queda a la entrada del sistema como materia particulada), el valor de A podría incrementarse para efluentes secundarios y terciarios aplicados a HHAA FS, un valor que esté entre 0,70 y 0,85 podría ser apropiado para efluentes secundarios y 0,90 o más para efluentes terciarios con alto tratamiento (Lara, 1999).

El valor de  $A_v$  es el área superficial disponible en el sistema para el desarrollo de biomasa fija. En un humedal de flujo superficial es una medida del área superficial de la porción de la vegetación y de la capa de restos de vegetación que está en contacto con el agua residual.

La Figura 12.1 muestra la sensibilidad de la relación  $C_e/C_o$  con  $A_v$  indica que, para valores de  $A_v$  entre 12 y 16  $m^2/m^3$ , con un diámetro de tallo promedio para el junco de 12 a 16 mm, la relación  $C_e/C_o$  puede tomar valores desde 0,18 a 0,098 en un canal de 335 m (EPA, 1988)



Según estudios para un diámetro de tallo de 12mm y un volumen de vegetación del 5% el típico valor de  $A_v$  es de  $15,7 \text{ m}^2/\text{m}^3$ .

Debido a que el área superficial del humedal ( $A_s$ ) es igual a  $(W)(L)$  es posible sustituyendo y reorganizando los términos de la ecuación (12.1) obtener una expresión para determinar el área requerida para obtener el nivel de tratamiento requerido.

$$A_s = \frac{Q(\ln(C_o) - \ln(C_e) + \ln(A))}{K_T(y)(n)} \quad (12.2)$$

Ecuación 12.2. Estimación Área Superficial HHAA FS en el modelo EPA 1988 en base DBO

Donde:

$A_s$  = Área superficial del humedal de flujo libre,  $\text{m}^2$

$K_T = K_{20} (1,06)^{(T-20)}$

$K_{20} = 0,2779 \text{d}^{-1}$

T= Temperatura del agua,  $^{\circ}\text{C}$

n = 0,65 a 0,75 (los valores menores son para vegetación densa y madura)

A = 0,52 (efluente primario), 0,70 a 0,85 (efluente secundario), 0,90 (efluente terciario).

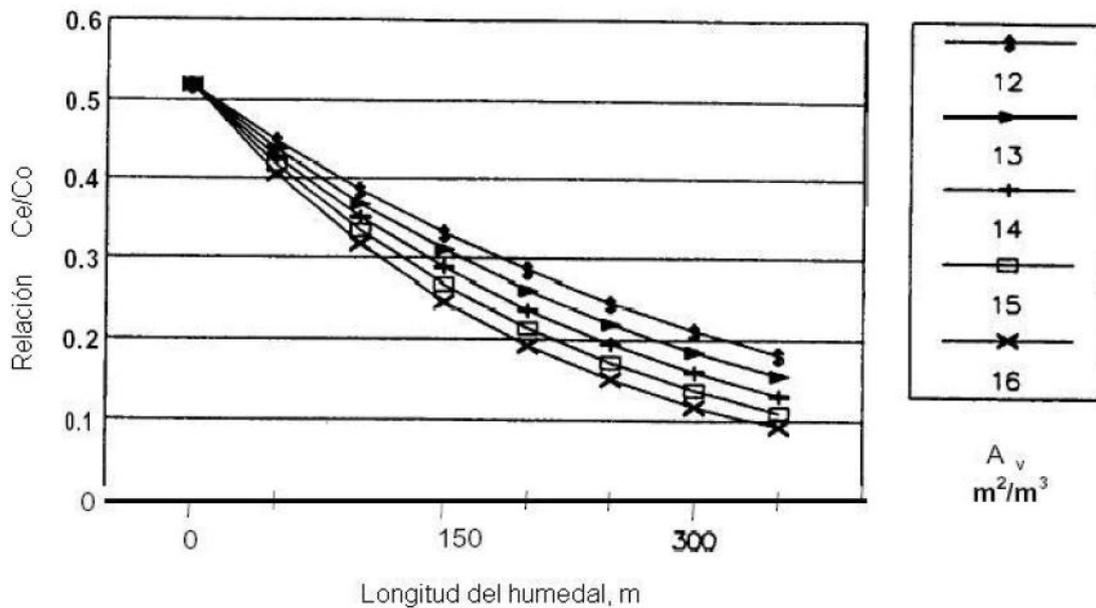


Figura 12.1. Sensibilidad de la relación  $C_e/C_o$  con  $A_v$  (EPA, 1988)

La sensibilidad de la ecuación (12.1) con la temperatura fue calculada para el rango de 5 a  $25^{\circ}\text{C}$  (EPA, 1988)

Como se muestra en la Figura 12.2, el grado de tratamiento a  $5^{\circ}\text{C}$  se reduce comparado con uno a  $25^{\circ}\text{C}$ . Esto indica que la ecuación es sensible con la temperatura por lo tanto la temperatura debe ser supuesta para usarla en la ecuación.



## ANÁLISIS DE LOS MODELOS DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS NATURALES DE DEPURACIÓN

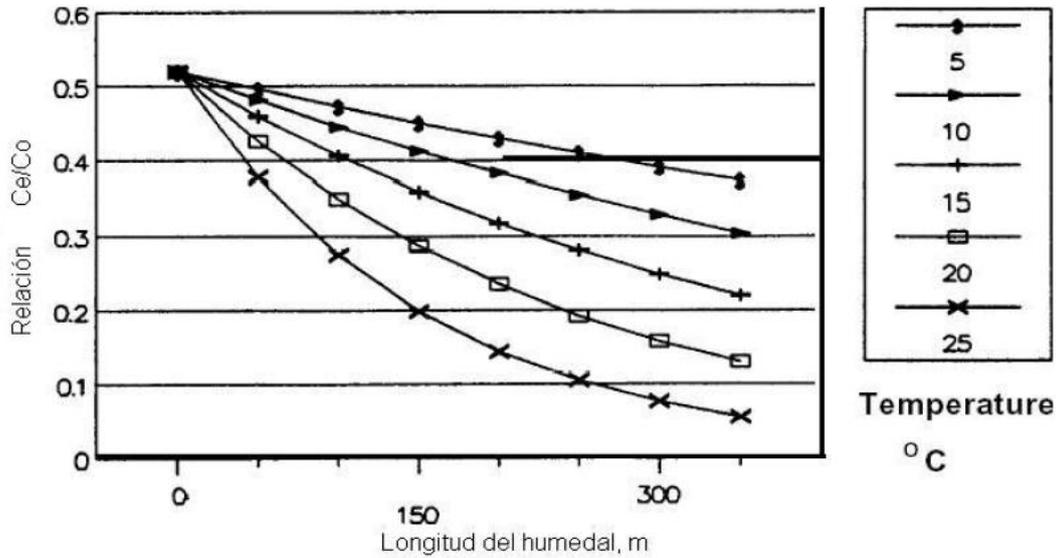


Figura 12.2. Sensibilidad de la relación  $C_e/C_o$  con  $T$  (EPA, 1988)

### 12.1.1. Ejemplo de cálculo modelo EPA 1988

Ejemplo 12.1:

Los datos de partida del humedal con el que se ilustrará el cálculo de la superficie necesaria en cada uno de los modelos y para cada tipología de humedal serán:

- Caudal  $Q=1000 \text{ m}^3/\text{d}$ ;
- Medio: grava media de 25mm;  $n=0,38$ ;  $k_S=25000 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$ ;
- Vegetación: Carrizos
- Profundidad del HA FSS=0,6 m
- Profundidad del HA FS = 0,45 m
- "Porosidad" del HA FS= 0,65
- Temperatura del agua =10 °C
- Considerando efluente secundario

Contaminante	Concentración Afluyente (mg/l)	Concentración Efluente (mg/l)
<b>DBO</b>	120	20
<b>SST</b>	120	25
<b>NT</b>	25	10
<b>NH<sub>4</sub></b>	10	5
<b>NO<sub>3</sub></b>	10	5
<b>PT</b>	10	2

Tabla 12.1. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej.12.1.  
(elaboración propia)

Solución Ejemplo 12.1:

Aplicando y sustituyendo los datos en la ecuación (12.2) estimamos el área de humedal necesaria para la remoción de la DBO, adoptando como valores de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20} (1,06)^{(T-20)} = 0,2779(1,06)^{(10-20)} = 0,15518 \text{ d}^{-1}$$



$n = 0,65$  (vegetación densa y madura)  
 $A = 0,8$  (efluente secundario)  
 $y = 0,45$  m

$$A_s = \frac{1000(\ln 120 - \ln 20 + \ln 0,8)}{0,15518 * 0,45 * 0,65} = 34559 \text{ m}^2$$

$$\text{TRH} = \frac{34559 * 0,45 * 0,65}{1000} = 10,1 \text{ d}$$

## 12.2. MODELO PROPUESTO POR REED

Este modelo volumétrico fue sugerido por los expertos Reed SC, Crites RW y Middlebrooks en su obra "*Natural Systems for Waste Management and Treatment*" y considera a los humedales como reactores biológicos cuyo rendimiento se puede aproximar al descrito por la cinética de primer orden de un reactor de flujo a pistón (véase apartado 9.4)

### 12.2.1. Modelo de diseño para la remoción de DBO

Este modelo es una modificación del modelo expuesto en la EPA 1988, y pretende salvar las dificultades para evaluar  $A$  y  $A_v$ , a partir una aproximación del análisis de los datos del rendimiento de sistemas de este tipo en operación (Crites et al.; 2006). Las ecuaciones básicas son:

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T t} \quad (12.3)$$

$$K_T = K_{20}(1,06)^{(T-20)} \quad (12.4)$$

Ecuación 12.4 coeficiente de temperatura.

Donde el valor  $K_{20}$  para este tipo de humedales adopta el valor de  $K_{20} = 0,678 \text{ d}^{-1}$

El área superficial del humedal se determinará por la ecuación (12.5):

$$A_s = \frac{Q(\ln(C_o) - \ln(C_e))}{K_T(y)(n)} \quad (12.5)$$

Ecuación 12.5. Estimación Área Superficial HHAA FS en el modelo de Reed tras aproximación en base a datos rendimientos DBO

Donde:

$K_T$  = Constante de temperatura (Ecuación 12.4)

$y$  = Profundidad de diseño del sistema, m

$n$  = porosidad del humedal, 0,65 a 0,75

La profundidad del humedal puede variar durante periodos cortos desde pocos centímetros hasta más de un metro. Las profundidades típicas de diseño van desde 10cm hasta 45cm dependiendo de la estación y de la calidad esperada del agua para el sistema (Pidre, 2010).

La ecuación (12.5) da como resultado un diseño menos conservador que la ecuación (12.2) que es la asumida originalmente para estos diseños.



La DBO final del efluente se ve influida por la producción de DBO residual en el sistema, producto de la descomposición del detritus de las plantas y de otras sustancias orgánicas presentes de manera natural.

La DBO residual está típicamente entre 2 a 7mg/l. Como resultado, la DBO del efluente de un humedal de este tipo proviene de estas fuentes y no del agua residual. Por tanto, la ecuación (12.5) no puede ser usada con sistemas de DBO en el efluente final por debajo de los 5 mg/l (Lara, 1999).

### 12.2.2. Modelo de diseño para la remoción de sólidos en suspensión totales

La remoción de SST en sistemas de humedales de flujo superficial se debe a procesos físicos y solo está influida por la temperatura a través de los efectos de la viscosidad en el flujo del agua.

Debido a que la distancia de sedimentación para la materia particulada es relativamente pequeña y que el tiempo de residencia del agua en el humedal es muy largo, estos efectos de la viscosidad se pueden omitir. La remoción de SST en este tipo de sistemas no es un parámetro limitante en el diseño de humedales debido a que la remoción de estos sólidos es muy rápida en comparación con la DBO o el nitrógeno. (Crites et al., 2006)

Por medio de una regresión lineal de datos obtenidos en diversos humedales en los Estados Unidos Reed dedujo una ecuación que puede servir para estimar la concentración de SST a la salida del humedal.

Esta ecuación solo sirve para realizar una estimación del orden de magnitud de descarga, pero no como un parámetro de diseño, ya que los SST no son un factor limitante de éste (Reed et al., 1995).

Para humedales artificiales de flujo superficial propusieron la expresión:

$$C_e = C_0 * (0,1139 + 0,00213 * CHS) \quad (12.6)$$

Ecuación 12.6. Cálculo de los SST en el efluente de HHAA FS

Donde:

$C_e$ : concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)

$C_0$ : concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l)

CHS: carga hidráulica superficial (cm/d), que se calcula haciendo uso de la expresión siguiente:

$$CHS = 100 * \frac{Q}{S} \quad (12.7)$$

Ecuación 12.7. Cálculo de la Carga Hidráulica Superficial

Q: caudal del influente (m<sup>3</sup>/d)

S: superficie del humedal (m<sup>2</sup>)

Hay que considerar que ésta ecuación se debe aplicar en las condiciones en las que se obtuvo, es decir, para cargas hidráulicas entre 0,4 y 0,75 cm/día, y que valores fuera de este rango pueden dar resultados incorrectos (Crites et al., 2006).



### 12.2.3. Modelo de diseño para la remoción de nitrógeno

La fuente principal de oxígeno para la nitrificación en este tipo de humedales es la reaeración atmosférica de la superficie del agua, aunque el humedal no es profundo, la mayoría del líquido está en condiciones anaerobias. La nitrificación se llevará a efecto en la parte cercana a la superficie del agua y la desnitrificación es posible que ocurra en el resto del líquido (Crites et al., 2006)

La temperatura influye de diversas maneras, desde las reacciones biológicas, tanto de nitrificación como de desnitrificación, que son dependientes de la temperatura, hasta la solubilidad del oxígeno en el agua. La mayor fuente de carbono para la desnitrificación es la capa de restos de vegetación que se encuentra sumergida y la DBO del agua residual.

#### Nitrificación

El modelo de diseño propuesto por estos autores asume que la remoción de amoníaco se da completamente por la vía de la nitrificación y no se le da importancia a la correspondiente a la asimilación por las plantas, ya que estas normalmente no se cosechan.

Para temperaturas del agua de 10 °C o más, la dependencia de la temperatura del proceso de nitrificación es menor que la del proceso de remoción de DBO, pero a temperaturas menores de 10 °C, la dependencia es tremendamente alta. (Lara, 1999).

Las formas generales de las ecuaciones (9.7), (9.8), (9.9) y (9.10) son aplicables para el diseño de la remoción de amoníaco en HHAA FS. Las ecuaciones (12.8) y (12.9) son la (9.7) y la (9.11) expresadas en términos de concentraciones de amoníaco.

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T t} \quad (12.8)$$

$$A_S = LW = \frac{Q * \ln(C_o/C_e)}{K_T y n} \quad (12.9)$$

Ecuación 12.9. Área Superficial HHAA FS en el modelo nitrificación de Reed.

Donde:

$A_S$  = Área superficial del humedal

$C_e$  = Concentración de amoníaco en el efluente, mg/l

$C_o$  = Concentración de NTK en el afluente, mg/l

$K_T$  = Constante dependiente de la temperatura,  $d^{-1}$

=0  $d^{-1}$  (0°C)

=0,1367(1,15)<sup>(T-10)</sup>,  $d^{-1}$  (1-10° C)

=0,2187(1,1048)<sup>(T-20)</sup>,  $d^{-1}$  (+10° C)

$n$  = Porosidad del humedal, 0,65-0,75

$t$  = Tiempo de retención hidráulico, d.

$y$  = Profundidad del agua en el humedal, m

$Q$  = Caudal medio a través del humedal,  $m^3/d$ ;  $Q=(Q_o+Q_e)/2$



La constante ( $K_T$ ) para temperaturas entre 0 y 1 °C se determina por interpolación ( $K_T=0,0389$  a 1 °C).

Cuando se diseña el humedal para la remoción conjunta de amoníaco, la ecuación (12.5) se usa para determinar el área requerida para la remoción de DBO y la ecuación (12.8) se usa para la remoción de amoníaco. El área a usar para el diseño será la mayor de las dos y no la suma.

En muchas situaciones cuando prevalecen límites muy severos de amoníaco, la ecuación (12.9) requerirá un área mayor que en el caso de la (12.5); en este caso la remoción esperada de DBO debería ser calculada para reflejar el efecto de este aumento en el área final del sistema (Crites et al., 2006)

La ecuación (12.8) requiere por lo general un TRH de entre 7 y 12 días para alcanzar unos límites estrictos en la salida de amoníaco en condiciones de verano e incluso mayores para las bajas temperaturas de invierno (Lara, 1999)

### Desnitrificación

La ecuación anterior tenía en cuenta solamente la conversión de amoníaco en nitrato, y servía para calcular el área requerida para un determinado nivel de conversión. En la actualidad la remoción de nitrógeno es un requerimiento de proyecto, por tanto, es necesario considerar los requerimientos para la desnitrificación y el tamaño del humedal acorde con ellos.

En general, mucha de la producción de nitrato de un HHAA FS puede desnitrificarse y ser removida dentro del área prevista para la nitrificación sin necesidad de proporcionar ninguna fuente de carbono adicional.

El modelo de diseño propuesto por Reed para estimar la remoción de nitratos vía desnitrificación corresponde a las ecuaciones (12.10) y (12.11) (Reed et al, 1995).

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T t} \quad (12.10)$$

$$A_S = LW = \frac{Q * \ln (C_o/C_e)}{K_T y n} \quad (12.11)$$

Ecuación 12.11. Área Superficial HHAA FS en el modelo desnitrificación de Reed.

Donde:

- $A_S$  = Área superficial del humedal, m<sup>2</sup>
- $C_e$  = Concentración de nitratos en el efluente, mg/l
- $C_o$  = Concentración de nitratos en el afluente, mg/l
- $K_T$  = Constante dependiente de la temperatura, d<sup>-1</sup>
  - = 0 d<sup>-1</sup> (0°C)
  - = 1,00(1,15)<sup>(T-20)</sup>, d<sup>-1</sup> (+1° C)
- $n$  = Porosidad del humedal, 0,65-0,75
- $t$  = Tiempo de retención hidráulico, d.
- $y$  = Profundidad del agua en el humedal, m
- $Q$  = Caudal medio a través del humedal, m<sup>3</sup>/d



La concentración de nitratos en el afluente ( $C_o$ ) usada en las ecuaciones (12.10) y (12.11) es la diferencia entre las concentraciones de entrada y salida determinadas con la ecuación (12.8). Como la ecuación (12.8) determina el amoníaco que queda en el sistema después de la nitrificación en el humedal, sería conservador asumir que la diferencia ( $C_o - C_e$ ) está disponible como nitrato.

La constante de desnitrificación entre 0° C y un 1° C puede determinarse mediante interpolación ( $K_T = 0,023$  a 1 °C). Para efectos prácticos la desnitrificación es insignificante a estas temperaturas (Crites et al., 2006).

La ecuación (12.11) nos da el área superficial requerida para la desnitrificación. Esta área de desnitrificación no se adiciona a la calculada para nitrificar y que se determinó en la ecuación (12.9) y podría ser menor o igual a ésta, dependiendo de las concentraciones de nitratos a la entrada en el agua residual antes del tratamiento así como de la temperatura del agua.

### **Nitrógeno total**

Cuando la desnitrificación es requerida es porque se tiene un límite de descarga para el nitrógeno total (NT). El nitrógeno total en el efluente del sistema es la suma de los valores obtenidos en las ecuaciones (12.8) y (12.10). La determinación del área requerida para alcanzar el nivel específico de NT en el efluente es un proceso iterativo por medio de las ecuaciones (12.9) y (12.11) (Crites et al., 2006):

1. Se asume un valor para el amoníaco residual ( $C_e$ ) y se resuelve la ecuación (12.9) para obtener el área requerida para nitrificación, determinándose así el TRH para el sistema.
2. Tomar ( $C_o - C_e$ ) como el nitrato producido por la nitrificación y usar este valor como el del afluente en la ecuación (12.10). Determinar la concentración de nitratos en el efluente con la ecuación antes mencionada (12.10).
3. La concentración de nitrógeno total en el efluente es la suma de los valores de  $C_e$  obtenidos en las ecuaciones (12.8) y (12.10). En el caso de que no se haya alcanzado el valor adecuado de NT se debe hacer otra iteración.

### **12.2.4. Modelo de diseño para remoción de fósforo**

Basándose en el análisis de los datos de la *North American Data Base*, Reed propuso una constante de primer orden igual a 10 m/año para estimar la remoción de fósforo en un sistema de humedales artificiales. Los 10 m/año son equivalentes a un promedio diario de 2,74 cm/d que es lo que se usa en la ecuación (12.12) (Crites et al., 2006)

$$\frac{C_e}{C_o} = \exp\left(\frac{-K_P}{CH}\right) \quad (12.12)$$

Ecuación 12.12. Modelo de remoción de fósforo propuesto en Reed

Donde:

- $C_e$  = Concentración de fósforo en el efluente, mg/l
- $C_o$  = Concentración de fósforo en el afluente, mg/l



$K_p = 2,74 \text{ cm/d}$

CH = Carga hidráulica promedio anual, cm/d

$$A_s = \frac{(b)(Q) \ln (C_o/C_e)}{K_p} \quad (12.13)$$

Ecuación 12.13. Estimación Superficie para remoción de fósforo propuesta por Reed

$A_s$  = Área superficial del humedal,  $m^2$

b = factor de conversión 100cm/m

Q = Caudal promedio del humedal,  $m^3/d$

Aunque el modelo fue desarrollado en un principio a partir de datos de HHAA FS podría ser válido para predecir el promedio de fósforo removido por cualquiera de los dos sistemas, tanto de flujo superficial como subsuperficial, ya que depende del área superficial y no de las reacciones biológicas ocurridas en el área superficial específica del medio o detritus de plantas dentro de la zona del humedal (Lara, 1999).

### 12.2.5. Ejemplo de cálculo modelo Reed

Ejemplo 12.2:

- Caudal  $Q=1000 \text{ m}^3/d$ ;
- Medio: grava media de 25mm;  $n=0,38$ ;  $k_s=25000 \text{ m}^3/m^2d$ ;
- Vegetación: Carrizos
- Profundidad del HA FSS=0,6 m
- Profundidad del HA FS = 0,45 m
- "Porosidad" del HA FS= 0,65
- Temperatura del agua =10 °C
- Considerando efluente secundario

Contaminante	Concentración Afluyente (mg/l)	Concentración Efluente (mg/l)
<b>DBO</b>	120	20
<b>SST</b>	120	25
<b>NT</b>	25	10
<b>NH<sub>4</sub></b>	10	5
<b>NO<sub>3</sub></b>	10	5
<b>PT</b>	10	2

*Tabla 12.2. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej.12.2 (elaboración propia)*

Solución Ejemplo 12.2:

#### Estimación área de humedal necesaria para la remoción de la DBO

Aplicando la expresión (12.5) y sabiendo:

$$K_T = K_{20} (1,06)^{(T-20)} = 0,678 (1,06)^{(10-20)} = 0,37859 \text{ d}^{-1} ; n = 0,65 ; y=0,45 \text{ m}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{1000(\ln 120 - \ln 20)}{0,37859 * 0,45 * 0,65} = 16180 \text{ m}^2$$



### Estimación área para la remoción amonio.

Aplicando (12.9) y sabiendo que:

$$K_T = 0,2187(1,1048)^{(T-20)} = 0,2187(1,1048)^{(10-20)} = 0,08919; n = 0,65; y = 0,45 \text{ m}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{1000(\ln 10 - \ln 5)}{0,08919 * 0,45 * 0,65} = 26570 \text{ m}^2$$

### Estimación área para la remoción nitratos.

Aplicando (12.11) y sabiendo que:

$$K_T = 1,00(1,15)^{(T-20)} = 1,00(1,15)^{(10-20)} = 0,24718; n = 0,65; y = 0,45 \text{ m}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{1000(\ln 10 - \ln 5)}{0,24718 * 0,45 * 0,65} = 9587 \text{ m}^2$$

### Estimación remoción NT

Se asume un valor para el amoniaco residual  $C_e = 5 \text{ mg/l}$  y se resuelve la ecuación (12.8), determinándose así el TRH para el sistema.

$$5/10 = e^{-0,08919 * t}. \text{ Despejando } t = 7,77 \text{ d}$$

Tomamos  $(C_o - C_e) = 5 \text{ mg/l}$  como el nitrato producido por la nitrificación y usamos este valor como el del afluente en la ecuación (12.10). Determinamos la concentración de nitratos en el efluente con la ecuación antes mencionada (12.10)

$$C_e/5 = e^{-0,24718 * 7,77}. \text{ Despejando } C_e = 0,73 \text{ mg/l}$$

La concentración de nitrógeno total en el efluente es la suma de los valores de  $C_e$  obtenidos en las ecuaciones (12.8) y (12.10). Por tanto  $NT = 5 + 0,73 = 5,73 \text{ mg/l} < 10 \text{ mg/l}$  consiguiéndose la eliminación requerida.

### Estimación área remoción fosforo

Aplicando la ecuación (12.13) tenemos:

$$A_s = \frac{100 * 1000 * \ln(10/2)}{2,74} = 58739 \text{ m}^2$$

### Estimación de la remoción SST (no es un factor limitante en el diseño).

Aplicando (12.6) y (12.7) tenemos:

$$CHS = 100 * Q/A_s = 100 * 1000/26570 = 3,76 \text{ cm/d}$$

$$C_e = C_o * (0,1139 + 0,00213 * CHS) = 120 * (0,1139 + 0,00213 * 3,76) = 14,63 \text{ mg/l.}$$

Inferior a 25 mg/l.

Por tanto con el área  $A_s = 26570 \text{ m}^2$  se consigue el nivel de eliminación requerido para la DBO, SST,  $\text{NH}_4$ ,  $\text{NO}_3$  y NT. En general se puede decir que se requiere un área realmente grande para alcanzar los niveles de fósforo en el efluente final.

En muchos casos no es una solución efectiva desde el punto de vista económico considerar la remoción de fósforo con estas tecnologías; en estos casos el humedal debe diseñarse para la eliminación de nitrógeno y el diseño incorpora un tratamiento alternativo para la eliminación de fósforo, tal y como ha quedado reflejo en este ejemplo.



### 12.3. MODELO PROPUESTO EN WEF MOP FD-16

#### 12.3.1. Modelo de diseño para la remoción de nitrógeno

##### Nitrificación

Las ecuaciones (12.14) y (12.15) aparecen en el Water Pollution Control Federation (WEF) Manual of Practice FD-16 (Reed, 1990).

$$\ln(C_e) = 0,688 \ln(C_o) + 0,655 \ln(CH) - 1,107 \quad (12.14)$$

Ecuación 12.14. Remoción de amoníaco según modelo WEF MOP FD-16

Donde:

CH = Carga hidráulica del humedal, cm/día

C<sub>o</sub> = Concentración de amoníaco en el afluente, mg/l

C<sub>e</sub> = Concentración de amoníaco en el efluente, mg/l

$$A_s = \frac{100 Q}{\exp[1,527 \ln(C_e) - 1,050 \ln(C_o) + 1,69]} \quad (12.15)$$

Ecuación 12.15. Área humedal necesaria remoción amoníaco según modelo WEF MOP FD-16

La ecuación (12.16) fue desarrollada por Hammer y Knight con un análisis de regresión de los datos de 17 HHAA FS (Lara, 1999).

$$C_e = \frac{(18,31)(C_o)(Q)}{A_s} - 0,16063 \quad (12.16)$$

Ecuación 12.16. Remoción amoníaco según modelo Hammer y Knight

Donde:

A<sub>s</sub> = Área superficial del humedal, m<sup>2</sup>

Q = Caudal de diseño, m<sup>3</sup>/d

C<sub>o</sub> = Concentración amoníaco en el afluente, mg/l

C<sub>e</sub> = Concentración de amoníaco en el efluente, mg/l

Los ajustes por temperatura no son posibles ni con la ecuación (12.14) ni con la (12.16), y además, no tienen en cuenta la profundidad del humedal ni el TRH del mismo. Pueden usarse como un chequeo independiente de los resultados obtenidos con el método sugerido por las ecuaciones (12.8) y (12.9) y para climas cálidos solamente. Las ecuaciones (12.8) y (12.16) predicen aproximadamente las mismas concentraciones en el efluente para condiciones de verano y con una profundidad del agua de 0,3 m en HHAAFS (Lara, 1999).

##### Nitrógeno Total

El WEF MOP FD-16 contiene también un modelo para la remoción de nitrógeno total:

$$C_e = 0,193(C_o) + 1,55 \ln(CH) - 1,75 \quad (12.17)$$

Ecuación 12.17. Remoción NT en el modelo WEF MOP FD-16

Donde:

CH = Carga hidráulica del humedal, cm/día

C<sub>o</sub> = Concentración de NT en el afluente, mg/l

C<sub>e</sub> = Concentración de NT en el efluente, mg/l



$$A_s = \frac{100 Q}{[0,645(C_e) - 0,125(C_0) + 1,129]} \quad (12.18)$$

Ecuación 12.18. Área de humedal necesaria remoción NT según modelo WEF MOP FD-16

Donde:

$A_s$  =Área superficial del humedal, m<sup>2</sup>

Q =Caudal de diseño, m<sup>3</sup>/d

La ecuación (12.17) puede ser usada como un chequeo de los datos obtenidos con el procedimiento propuesto por Reed para el NT para condiciones climas cálidos. Con ellas no es posible un ajuste por temperatura y tampoco reconocen el efecto de la profundidad ni del TRH del humedal, por eso su uso no se recomienda para el diseño

La ecuación (12.17) y la suma de las ecuaciones (12.8) y (12.10) dan como resultado datos similares de NT en el efluente para climas cálidos y profundidades del agua de 0,3 m (Reed, 1990).

### 12.3.2. Ejemplo remoción nitrógeno modelo WEF MOP FD-16

Ejemplo 12.3:

Utilizaremos como datos de concentraciones los de los ejemplos anteriores.

El área necesaria para la remoción de amoniacaco será aplicando (12.15):

$$A_s = \frac{100 * 1000}{\exp[1,527 \ln 5 - 1,050 \ln 10 + 1,69]} = 17730 \text{ m}^2$$

El área necesaria para la remoción de NT será aplicando (12.18):

$$A_s = \frac{100 * 1000}{[0,645 * 10 - 0,125 * 25 + 1,129]} = 22452 \text{ m}^2$$

### 12.4. MODELO DE KADLEC AND KNIGHT (1996)

Este método basado en la carga superficial, se desarrolló en 1996 y considera que en los Humedales Artificiales la proliferación de microorganismos da lugar a la producción de nueva materia orgánica, parte de la cual quedará retenida en el propio humedal, mientras que el resto saldrá del sistema, empeorando la calidad final de los efluentes.

Existirán, por tanto para cada parámetro, unas concentraciones umbral mínimas por debajo de las cuales no es posible mejorar la calidad de las aguas depuradas (C\*). Dichas concentraciones umbral se encuentran dentro de los intervalos recogidos en la Tabla 12.3 (Kadlec et al., 2000).

Parámetros	Concentraciones Umbral (mg/l)
Sólidos en Suspensión	1-6
DBO <sub>5</sub>	1-10
Nitrógeno amoniacal	<0,5
Nitrógeno Nítrico	<0,1
Fósforo total	<0,1

*Tabla 12.3. Valores umbrales para los distintos contaminantes  
(adaptada de Kadlec et al., 2000)*



La expresión que define este modelo es la siguiente (Kadlec et al., 2000):

$$\frac{C_e - C^*}{C_o - C^*} = \exp\left(\frac{-K_T}{HLR_A}\right) \quad (12.19)$$

Ecuación 12.19. Modelo de remoción de contaminantes propuesto en Kadlec and Knight

Y la superficie necesaria para la remoción de los contaminantes viene dada por la ecuación (12.20):

$$A_s = \frac{365 * Q}{K_T} * \ln\left(\frac{C_o - C^*}{C_e - C^*}\right) \quad (12.20)$$

Ecuación 12.20. Superficie necesaria remoción contaminante modelo Kadlec and Knight.

Donde:

$C_e$  = Concentración en el efluente, mg/l

$C_o$  = Concentración en el afluente, mg/l

$C^*$  = Concentración de fondo, mg/l

$K_T$  = Constante de primer orden dependiente de la temperatura, m/año

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)}$$

$Q$  = Caudal promedio en el sistema, m<sup>3</sup>/d

$HLR_A$  = Carga hidráulica nominal, m/año

Los valores de los parámetros de esta ecuación se recogen en la Tabla 12.4.

HUMEDALES DE FLUJO SUPERFICIAL							
	SS	DBO <sub>5</sub>	N <sub>ORG</sub>	N-NH <sub>4</sub>	N-NO <sub>3</sub>	Nt	Pt
<b>K<sub>20</sub> (m/año)</b>	1000	34	17	18	35	22	12
<b>θ</b>	1,065	1	1,05	1,04	1,09	1,05	1
<b>C* (mg/l)</b>	5,1+0,16 C <sub>o</sub>	3,5+0,053 C <sub>o</sub>	1,5	0	0	1,5	0,02

Tabla 12.4. Valores de  $K_{20}$ ,  $\theta$ ,  $C^*$  para los distintos contaminantes en HHAA FS (adaptado de Pidre, 2010)

El empleo del método de Kadlec y Knight da lugar a mayores necesidades de superficie para la implantación de los Humedales Artificiales que en el modelo volumétrico propuesto por Reed antes analizado, como consecuencia de la introducción de las concentraciones mínimas umbral, esto se aprecia en el siguiente ejemplo. También destacar el hecho de que en este modelo la temperatura no influye en la eliminación de la materia orgánica ( $\theta=1$ ).

#### 12.4.1. Ejemplo de cálculo modelo Kadlec and Knight

Ejemplo 12.4:

- Caudal  $Q=1000$  m<sup>3</sup>/d;
- Medio: grava media de 25mm;  $n=0,38$ ;  $k_s=25000$  m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>d;
- Vegetación: Carrizos
- Profundidad del HA FSS=0,6 m
- Profundidad del HA FS = 0,45 m
- "Porosidad" del HA FS= 0,65
- Temperatura del agua =10 °C
- Considerando efluente secundario



Contaminante	Concentración Afluyente (mg/l)	Concentración Efluyente (mg/l)
DBO	120	20
SST	120	25
NT	25	10
NH <sub>4</sub>	10	5
NO <sub>3</sub>	10	5
PT	10	2

Tabla 12.5. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej. 12.4. (elaboración propia)

Solución ejemplo 12.4:

Estimación área de humedal necesaria para la remoción de la DBO

Aplicando la expresión (12.20) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 34(1)^{(10-20)} = 34 \text{ m/año}$$

$$C^* = 3,5 + 0,053 * 120 = 9,86 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{34} * \ln\left(\frac{120 - 9,86}{20 - 9,86}\right) = 25606 \text{ m}^2$$

Estimación área para la remoción amonio

Aplicando la expresión (12.20) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 18(1,04)^{(10-20)} = 12,16 \text{ m/año}$$

$$C^* = 0 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{12,16} * \ln\left(\frac{10 - 0}{5 - 0}\right) = 20805 \text{ m}^2$$

Estimación área para la remoción nitratos

Aplicando la expresión (12.20) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 35(1,09)^{(10-20)} = 14,78 \text{ m/año}$$

$$C^* = 0 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{14,78} * \ln\left(\frac{10 - 0}{5 - 0}\right) = 17118 \text{ m}^2$$

Estimación remoción NT

Aplicando la expresión (12.20) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 22(1,05)^{(10-20)} = 13,51 \text{ m/año}$$

$$C^* = 1,5 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{13,51} * \ln\left(\frac{25 - 1,5}{10 - 1,5}\right) = 27475 \text{ m}^2$$

Estimación área remoción fosforo

Aplicando la expresión (12.20) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 12(1,0)^{(10-20)} = 12 \text{ m/año}$$

$$C^* = 0,02 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{12} * \ln\left(\frac{10 - 0,02}{2 - 0,02}\right) = 49199 \text{ m}^2$$



Estimación de la remoción SST (no es un factor limitante en el diseño).

Aplicando la expresión (12.20) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 1000(1,065)^{(10-20)} = 532,73 \text{ m/año}$$

$$C^* = 5,1 + 0,16 * 120 = 24,3 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{532,73} * \ln\left(\frac{120 - 24,3}{25 - 24,3}\right) = 3369 \text{ m}^2$$

Por tanto con el área **A<sub>s</sub>=27475 m<sup>2</sup>** se consigue el nivel de eliminación requerido para la DBO, SST, NH<sub>4</sub>, NO<sub>3</sub> y NT, siendo el área requerida para todos ellos mayor que la dada por el modelo de Reed.

Igualmente se corrobora que se requiere un área realmente grande para alcanzar los niveles de fósforo en el efluente final (casi el doble 49199 m<sup>2</sup>). Por tanto en muchos casos no es una solución efectiva desde el punto de vista económico considerar la remoción de fósforo con estas tecnologías, debiéndose buscar un método alternativo.

## 12.5. MODELO PROPUESTO EN EPA 2000

En este documento se analizan los procesos de eliminación de los contaminantes en los HHAA FS, y se asume que los mecanismos de eliminación tanto de DBO como de patógenos son muy parecidos a los que se dan en el sistema de lagunaje, proponiendo las siguientes ecuaciones.

### 12.5.1. Modelo de diseño para la remoción de DBO

Para la remoción de la DBO en la zonas de aguas abiertas del humedal propone una ecuación semejante a la propuesta en Crites and Tchobanoglous, 1998.

$$\frac{C_e}{C_o} = \frac{1}{(1 + t * K_B)^N} \quad (12.21)$$

Ecuación 12.21. Modelo remoción de DBO expuesto EPA, 2000

Donde:

C<sub>e</sub> = Concentración de DBO en el efluente, mg/l

C<sub>o</sub> = Concentración de DBO en el afluente, mg/l

N = Número de humedales en serie

t = Tiempo de residencia hidráulico teórico, d

K<sub>B</sub> = Constante de la velocidad de remoción específica de DBO, d<sup>-1</sup>

$$K_B = 0,15(1,04)^{T-20}$$

T = Temperatura (°C)

### 12.5.2. Modelo de diseño para la remoción de coliformes fecales

Para la remoción de coliformes fecales propone la siguiente ecuación, basada en la ecuación propuesta por Marais y Shaw (1961):

$$\frac{C_e}{C_o} = \frac{1}{(1 + t * K_p)^N} \quad (12.22)$$

Ecuación 12.22. Modelo remoción de coliformes fecales expuesto EPA, 2000



Donde:

$C_e$  = Concentración de coliformes fecales en el efluente, UFC/100ml

$C_o$  = Concentración de coliformes fecales en el afluente, UFC/100ml

$N$  = Número de humedales en serie

$t$  = Tiempo de residencia hidráulico teórico, d

$K_p$  = Constante de velocidad de remoción específica de coliformes fecales,  $d^{-1}$

$$K_p = 2,6 (1,19)^{T-20}$$

$T$  = Temperatura ( $^{\circ}C$ )

### 12.5.3. Ejemplo de cálculo modelo EPA 2000

#### Ejemplo 12.5

- Caudal  $Q=1000 \text{ m}^3/\text{d}$ ;
- Medio: grava media de 25mm;  $n=0,38$ ;  $k_s=25000 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$ ;
- Vegetación: Carrizos
- Profundidad del HA FSS=0,6 m
- Profundidad del HA FS = 0,45 m;
- "Porosidad" del HA FS,  $n= 0,65$
- Temperatura del agua =10  $^{\circ}C$
- Considerando efluente secundario

Solución ejemplo 12.5.

Sabiendo que para la DBO se requiere  $C_e=20 \text{ mg/l}$ . Tomando por ejemplo  $N=2$  y despejando de la ecuación (12.21), el valor de tiempo de retención hidráulico  $t$  tenemos:

$$K_B=0,15(1,04)^{10-20}=0,10133$$

$$\frac{20}{120} = \frac{1}{(1 + t * 0,10133)^2}; \quad t = 14,32 \text{ d}$$

Por lo tanto, relacionando  $t$  con el área del humedal  $A_s$ , mediante la siguiente expresión tenemos una superficie necesaria de:

$$A_s = \frac{Q * t}{y * n} = \frac{1000 * 14,32}{0,45 * 0,65} = 48957 \text{ m}^2 \text{ (superior a los modelos anteriores)}$$

Suponiendo por ejemplo una  $C_o=70000 \text{ UFC}/100 \text{ ml}$ , podemos hallar para este humedal cual será la concentración de coliformes en el efluente  $C_e$ , despejándola de la ecuación (12.22):

$$K_p=2,6 (1,19)^{10-20}=0,45657$$
$$\frac{C_e}{70000} = \frac{1}{(1 + 14,32 * 0,45657)^2};$$

Despejando  $C_e=1232 \text{ UFC}/100 \text{ ml}$ , lo que supone un % de remoción de patógenos 98,2 %



## 12.6. DISEÑO DE HUMEDALES DE MACRÓFITAS EN FLOTACIÓN

El uso de macrófitas flotantes, históricamente ha sido desarrollado bajo diversos sistemas de tratamiento. Básicamente la literatura existente hace referencia por una parte a humedales con plantas flotantes y por otra a humedales con macrófitas emergentes en flotación.

### 12.6.1. Sistemas con especies flotantes

Consiste en estanques con profundidad variable entre 0,4 a 1,5 m, donde las macrófitas se desarrollan naturalmente. Entre las especies más empleadas se encuentran el jacinto de agua (*Eicchornia crassipes*) y la lenteja de agua (*Lemna spp.*) Estos sistemas son semejantes a las lagunas de estabilización, pero con la gran diferencia de la presencia de macrófitas en lugar de algas, además de las profundidades someras (Fernández, 2001).

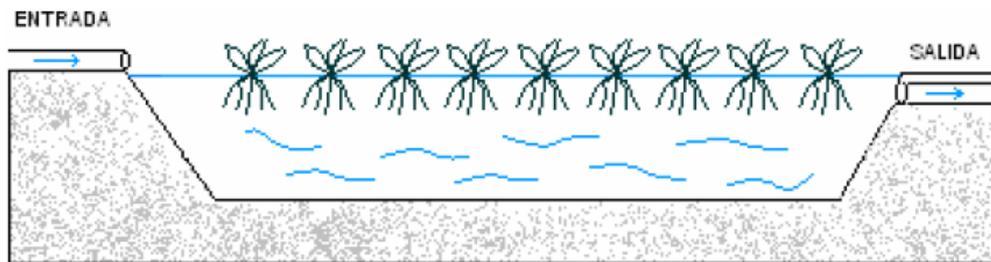


Figura 12.3. Esquema de sistemas con especies flotantes  
(adaptado de Martelo y Lara Borrero, 2012)

La EPA desarrolló un procedimiento para el diseño de sistemas con especies flotantes para el caso específico del jacinto de agua, dado que esta macrófita representa la mayoría de los sistemas con especies flotantes que han sido construidos, debido a su alta capacidad de asimilación y su alta proliferación.

En primera instancia, la EPA (EPA, 1988) clasifica los sistemas de acuerdo con el contenido de oxígeno disuelto y el método de aireación empleado, teniendo así: sistemas aerobios con jacintos sin aireación suplementaria, en los cuales se lleva a cabo tratamiento secundario y remoción de nutrientes, dependiendo de la carga orgánica; sistemas aerobios con jacintos con aireación suplementaria, lo que provee la ventaja de tolerar altas cargas orgánicas, y los requerimientos de área son menores; y por último, los sistemas con jacintos que operan bajo altas cargas orgánicas, con el propósito de lograr tratamientos secundarios.

Este último sistema, así como el primero, tienen las desventajas de generación de olores y mosquitos. El parámetro determinante en el diseño y operación de estos sistemas es sin duda la carga orgánica.

Los criterios de diseño para los tres sistemas están dispuestos en la Tabla 12.6. Otros valores de diseño son indicados de acuerdo con estudios hechos en la India expuestos en la Tabla 12.7. (Martelo, J. y Lara Borrero 2012).



Criterio	Tipo de sistema		
	Aerobio sin aireación	Aerobio sin aireación	Aerobio con aireación
Tipo de afluente	Primario	Secundario	Primario
DBO afluente, mg/L	130-180	30	130-180
Carga orgánica, kg DBO/ha.d	40-80	10-40	150-300
Efluente esperado, mg/L			
DBO <sub>5</sub>	<30	<10	<15
SS	<30	<10	<15
NT	<15	<5	<15
Profundidad, m	0,5-0,8	0,6-0,9	0,9-1,4
Tiempo de retención, d	10-36	6-18	4-8
Carga hidráulica, m <sup>3</sup> /ha.d	>200	<800	550-1000
Frecuencia de cosecha	Anual	2 veces por mes	Mensual

Tabla 12.6. Criterios de diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales domésticas con jacintos. (adaptado de EPA, 1988)

Criterio	Valor de diseño	Calidad esperada
Carga orgánica, kg DBO/ha.d	≤ 220	DBO<30 mg/L
Tiempo de retención, d	10	SST<30 mg/L
Carga hidráulica, m <sup>3</sup> /ha.d	1000	
Área de lagunas individuales, ha	0,4	
Profundidad, m	≤ 1,5	
Relación longitud/ancho	>3:1	
Temperatura del agua, °C	>10	

Tabla 12.7 Criterios de diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales crudas con jacintos. (adaptado de Martelo, J. y Lara Borrero, 2012)

## 12.6.2 Sistemas con macrófitas emergentes en flotación

En este tipo de sistemas se emplean macrófitas emergentes, que a través de mecanismos diversos se hacen flotar. De estos sistemas el más destacado es el recientemente desarrollado “Filtros de Macrófitas en Flotación” FMF. También son destacados los “Floating Treatment Wetlands Planted with Emergent Macrophytes” (FTWs) o humedales de tratamiento flotante con macrófitas emergentes, cuyas características se evidenciarán más adelante (Tanner y Headley, 2011)

### 12.6.2.1 Filtros de Macrófitas en Flotación FMF

Debido al problema que experimentan algunos sistemas a raíz de la colmatación, el Grupo de Agroenergética del Departamento de Producción Vegetal, Botánica, de la E.T.S. de Ingenieros Agrónomos de la Universidad Politécnica de Madrid, desarrolló este modelo. Su implementación se ha extendido hasta África, Estados Unidos y varios países de Europa (Fernández, 2001).

Este sistema combina las ventajas de los humedales de flujo libre superficial y de los sistemas acuáticos. Su principal particularidad es el manejo de macrófitas emergentes como macrófitas flotantes, las cuales están soportadas en una estructura flotante que permite el entrelazado de sus raíces y órganos sumergidos, formando un tapiz filtrante que está permanentemente bañado por el agua residual.



Los mecanismos de remoción brindados por la vegetación son más eficientes, conservando procesos similares que se dan en un HHAA FS; el flujo de agua ocurre superficialmente en estanques debidamente aislados (Martelo, J. y Lara Borrero, 2012). Véase Figura 12.4.

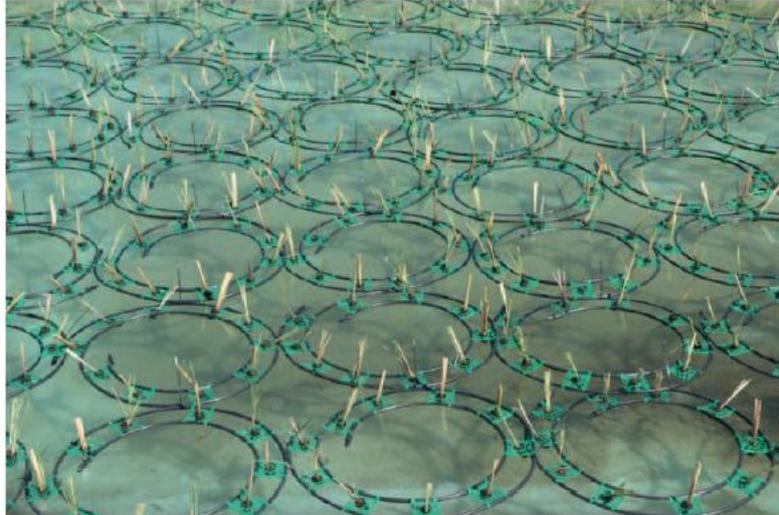


Figura 12.4. Sistema FMF. (Martelo, J. y Lara Borrero, 2012)

### 12.6.2.2. Humedales de tratamiento flotante con macrófitas emergentes FTW's.

Estos sistemas similares a los FMF, manejan macrófitas emergentes flotando en la superficie del estanque, a través de una estructura flotante (Figura 12.5). La diferencia fundamental entre los dos sistemas, consiste en el montaje de las macrófitas, que tienen lugar en estructuras diferentes (Martelo, J. y Lara Borrero, 2012).

Las principales aplicaciones reportadas de estos sistemas han sido para el tratamiento de aguas pluviales, aguas residuales, aguas provenientes de sistemas combinados (aguas residuales - pluviales), y efluentes de industria minera, avícola, y porcina.

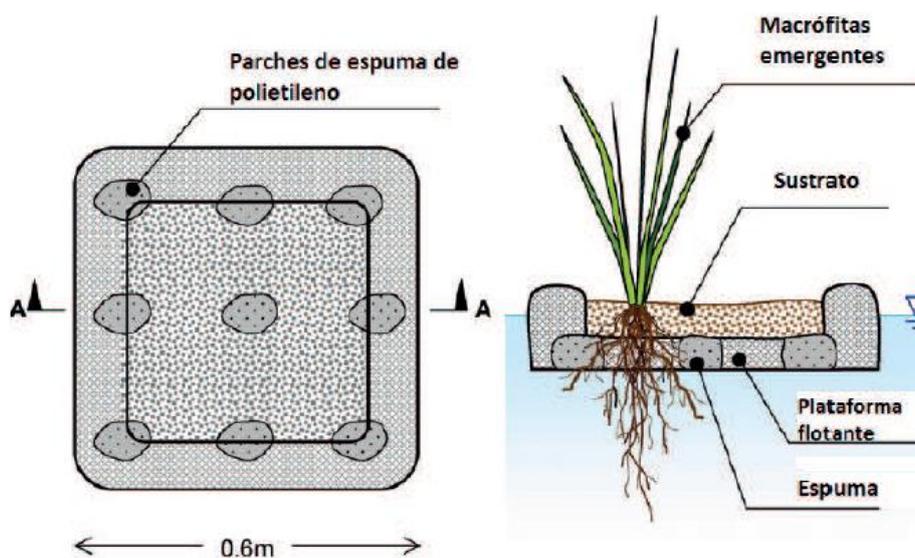


Figura 12.5. Estructura de un FTW experimental. (Martelo, J. y Lara Borrero, 2012)



A continuación se indica un modelo de diseño de para este tipo de humedales (FTW) basado en una cinética de primer orden y otro en un modelo P-k-C\*

**12.6.2.2.1. Modelo de primer orden para Humedales de tratamiento con macrófitas emergentes FTW's.**

El modelo de cinética de primer orden para humedales FTW se define por la ecuación 12.23. La velocidad de reacción ( $k_{i-FTW}$ ) equivale a una tasa volumétrica 1<sup>er</sup> orden general e incluye dos términos: cuerpo de agua y las reacciones que ocurren en el FTW. Los procesos aplicados a la masa de agua son la sedimentación, la asimilación de algas / bacteriana, y la adsorción del lodo del fondo que se combinan en una velocidad de reacción de masa de agua ( $k_w$ ) por simplicidad (Chih-Yu Wang, 2013)

El mecanismo de eliminación de nutrientes FTW, incluye las actividades de captación de plantas y microorganismos, se agrupan en una velocidad de absorción aparente FTW ( $v_f$ ) (Headley y Tanner, 2011).

Debido a que la presencia de FTW en un cuerpo de agua es similar a una superficie de interfase agua-sedimento, la eliminación de contaminantes en el humedal FTW se formula como un flujo a través de la superficie FTW ( $A_f$ ) similar a un proceso de sedimentación. El término de reacción FTW se completa con el término  $v_f \times A_f / V$ .

$$C_{t,i-FTW} = C_0 e^{-(k_{i-FTW})t} = C_0 e^{-(k_w + v_f \frac{A_f}{V})t} = C_0 e^{-(k_w + v_f \frac{Y}{H})t} \quad (12.23)$$

Ecuación 12.23. Modelo de primer orden para sistemas de FTW

Donde:

- $A_f$  = Área superficial del FTW ( $m^2$ )
- $C_t$  = Concentración en el tiempo = t (mg / L)
- $C_0$  = Concentración en el tiempo = 0 (mg / L)
- H = Profundidad media del agua (m)
- $k_{i-FTW}$  = Velocidad de reacción de primer orden del sistema i-FTW ( $día^{-1}$ )
- $k_w$  = Velocidad de reacción orden 1 de la masa de agua aplicada ( $día^{-1}$ )
- Índice de superficie= Área del FTW /Área masa de agua = r cobertura FTW
- t = tiempo de reacción (día)
- V = Volumen de la masa de agua ( $m^3$ )
- $v_f$  = Velocidad absorción aparente del FTW (m / día).

**12.6.2.2.2. Modelo P-k-C\* en Humedales de tratamiento con macrófitas emergentes FTW's.**

El modelo P-k-C\* se ha utilizado junto con dos parámetros como son la eficiencia de eliminación RE (%) y la tasa de eliminación RR ( $mg / m^2 / día$ ) para predecir y evaluar el rendimiento de estos sistemas (Chih-Yu Wang, 2013)

Las ecuaciones que define este modelo se exponen a continuación:

$$k_a = \left( \frac{P}{\sqrt{\frac{C_0 - C^*}{C_{t,i-FTW} - C^*} - 1}} \right) * P_q \quad (12.24)$$

Ecuación 12.24. Modelo P-K-C\* para sistemas de FTW



$$RE = \frac{C_o - C_{t,i-FTW}}{C_o} * 100 \quad (12.25)$$

Ecuación 12.25. Eficiencia de eliminación para sistemas de FTW

$$RR = \frac{(C_o - C_{t,i-FTW}) * V}{A_f * t} * 100 \quad (12.26)$$

Ecuación 12.26. Tasa de eliminación para sistemas de FTW

Donde:

- C \* = concentración irreducible o de fondo (mg / L);
- K<sub>a</sub>= Velocidad final de reacción de primer orden del sistema i-FTW (m / día);
- P = número aparente de tanques en serie
- q = tasa de carga hidráulica = profundidad media del agua (H) / tiempo de reacción (t) (m / día).

Las concentraciones finales predichas por cada método se calculan en base a las ecuaciones 12.27 a 12.29.

$$C_{t,ij} = \frac{C_{o,j} - C^*}{\left(1 + \frac{k_{a,i}}{Pq_j}\right)^P} + C^* \quad (12.27)$$

Ecuación 12.27. Predicción concentración para sistemas de FTW en modelo P-k-C\*

$$C_{t,ij} = C_{o,j} \left(1 - \frac{RE_i}{100}\right) \quad (12.28)$$

Ecuación 12.28. Predicción concentración para sistemas de FTW en función de RE

$$C_{t,ij} = \text{MAX} \left( \frac{(C_{o,j} - V_j) - (RR_i * A_{f,j} * t_j)}{V_j}; 0 \right) \quad (12.29)$$

Ecuación 12.29. Predicción concentración para sistemas de FTW en función de RR

### 12.6.3. Ejemplo de cálculo de la superficie de humedal con macrófitas flotantes

Para el diseño de humedales artificiales con plantas flotantes, básicamente las ecuaciones de diseño mostradas en la bibliografía son parecidas que las expuestas en apartados anteriores para humedales de flujo superficial ya que se trata de un subtipo dentro de dicha tipología. No obstante se mostrará un ejemplo para este tipo de humedales debido a su expansión y desarrollo en los últimos años utilizando la especie *Eichhornia crassipes* en países de centro y Sudamérica para la depuración de pequeños caudales, analizando algunos aspectos específicos.

#### Ejemplo 12.6

Los datos de partida para el diseño serán:

Q=16 m<sup>3</sup>/día; Temperatura 30 °C

Contaminante	Concentración Afluyente (mg/l)	Concentración Efluyente (mg/l)
<b>DBO</b>	200	20
<b>SST</b>	170	35
<b>NTK</b>	100	20

Tabla 12.8. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej. 12.6 (elaboración propia)



### 12.6.3.1. Estimación del tiempo de retención con el modelo general de diseño

El modelo general de diseño corresponde a una ecuación cinética de primer orden en la que intervienen las concentraciones de afluente y efluente del contaminante en remoción, la constante de temperatura y el tiempo de retención.

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_t t} \quad (12.30)$$

Ecuación 12.30. Ecuación básica reactores flujo a pistón

Por lo tanto el tiempo de retención, despejando de 12.30 será:

$$t = \left[ \ln \frac{C_o}{C_e} \right] * \frac{1}{K_t}$$

$$K_t = K_{20}(1,06)^{(T-20)} \quad (12.31)$$

Ecuación 12.31. Coeficiente de temperatura.

Donde  $K_{20} = 1,839 \text{ d}^{-1}$  para aguas residuales municipales. Si suponemos una temperatura media de  $30 \text{ }^\circ\text{C}$ , tendremos  $K_t = 3,293 \text{ d}^{-1}$ , y un tiempo de retención t:

$$t = \left[ \ln \frac{200}{20} \right] * \frac{1}{3,293} = 0,699 \text{ d} = 16,8 \text{ h}$$

### 12.6.3.2. Determinación del área necesaria para la remoción de DBO, Nitrógeno y Sólidos suspendidos

Es necesario hallar el área requerida para remover la materia orgánica representada principalmente por DBO, nitrógeno y fósforo, sin embargo la remoción de fósforo en este tipo de tratamientos naturales es mínima debido a las limitadas oportunidades de contacto del agua residual con el suelo por la impermeabilización del humedal; en contraste el humedal artificial ayuda a eliminar sólidos suspendidos entre el 50 y el 90%.

No es necesario calcular el área para contaminantes de tipo inorgánico (ej. metales pesados) porque el agua residual es de tipo doméstico y por lo tanto su composición representativa es materia orgánica.

Es importante determinar el área porque dependiendo del resultado que se obtenga para cada contaminante, se escogerá el mayor valor entre los tres (DBO, SST y N) y se constituirá en el área definitiva para el humedal artificial..

### 12.6.3.3. Cálculo de área para la remoción de DBO

Teniendo en cuenta que la *Eichhornia crassipes* se recolecta en periodo de maduración en el cual su longitud promedio de raíz es mayor y por lo tanto aumenta la absorción de nutrientes del agua residual.

La profundidad es determinada por la longitud promedio de raíces, cuyo valor es 30 cm y se asume 10 cm de borde libre, teniendo en cuenta el rango de profundidad establecido para humedales artificiales de tipo sistema con plantas flotantes de  $\leq 1,5$  m. Los valores de los parámetros serán  $n = 0.65$  (vegetación densa y madura);  $y = 0.4$  m.



Al sustituir todos los datos en la ecuación 9.10, se obtiene:

$$A_s = \frac{16 \cdot \ln(200/20)}{3,293 \cdot 0,4 \cdot 0,65} = 43 \text{ m}^2$$

#### 12.6.3.4. Cálculo para la remoción de Nitrógeno

La remoción total de Nitrógeno se puede estimar combinando la nitrificación de nitrógeno amoniacal y la desnitrificación de nitrato. Para verificar el cálculo de la remoción de nitrógeno total se usa la ecuación 12.32 (Romero, 2004), obtenida del estudio de humedales con plantas flotantes en condiciones semejantes a este ejemplo.

$$N_t = 0,193N_0 + 0,61 \ln(CH) - 1,765 \quad (12.32)$$

Ecuación 12.32. Remoción nitrógeno total en macrófitos en flotación

Donde:

$N_t$  = Concentración de NTK efluente (mg/L)

$N_0$  = Concentración de NTK afluente (mg/L)

CH = carga hidráulica (cm/d).

Al observar la ecuación 12.28 se aprecia una variable no conocida que es la carga hidráulica (CH), por lo tanto esta incógnita se despeja de la ecuación anterior y se obtiene con  $N_0=100$  mg/l y  $N_t=20$  mg/l, tenemos  $CH= 56,88$  cm/d= $0,5688$  m/d

Con el valor de la carga hidráulica, se calcula el área con la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Q}{CH} = \frac{16 \text{ m}^3/\text{día}}{0,5688} = 28,13 \text{ m}^2$$

#### 12.6.3.5. Cálculo para la remoción de Sólidos

La remoción de sólidos suspendidos es el resultado de las acciones físicas existentes dentro de él y puede calcularse con la ecuación 12.33. (Martelo y Lara Borrero, 2012).

$$C_e = C_o * (0,1139 + 3,3 * 10^{-4} * CH) \quad (12.33)$$

Ecuación 12.33. Cálculo de los SST en el efluente de Humedales macrófitos en Flotación

Donde:

$C_e$ : concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)

$C_o$ : concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l)

CH: carga hidráulica superficial (cm/d)

La remoción de sólidos suspendidos promedio de un humedal con plantas flotantes es del 80%, en nuestro caso, la concentración de  $C_e=35$  mg/l.

Despejando la carga hidráulica y reemplazando los valores para cada variable en la ecuación 12.33, se obtiene:

$$CH = \frac{\frac{C_e}{C_o} - 0,1139}{3,3 * 10^{-4}} = \frac{\frac{35}{170} - 0,1139}{3,3 * 10^{-4}} = 278,7 \text{ cm/d}$$

Con el valor de la carga hidráulica, se calcula el área con la siguiente ecuación:



$$A = \frac{Q}{CH} = \frac{16\text{m}^3/\text{día}}{2,787 \text{ m/d}} = 5,74\text{m}^2$$

Por tanto se aprecia que el área necesaria para alcanzar la eliminación de DBO es el mayor valor encontrado, es decir que el área del humedal artificial a escala real debe ser como mínimo de 43m<sup>2</sup>

### 12.7. OTROS MODELOS

Existen otros modelos cuyo enfoque global se basa en considerar que los procesos físicos y biológicos dominantes que determinan la calidad del efluente son distintos en cada zona del humedal y permiten al diseñador especificar los requisitos de áreas y la profundidad de los humedales para cada una de estas zonas específicas.

Esta metodología reconoce que mientras algunas de las transformaciones y mecanismos de eliminación se producen simultáneamente en todo el humedal, la mayoría se produce de manera secuencial.

El área total requerida para el tratamiento es entonces una suma de cada una de las zonas requeridas para alcanzar un objetivo específico en el efluente. Este enfoque permite al diseñador determinar secuencialmente el rango de las características de los efluentes que son alcanzables en una zona dada antes de entrar en un reactor posterior (EPA, 2000). Algunos ejemplos de estos modelos son:

- Modelo secuencial (Gearheart, 1999)

$$C_e = C_o * \exp(-K_{V1} * t) + C_1 * \exp(-K_{V2} * t) + C_D \quad (12.34)$$

Ecuación 12.34. Modelo secuencial de Gearheart

Donde:

$C_e$  = Concentración del efluente, g/m<sup>3</sup>

$C_o$  = Concentración del afluente, g/m<sup>3</sup>

$C_D$  = Concentración de DBO en fondos, debido a los residuos de las plantas, g/m<sup>3</sup>

$C_1$  = Concentración de DBO debido a la solubilización de SST y DBO residuo total (1 a 65 días), g/m<sup>3</sup>

$K_{V1}$  = Velocidad de remoción de DBO

$K_{V2}$  = Velocidad de remoción volumétrica de DBO disuelto dependiente de la temperatura.

$t$  = Tiempo de residencia hidráulico teórico, d

- Modelo de retraso (discutido en Crites y Tchobanoglus, 1998)

$$C_e = C_o * \exp\left(\frac{-K_{VT}}{1 + \alpha * t}\right) + C_D \quad (12.35)$$

Ecuación 12.35. Modelo de retraso para la remoción de contaminantes

Donde:

$C_e$  = Concentración del efluente, g/m<sup>3</sup>

$C_o$  = Concentración del afluente, g/m<sup>3</sup>



$C_D$  = Concentración de DBO en fondos, debido a los residuos de las plantas,  $g/m^3$

$K_{VT}$  = Constante de velocidad de reacción volumétrica de primer orden dependiente de la temperatura,  $d^{-1}$

$\alpha$  = Constante de retraso dependiente de la temperatura

$t$  = Tiempo de residencia hidráulico teórico,  $d$

### 13. MODELOS DE REMOCIÓN DE CONTAMINANTES EN LOS HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL

#### 13.1. MODELO PROPUESTO POR REED

Este modelo volumétrico fue sugerido por los expertos Reed SC, Crites RW y Middlebrooks en su obra "*Natural Systems for Waste Management and Treatment*" y considera a los humedales como reactores biológicos cuyo rendimiento se puede aproximar al descrito por la cinética de primer orden de un reactor de flujo a pistón (véase apartado 9.4)

##### 13.1.1. Modelo de diseño para la remoción de DBO

En esencia el modelo de remoción de la DBO descrito por estos autores para los HHAA FSS es similar al descrito por ellos para los HHAA FS.

Sin embargo el rendimiento puede ser mejor en los de flujo subsuperficial ya que tienen un área sumergida mucho mayor que incrementa el potencial de crecimiento de biomasa fija. Un metro cúbico de lecho de humedal que contiene grava de 25 mm puede tener al menos 146  $m^2$  de área superficial, además de toda la superficie de las raíces presentes. Un volumen comparable en un HHAA FS podría contener de 15 a 50  $m^2$  de área superficial disponible (Lara, 1999).

Las ecuaciones son similares a las de los HHAA FS:

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T t} \quad (13.1)$$

$$K_T = K_{20}(1,06)^{(T-20)} \quad (13.2)$$

Ecuación 13.2 coeficiente de temperatura.

El área superficial del humedal se determinará por la ecuación (13.3):

$$A_s = \frac{Q(\ln(C_o) - \ln(C_e))}{K_T(y)(n)} \quad (13.3)$$

Ecuación 13.3. Estimación Área Superficial HHAA FSS en modelo de Reed para remoción DBO

Donde:

$K_T$  = Constante de temperatura (Ecuación 13.2)

$y$  = Profundidad de diseño del sistema,  $m$

$n$  = porosidad del humedal

La única diferencia es la magnitud de la porosidad ( $n$ ) y de la constante de temperatura  $T_{20}$ .



Para HHAA FSS, la porosidad varía con el tipo de relleno usado, de acuerdo con la tabla 13.1 y puede ser medida por procedimientos ya estipulados. En cuanto a la constante de temperatura que se define en la ecuación (13.2), su valor para 20 °C de  $K_{20}=1,104 \text{ d}^{-1}$  (Crites et al., 2006).

Muchos HHAA FSS actualmente en operación en Estados Unidos tienen profundidades de 0,6 m. Unos pocos, en climas cálidos donde el riesgo de congelación no es significativo, funcionan con 0,3 m de profundidad.

Tipo de material	Tamaño efectivo $D_{10}$ , mm	Porosidad (n), %	Conductividad hidráulica, $k_s$ ( $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ )
Arena gruesa	2	28-32	100-1000
Arena gravosa	8	30-35	500-5000
Grava fina	16	35-38	1000-10000
Grava media	32	36-40	10000-50000
Roca gruesa	128	38-45	50000-250000

*Tabla 13.1. Características típicas de los medios (adaptado de Crites et al., 2006)*

Estas bajas profundidades aumentan el potencial de transferencia de oxígeno, pero hacen necesaria un área superficial mayor y se tiene el gran riesgo de la congelación en climas fríos. La profundidad de lecho de 0,6 m requiere una operación especial para inducir la penetración deseada de las raíces hasta el fondo. La contribución al tratamiento de la presencia de las raíces y rizomas en el lecho del humedal se muestra en la tabla 13.2 (Crites et al, 2006).

Condiciones del lecho*	Penetración de las raíces (cm)	Calidad del efluente (mg/l)		
		DBO	SST	$\text{NH}_3$
<b>Scirpus</b>	76	5,3	3,7	1,5
<b>Phragmites</b>	>60	22,3	7,9	5,4
<b>Typha</b>	30	30,4	5,5	17,7
<b>Sin vegetación</b>	0	36,4	5,6	22,1

\* $Q=3,04 \text{ m}^3/\text{d}$ ; TRH=6 d; dimensiones del lecho, L=18,5 m; W=3,5 m; y =0,76 m, el agua es agua residual primaria, DBO=118 mg/l; SST=57 mg/l;  $\text{NH}_3=25 \text{ mg/l}$

*Tabla 13.2. Comparación del rendimiento de los humedales de Santee (California, EE.UU) con y sin vegetación. (Adaptado de Crites et al, 2006)*

De esta tabla 13.2 se deduce que el rendimiento en la remoción de DBO, y nitrógeno amoniacal está directamente relacionado con la profundidad de penetración de las raíces. Esta profundidad de penetración se considera el límite potencial de máximo crecimiento, lo que sugiere que este debe tener el propósito de seleccionar como profundidad de diseño para los HHAA FSS, tal que esté algo más allá de la profundidad potencial de crecimiento de las raíces de la vegetación.

### 13.1.2. Modelo de diseño para la remoción de sólidos en suspensión totales

Al igual que para los HHAA FS, por medio de una regresión lineal de datos obtenidos en diversos humedales en los Estados Unidos se ha deducido una ecuación que pueden servir para estimar la concentración de SST a la salida del humedal. Estas ecuación solo sirven para realiza una estimación del orden de magnitud de descarga, pero no como un parámetro de diseño, ya que hemos visto que los SST no son un factor limitante de éste (Lara, 1999)



Para humedales artificiales de flujo subsuperficial propusieron la ecuación (13.4) (Reed et al., 1995):

$$C_e = C_0 * (0,1058 + 0,0014 * CHS) \quad (13.4)$$

Ecuación 13.4. Cálculo de los SST en el efluente de HHAA FSS

Donde:

- $C_e$ : concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)
- $C_0$ : concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l)
- CHS: carga hidráulica superficial (cm/d).

### 13.1.3. Modelo de diseño para la remoción de nitrógeno

Debido a que el nivel del agua se mantiene por debajo de la superficie del medio en los HHAA FSS, la reaireación atmosférica es probable que sea significativamente menor que la de los HHAA FS. Sin embargo, las raíces y rizomas de la vegetación son capaces de proporcionar micrositios aerobios en sus superficies, así que el agua residual que fluye a través del lecho tiene numerosas oportunidades de contacto con estos lugares aerobios dentro de un medio que por el contrario es anaerobio.

Como resultado, en el mismo reactor se tienen condiciones para hacer posible la nitrificación y la desnitrificación. Los dos tipos de reacciones biológicas, nitrificación y desnitrificación, son dependientes de la temperatura, y la velocidad de transferencia de oxígeno a las raíces de las plantas que puede variar con la estación (Lara, 1999).

#### Nitrificación

No existe un consenso sobre cuánto oxígeno es transferido a las raíces por cada tipo de vegetación, por lo tanto, no se sabe cuánto oxígeno está disponible en la superficie de las raíces para la actividad biológica. La nitrificación depende de la profundidad de penetración de las raíces presentes en el lecho de los HHAA FSS.

La ecuación (13.5) define esta relación (Crites et al., 2006):

$$K_{NH} = 0,01854 + 0,3922(r_z)^{2,6077} \quad (13.5)$$

Ecuación 13.5. Constante nitrificación HHAA FSS en el modelo nitrificación propuesto en Crites et al., 2006

Donde:

- $K_{NH}$  = Constante de nitrificación a 20°C,  $d^{-1}$
- $r_z$  = Porcentaje de la profundidad del lecho ocupado por la zona de las raíces, fracción decimal (0 a 1)

El valor de  $K_{NH}$  es 0,4107 con una zona de raíces totalmente desarrollada y 0,01854 si el lecho no tiene vegetación. Estos valores son concordantes con los resultados observados en muchos HHAA FSS evaluados por la EPA.

Este modelo toma la misma forma de la ecuación (13.6) con una constante a 20 °C de 0,107  $d^{-1}$  para un lecho de gravas en el que la zona de las raíces ocupa entre un 50 y un 60% de la profundidad del lecho (Crites et al., 2006).



Una vez definida la constante básica  $K_{NH}$  es posible determinar la remoción de amoníaco, vía nitrificación, en un HHAA FSS usando las expresiones (13.6) y (13.7):

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T t} \quad (13.6)$$

$$A_S = \frac{Q * \ln (C_o/C_e)}{K_T y n} \quad (13.7)$$

Ecuación 13.7. Área superficial en HHAA FSS en el modelo nitrificación propuesto por Reed

Donde:

- $A_S$  = Área superficial del humedal,  $m^2$
- $C_e$  = Concentración de amoníaco en el efluente, mg/l
- $C_o$  = Concentración de amoníaco en el afluente, mg/l
- $K_T$  = Constante dependiente de la temperatura,  $d^{-1}$
- $n$  = Porosidad del humedal, (tabla 13.1)
- $t$  = Tiempo de residencia hidráulica, d.
- $y$  = Profundidad del agua en el humedal, m
- $Q$  = Caudal medio a través del humedal,  $m^3/d$

La constante dependiente de la temperatura  $K_T$  es como sigue:

$$K_T = K_0 = 0, \text{ a } 0^\circ\text{C}$$

$$K_T = K_{10} (1,15)^{(T-10)} d^{-1}, \text{ de } 1-10^\circ\text{C} \quad (13.8)$$

$$K_T = K_{NH} (1,048)^{(T-20)} d^{-1}, \text{ + } 10^\circ\text{C}$$

Ecuación 13.8. Constante  $K_T$  en HHAA FSS en el modelo nitrificación propuesto por Reed

Para obtener los valores para temperaturas entre 0 y 1 °C se usará interpolación.

No es aceptable asumir que la zona de raíces ocupará automáticamente la totalidad del lecho, excepto si este es muy poco profundo (< 0,3 m), o si usa una grava muy pequeña (<20 mm). Profundidades del lecho  $\approx 0,6$  m requieren medidas especiales para inducir y mantener una penetración total. Si estas medidas no van a ser utilizadas es conservador asumir que la zona de las raíces no ocupará más del 50 % de la profundidad, a menos que las mediciones indiquen otra cosa. Esta recomendación está basada en la experiencia con numerosos sistemas en operación (Crites et al., 2006)

La ecuación (13.7) requerirá normalmente un TRH de entre 6 y 8 días para alcanzar límites exigentes en la remoción de amoníaco en condiciones de verano, con una zona de raíces completamente desarrollada e incluso un largo período de bajas temperaturas en invierno (Crites et al., 2006).

### Desnitrificación

Las ecuaciones (13.5) a (13.8) tienen en cuenta solamente la conversión de amoníaco a nitrato, y permiten calcular el área requerida para lograr la conversión deseada.



Cuando el proyecto requiere eliminación de nitrógeno, se hace necesario considerar los requerimientos para la desnitrificación y dimensionar el humedal teniéndolos en cuenta.

En general, mucha de la producción de nitrato de los HHAA FSS puede ser removida dentro del área prevista para la nitrificación y sin necesidad de proporcionar ninguna fuente de carbono adicional. Puede que los HHAA FS sean más efectivos en la remoción de nitratos que los HHAA FSS, ya que tienen mayor disponibilidad de carbono de los detritus de las plantas, por lo menos en los primeros años de operación (Lara, 1999).

Aunque los HHAA FSS tienen más área superficial para la actividad biológica, es posible que la limitación en la disponibilidad de carbono afecte a la desnitrificación y, por tanto la comparación de rendimientos.

El modelo propuesto por Reed para estimar la remoción de nitratos vía desnitrificación corresponde a las ecuaciones (13.9) y (13.10) (Crites et al., 2006).

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T t} \quad (13.9)$$

$$A_S = \frac{Q * \ln (C_o / C_e)}{K_T y n} \quad (13.10)$$

Ecuación 13.10. Área superficial en HHAA FSS en el modelo de desnitrificación propuesto desnitrificación (Crites et al., 2006)

Donde:

$A_S$  = Área superficial del humedal,  $m^2$

$C_e$  = Concentración de nitratos en el efluente, mg/l

$C_o$  = Concentración de nitratos en el afluente, mg/l

$K_T$  = Constante dependiente de la temperatura,  $d^{-1}$   
=  $0 d^{-1}$  ( $0^\circ C$ )

=  $1,00(1,15)^{(T-20)}$ ,  $d^{-1}$  (+ de  $1^\circ C$ )

$n$  = Porosidad del humedal, (tabla 13.1)

$t$  = Tiempo de residencia hidráulica, d.

$y$  = Profundidad del agua en el humedal, m

$Q$  = Caudal medio a través del humedal,  $m^3/d$

La concentración de nitratos en el afluente ( $C_o$ ) usada en las ecuaciones (13.9) y (13.10) es la diferencia entre las concentraciones de entrada y salida determinadas en la ecuación (13.6). Como la ecuación (13.6) determina el amoníaco que queda en el sistema después de la nitrificación en el humedal, sería conservador asumir que la diferencia ( $C_o - C_e$ ) está disponible como nitrato.

La constante de desnitrificación entre  $0^\circ C$  y  $1^\circ C$  puede determinarse mediante interpolación ( $K_T=0,023$  a  $1^\circ C$ ). Para efectos prácticos la desnitrificación es insignificante a estas temperaturas. Si bien no sobra recordar que las ecuaciones (13.9) y (13.10) solo son aplicables para el nitrato que está presente en el humedal.



Por lo general los HHAA FSS son anóxicos, pero tienen una parte aerobia en la superficie de las raíces y rizomas, por lo que es posible obtener la nitrificación y la desnitrificación en el mismo volumen de reactor. (Lara, 1999)

La ecuación (13.10) nos da el área superficial requerida para la desnitrificación. Esta área de desnitrificación no se adiciona a la calculada para nitrificar y que se determinó en la ecuación (13.7) y podría ser menor o igual a ésta, dependiendo de las concentraciones de nitratos a la entrada en el agua residual antes del tratamiento así como de la temperatura del agua.

### Nitrógeno total

Cuando la desnitrificación es requerida es porque se tiene un límite de descarga para el nitrógeno total (NT). El nitrógeno total en el efluente del sistema es la suma de los valores obtenidos en las ecuaciones (13.6) y (13.9). La determinación del área requerida para alcanzar el nivel específico de NT en el efluente es un proceso iterativo por medio de las ecuaciones (13.7) y (13.9) (Crites et al., 2006):

1. Se asume un valor para el amoníaco residual ( $C_e$ ) y se resuelve la ecuación (13.7) para obtener el área requerida para nitrificación, determinándose así el TRH para el sistema.
2. Tomar ( $C_o - C_e$ ) como el nitrato producido por la nitrificación y usar este valor como el del afluente en la ecuación (13.9). Determinar la concentración de nitratos en el efluente con la ecuación antes mencionada (13.9).
3. La concentración de nitrógeno total en el efluente es la suma de los valores de  $C_e$  obtenidos en las ecuaciones (13.6) y (13.9) En el caso de que no se haya alcanzado el valor adecuado de NT se debe hacer otra iteración.

### 13.1.4. Modelo de diseño para remoción de fósforo

El modelo propuesto por estos autores es idéntico que para el de los HHAA FS, esto se debe a que en el modelo depende del área superficial y no de las reacciones biológicas ocurridas en el área superficial específica del medio o detritus de plantas dentro de la zona del humedal (Crites et al., 2006):

Por tanto las ecuaciones serán similares:

$$\frac{C_e}{C_o} = \exp\left(\frac{-K_p}{CH}\right) \quad (13.11)$$

Ecuación 13.11. Modelo de remoción de fósforo propuesto en Reed et al, 1995

Donde:

- $C_e$ = Concentración de fósforo en el efluente, mg/l
- $C_o$ = Concentración de fósforo en el afluente, mg/l
- $K_p$ = 2,74 cm/d
- CH = Carga hidráulica promedio anual, cm/d



$$A_s = \frac{(b)(Q) \ln (C_o/C_e)}{K_p} \quad (13.12)$$

Ecuación 13.12. Estimación Superficie para remoción de fósforo propuesta en Reed et al.,1995

$A_s$ = Área superficial del humedal, m<sup>2</sup>  
 $b$  =factor de conversión. 100cm/m  
 $Q$ =Caudal promedio del humedal, m<sup>3</sup>/d

### 13.1.5. Ejemplo de cálculo modelo Reed

Ejemplo 13.1:

- Caudal  $Q=1000 \text{ m}^3/\text{d}$ ;
- Medio: grava media de 25mm;  $n=0,38$ ;  $k_s=25000 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d}$ ;
- Vegetación: Carrizos
- Profundidad del HA FSS=0,6 m
- Profundidad del HA FS= 0,45 m
- “Porosidad” del HA FS= 0,65
- Temperatura del agua =10 °C
- Considerando efluente secundario

Contaminante	Concentración Afluente (mg/l)	Concentración Efluente (mg/l)
DBO	120	20
SST	120	20
NT	25	10
NH <sub>4</sub>	10	5
NO <sub>3</sub>	10	5
PT	10	2

Tabla 13.3. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej.13.1 (elaboración propia)

Solución Ejemplo 13.1:

#### Estimación área de humedal necesaria para la remoción de la DBO

Aplicando la expresión (12.5) y sabiendo:

$$K_T = K_{20} (1,06)^{(T-20)} = 1,104 (1,06)^{(10-20)} = 0,61647 \text{ d}^{-1}; n = 0,38; y=0,6 \text{ m}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{1000(\ln 120 - \ln 20)}{0,61647 * 0,6 * 0,38} = 12748 \text{ m}^2$$

#### Estimación área para la remoción amonio.

Para el HHAA FSS determinamos la constante  $K_{NH}$  para 100% de la zona de raíces usando la ecuación (13.5)

$$K_{NH}(100\% r_z) = 0,01854 + 0,3922(1)^{2,6077} = 0,41074 \text{ d}^{-1}$$

El área requerida para la nitrificación en el HHAA FSS usando la ecuación (13.7) será:

$$(r_z=100\%) K_T = K_{NH}(1,048)^{(T-20)} = 0,41074(1,048)^{(10-20)} = 0,25701 \text{ d}^{-1}$$

$$(r_z=100\%) A_s = \frac{1000 * \ln(\frac{10}{5})}{0,25701 * 0,6 * 0,38} = 11829 \text{ m}^2$$



Estimación área para la remoción nitratos.

Sabiendo que:  $K_T=1,00(1,15)^{(T-20)}=1,00(1,15)^{(10-20)}=0,24718$ ;  $n = 0,38$  ;  $y=0,6$  m  
Tenemos:

$$A_s = \frac{1000(\ln 10 - \ln 5)}{0,24718 * 0,38 * 0,6} = 12299 \text{ m}^2$$

Estimación remoción NT

Se asume un valor para el amoníaco residual  $C_e=5$  mg/l y se resuelve la ecuación (13.7), determinándose así el TRH para el sistema.

( $r_z=100\%$ )  $5/10 = e^{-0,25701 * t}$ . Despejando  $t=2,70$  d

Tomamos  $(C_o - C_e)=5$  mg/l como el nitrato producido por la nitrificación y usamos este valor como el del afluente en la ecuación (13.9). Determinamos la concentración de nitratos en el efluente con la ecuación antes mencionada (13.9)

( $r_z=100\%$ )  $C_e/5 = e^{-0,24718 * 2,70}$ . Despejando  $C_e=2.56$  mg/l

La concentración de nitrógeno total en el efluente es la suma de los valores de  $C_e$  obtenidos en las ecuaciones (13.6) y (13.9). Por tanto  $NT=5+2.56=7,56$  mg/l <10 mg/l consiguiéndose la eliminación requerida.

Estimación área remoción fosforo

Aplicando la ecuación (13.12) tenemos:

$$A_s = \frac{100 * 1000 * \ln (10/2)}{2,74} = 58739 \text{ m}^2$$

Estimación de la remoción SST (no es un factor limitante en el diseño).

Aplicando (13.4) tenemos:

$$CHS = 100 * Q/A_s = 100 * 1000/12748 = 7,84 \text{ cm/d}$$

$$C_e = C_o * (0,1058 + 0,0014 * CHS) = 120 * (0,1058 + 0,0014 * 7,84) = 14,01 \text{ mg/l.}$$

Inferior a 25 mg/l.

Por tanto con el área  **$A_s=12748 \text{ m}^2$**  se consigue el nivel de eliminación requerido para la DBO, SST,  $NH_4$  ( $r_z=100\%$ ),  $NO_3$  y NT. En general se puede decir que se requiere un área realmente grande para alcanzar los niveles de fósforo en el efluente final por lo que el diseño debería incorporar un tratamiento alternativo para la eliminación de fósforo.

**13.2. MODELO DE KADLEC AND KNIGHT (1996)**

Este método basado en la carga superficial se desarrolló en 1996 y considera que en los Humedales Artificiales la proliferación de microorganismos da lugar a la producción de nueva materia orgánica, parte de la cual quedará retenida en el propio humedal, mientras que el resto saldrá del sistema, empeorando la calidad final de los efluentes.

La expresión que define este modelo es idéntica que para los humedales superficiales, lo único que varían son los parámetros  $K_T$  y  $C^*$  (Kadlec et al, 2000):

$$\frac{C_e - C^*}{C_o - C^*} = \exp\left(\frac{-K_T}{HLR_A}\right) \quad (13.13)$$

Ecuación 13.13. Modelo de remoción de contaminantes propuesto en Kadlec and Knight



$$A_s = \frac{365 * Q}{K_T} * \ln \left( \frac{C_o - C^*}{C_e - C^*} \right) \quad (13.14)$$

Ecuación 13.14. Superficie necesaria remoción contaminante modelo Kadlec and Knight.

Donde:

$C_e$  = Concentración en el efluente, mg/l

$C_o$  = Concentración en el afluente, mg/l

$C^*$  = Concentración de fondo, mg/l

$K_T$  = Constante de primer orden dependiente de la temperatura, m/año

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)}$$

$Q$  = Caudal promedio en el sistema, m<sup>3</sup>/d

$HLR_A$  = Carga hidráulica nominal, m/año

Los valores de los parámetros de esta ecuación se recogen en la Tabla 13.4.

HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL							
	SS	DBO <sub>5</sub>	N <sub>ORG</sub>	N-NH <sub>4</sub>	N-NO <sub>3</sub>	Nt	Pt
<b>K<sub>20</sub> (m/año)</b>	1000	180	35	34	50	27	12
<b>θ</b>	1,065	1	1,05	1,04	1,09	1,05	1
<b>C* (mg/l)</b>	7,8+0,063 C <sub>o</sub>	3,5+0,053 C <sub>o</sub>	1,5	0	0	1,5	0,02

Tabla 13.4. Valores de  $K_{20}$ ,  $\theta$ ,  $C^*$  para los distintos contaminantes en HHA FSS (adaptado de Pidre, 2010)

El empleo del método de Kadlec y Knight da lugar a mayores necesidades de superficie para la implantación de los Humedales Artificiales que en el modelo volumétrico propuesto por Reed antes analizado, como consecuencia de la introducción de las concentraciones mínimas umbral, esto se aprecia en el ejemplo expuesto en el apartado 13.2.1. También destacar el hecho de que la temperatura no influye en la eliminación de la materia orgánica.

### 13.2.1. Ejemplo de cálculo modelo Kadlec and Knight

Ejemplo 13.2:

- Caudal  $Q=1000$  m<sup>3</sup>/d;
- Medio: grava media de 25mm;  $n=0,38$ ;  $k_s=25000$  m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>d;
- Vegetación: Carrizos
- Profundidad del HA FSS=0,6 m
- "Porosidad" del HA FS= 0,65
- Temperatura del agua =10 °C
- Considerando efluente secundario

Contaminante	Concentración Afluente (mg/l)	Concentración Efluente (mg/l)
<b>DBO</b>	120	20
<b>SST</b>	120	25
<b>NT</b>	25	10
<b>NH<sub>4</sub></b>	10	5
<b>NO<sub>3</sub></b>	10	5
<b>PT</b>	10	2

Tabla 13.5. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej.13.2 (elaboración propia)



Solución ejemplo 13.2:

Estimación área de humedal necesaria para la remoción de la DBO

Aplicando la expresión (13.14) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 180(1)^{(10-20)} = 180 \text{ m/año}$$

$$C^* = 3,5 + 0,053 * 120 = 9,86 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{180} * \ln\left(\frac{120 - 9,86}{20 - 9,86}\right) = 4837 \text{ m}^2$$

Estimación área para la remoción amonio

Aplicando la expresión (13.14) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 34(1,04)^{(10-20)} = 22,97 \text{ m/año}$$

$$C^* = 0 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{22,97} * \ln\left(\frac{10 - 0}{5 - 0}\right) = 11014 \text{ m}^2$$

Estimación área para la remoción nitratos

Aplicando la expresión (13.14) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 50(1,09)^{(10-20)} = 21,12 \text{ m/año}$$

$$C^* = 0 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{21,12} * \ln\left(\frac{10 - 0}{5 - 0}\right) = 11979 \text{ m}^2$$

Estimación remoción NT

Aplicando la expresión (13.14) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 27(1,05)^{(10-20)} = 16,58 \text{ m/año}$$

$$C^* = 1,5 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{16,58} * \ln\left(\frac{25 - 1,5}{10 - 1,5}\right) = 22387 \text{ m}^2$$

Estimación área remoción fosforo

Aplicando la expresión (13.14) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 12(1,0)^{(10-20)} = 10 \text{ m/año}$$

$$C^* = 0,02 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{10} * \ln\left(\frac{10 - 0,02}{2 - 0,02}\right) = 49199 \text{ m}^2$$

Estimación de la remoción SST (no es un factor limitante en el diseño).

Aplicando la expresión (13.14) y sabiendo el valor de los parámetros de diseño:

$$K_T = K_{20}(\theta)^{(T-20)} = 1000(1,065)^{(10-20)} = 532,73 \text{ m/año}$$

$$C^* = 7,8 + 0,063 * 120 = 15,36 \text{ mg/l}$$

Tenemos:

$$A_s = \frac{365 * 1000}{532,73} * \ln\left(\frac{120 - 15,36}{25 - 15,36}\right) = 1634 \text{ m}^2$$



Por tanto con el área  $A_S=22387 \text{ m}^2$  se consigue el nivel de eliminación requerido para la DBO, SST,  $\text{NH}_4$ ,  $\text{NO}_3$  y NT, siendo el área requerida para todos ellos mayor que la dada por el modelo de Reed.

Igualmente se corrobora que se requiere un área realmente grande para alcanzar los niveles de fósforo en el efluente final (más del doble  $49199 \text{ m}^2$ ). Por tanto en muchos casos no es una solución efectiva desde el punto de vista económico considerar la remoción de fósforo con estas tecnologías, debiéndose buscar un método alternativo.

### 13.3. MODELO DE SINT (Société d'Ingénierie Nature and Technique)

En el Modelo SINT (Société d'Ingénierie Nature & Technique) se explica una combinación de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical sin Tratamiento Primario. Normalmente, esta modalidad de tratamiento precisa de dos etapas de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical. Cada una de estas etapas está constituida, generalmente, por tres Humedales, que trabajan de forma alternada, con lo que se aseguran periodos de reposo del orden de  $2/3$  del tiempo de operación total.

Para instalaciones que den servicio a aglomeraciones menores de 100 habitantes puede reducirse a dos el número de humedales por etapa, repartiéndose el tiempo entre operación y reposo. Para el diseño de estas instalaciones puede recurrirse al empleo de la ecuación siguiente (Pidre 2010):

$$F_1 = 3,5 * P + 0,6 * P \quad (13.15)$$

Ecuación 13.15. Cálculo de la superficie según el modelo SINT

Donde:

F1: superficie de la primera etapa ( $\text{m}^2$ )

P: población servida (habitantes equivalentes)

La superficie de la segunda etapa es el 60% de la primera. La primera etapa de humedales, emplea como sustrato filtrante gravas finas, mientras que en la segunda se recurre al empleo de arena (Pidre, 2010).

### 13.4. ASPECTOS TÉCNICOS DE LOS HUMJEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL VERTICAL

Existe poca información disponible sobre este tipo de humedales y hay numerosas ecuaciones descritas por investigadores para el cálculo del área superficial como he visto en los apartados precedentes, pero generalmente el diseño está en función a las poblaciones equivalentes.

La aplicación del agua residual se realiza en forma intermitente, a través de unas tuberías que se colocan encima del lecho de grava o arena. Para un mejor funcionamiento de estos humedales, se debe considerar siempre en el diseño la construcción de dos humedales para que operen en paralelo, es decir, que cada humedal tenga un periodo de reposo y un periodo de aplicación de agua. El periodo de reposo óptimo es que por cada periodo de alimentación se tenga dos periodos de reposo (Delgadillo et al., 2010).



La frecuencia de aplicación del agua residual se calcula considerando que no quede agua en la superficie procedente de la aplicación riego anterior. Esta forma de operación favorece la oxigenación del interior del lecho filtrante. Este proceso se realiza de la siguiente manera: la lámina de agua aplicada empuja el aire existente en el sustrato (porosidad), una vez que el agua aplicada se drena totalmente deja un espacio vacío que se llenará con aire, el cual será arrastrado en la siguiente aplicación. El aporte de oxígeno por las raíces de las plantas es despreciable.

### 13.4.1. Parámetros de diseño

Las principales características de estos humedales se muestran resumidas a continuación (Tabla 13.6)

FACTOR	UNIDAD	INTERVALO	VALOR USUAL
<b>MEDIO FILTRANTE</b>			
Arena fina lavada (secundario)	mm	0,25-0,75	0,35
Grava fina (primario)	mm	2,00-8,00	2-5 mm
Profundidad	cm	45-90	60
Coefficiente de uniformidad	%	3-6	<4
Porcentaje de finos	%	2-5	<4
<b>DRENAJE</b>			
Clase (tubería perforada)			
Tamaño	pulg.	3-4	4
Pendiente	%	0,1-1	0,5
Grava de drenaje	mm	20-40	40
<b>DISTRIBUCIÓN AGUA</b>			
Diámetro tubería	pulg	1-2	1,5
Distancia entre tuberías	m	0,5-1,2	0,6
Orificio de distribución	mm	3-8	6
Distancia entre orificios	m	0,5-1,2	0,6
<b>PARÁMETROS DE DISEÑO</b>			
Carga hidráulica	l/m <sup>2</sup> *d	40-60	50
Carga orgánica	kg DBO/m <sup>2</sup> *d	0,0025-0,01	0,005
<b>DOSIFICACIÓN</b>			
Frecuencia	Veces/día	4-24	12
Volumen/orificio	l/(orifi. * dosis)	0,6-1,1	0,9
Tiempo aplicación	minutos	2-15	5

*Tabla 13.6. Parámetros de diseño de humedal subsuperficial de flujo vertical  
(adaptado de Delgadillo et al., 2010)*

### 13.4.2. Cálculo de la superficie necesaria

Para el cálculo de la superficie de humedal necesaria se pueden utilizar las ecuaciones propuestas en los apartados 13.1 y 13.2, no obstante como se ha dicho en la práctica real, su cálculo a menudo se realiza con unas reglas simples en función de:



- La población equivalente
- Si el humedal trabaja como tratamiento primario o secundario

### 13.4.2.1. Población equivalente

La población equivalente (P) se puede definir como la carga orgánica biodegradable con una demanda bioquímica de oxígeno de cinco días (DBO<sub>5</sub>) de 60g de oxígeno por día. De igual forma, la carga contaminante de las aguas grises, viene determinada por la suma de los habitantes equivalentes de las industrias asentadas en el municipio y que vierten a la red de colectores municipales

### 13.4.2.2. Función del humedal

Dependiendo de la función del humedal y de la población equivalente se han propuesto distintos requerimientos de área para este tipo de humedales (Delgadillo et al., 2010)

Humedal como tratamiento primario

- 1,2 m<sup>2</sup> / P para sistemas de alcantarillado separativo
- 1,5 m<sup>2</sup> / P para sistemas de alcantarillado unitario

Humedal como tratamiento secundario

- 0,8 m<sup>2</sup> / P para sistemas de alcantarillado separativo
- 1,0 m<sup>2</sup> / P para sistemas de alcantarillado unitario

### 13.4.2.3. Cálculo en función de la tasa hidráulica de aplicación

Por su parte Crites y Tchobanoglous (1998), calcula el área en base en la tasa hidráulica de aplicación:

$$A_s = \frac{Q}{THA} \quad (13.16)$$

Ecuación 13.16. Cálculo del área superficial en humedal vertical

Y la tasa hidráulica de aplicación se calcula:

$$THA = \frac{TCH}{F} \quad (13.17)$$

Ecuación 13.17. Tasa hidráulica de aplicación

Donde:

Q = caudal m<sup>3</sup>/día

THA= Tasa hidráulica de aplicación (mm/dosis)

TCH= Tasa de carga hidráulica (mm/día)

F = Frecuencia de dosificación (dosis/día)

### 13.4.2.4. Profundidad del humedal

La profundidad del humedal suele ser de unos 50 a 80 cm. El agua fluirá a través del medio poroso y se recogerá en una red de tuberías de drenaje situada en el fondo del lecho (Delgadillo et al; 2010).



**13.4.2.5. Pendiente**

La pendiente de la superficie del humedal es plana (0%), este debe ser realizado con mucho cuidado para evitar que se formen charcos de agua sobre la superficie. La pendiente del fondo o lecho del humedal varía de 0.5 a 2% pero generalmente se utiliza una pendiente ligera del 1%. (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

**13.4.2.6. Medio granular**

La profundidad del medio granular de los sistemas verticales oscila entre 0,5 y 0,8 m, y el resguardo suele ser de 0,5 m (García et al., 2004). Se puede utilizar una distribución del medio granular, según el tipo de uso que se le dará al humedal (tratamiento primario o secundario). El sustrato está conformado por varias capas de material, como se observa en la figura 13.1.

En el medio granular se suelen insertar tuberías verticales de aireación que sirven para mantener aireadas las capas más profundas del medio. De esta manera se mejoran y favorecen los procesos de degradación aeróbica y la nitrificación. En general se recomienda la instalación de 1 tubería por cada 4 m<sup>2</sup> (Kadlec, R.H. 2000).

El funcionamiento de los humedales verticales se realiza de la siguiente manera: durante 2 días se va alimentando y luego se permite una fase de reacción de 4 días tras la cual se vacía el sistema.

En un desarrollo reciente conocido como sistemas verticales compactos no se opera con fase de reacción, si no que el agua va entrando y saliendo de forma continuada (Cooper, 2005). En la Tabla 13.7, se muestran las características del sustrato para humedales de flujo subsuperficial vertical.

	<b>TRATAMIENTO PRIMARIO</b>	<b>SECUNDARIO</b>
<b>Capa superficial</b>	h>30 cm grava fina, diámetro efectivo 2-8 mm	h>30 cm arena fina, diámetro efectivo 25-40 mm
<b>Intermedia</b>	h de 10 a 15 cm grava fina diámetro efectivo 5 a 20 mm	h de 10 a 20 cm grava fina diámetro efectivo 3 a 10 mm
<b>Drenaje</b>	h de 10 cm grava de diámetro efectivo de 20 a 40 mm	h de 10 cm de grava de diámetro efectivo de 20 a 40 mm

*Tabla 13.7. Características del sustrato para diseño de humedales verticales (adaptado de Delgadillo et al., 2010)*

Siendo h= altura del humedal.

Para el diseño de este tipo de humedales se requieren las siguientes condiciones (Delgadillo et al., 2010):

- Para humedales que funcionaran como tratamiento primario: coeficiente de uniformidad menor a 5; caudal de aplicación del agua residual debe ser mayor al caudal de infiltración; el agua residual contiene partículas suspendidas, por ende la conductividad hidráulica se reduce, teniéndose la expresión en la ecuación:

$$K_{sf} = 0,6 * K_s \quad (13.18)$$

Ecuación 13.18. Cálculo de la conductividad hidráulica para tratamiento primario



El cálculo del caudal de infiltración se muestra en la ecuación siguiente:

$$Q_i = A_s * K_{sf} * 3600 \quad (13.19)$$

Ecuación 13.19. Cálculo del caudal de infiltración hidráulica para tratamiento primario

- Para humedales que funcionaran como tratamiento secundario la condición es que el caudal de aplicación sea mayor al caudal de infiltración y la fórmula del caudal de infiltración se reduce a:

$$Q_i = A_s * K_s * 3600 \quad (13.20)$$

Ecuación 13.20. Cálculo del caudal de infiltración hidráulica para tratamiento secundario

Donde:

$Q_i$ = caudal de infiltración ( $m^3/h$ )

$A_s$ = área superficial ( $m^2$ )

$K_s$ = conductividad hidráulica ( $m/s$ )

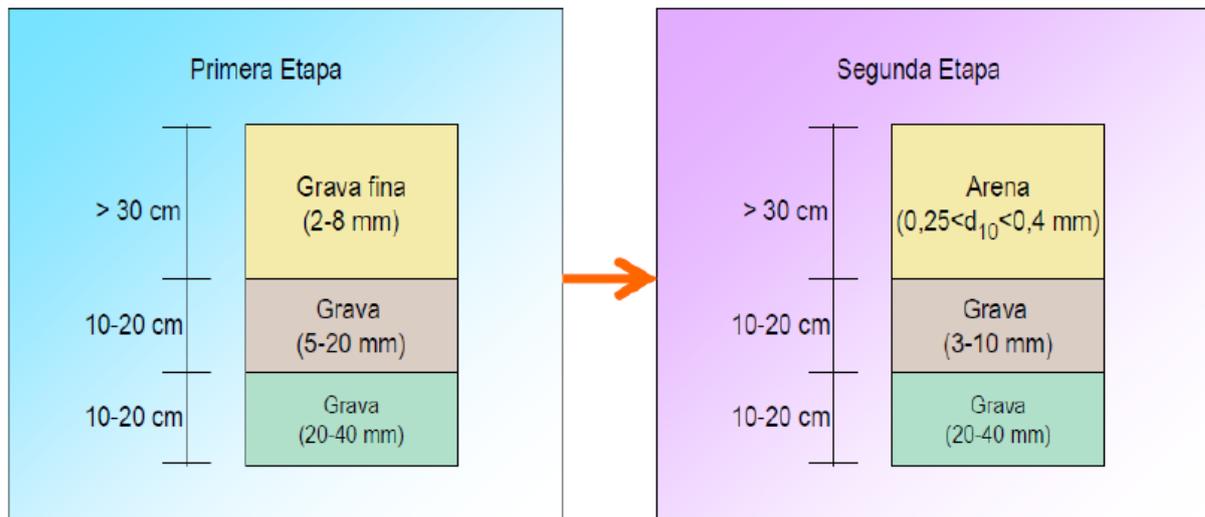


Figura 13.1. Distribución en profundidad de las capas de medio granular en un sistema de humedales verticales de dos etapas (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).

#### 13.4.2.7. La obstrucción y la aireación del suelo en HHAA FSSV

Un aspecto muy importante de los HHAA FSSV es el riesgo de obstrucción de la superficie del lecho filtrante que da lugar al fallo general del sistema (Hoffmann, Platzer, Winker, & von Muench, 2011).

La obstrucción de la superficie de los HHAA FSSV, que ocurren por la acumulación de los sólidos en suspensión o por el rápido crecimiento del biofilm (lodos), es causada por un pobre pretratamiento, una carga alta o una arena muy fina. El término utilizado en la literatura es obstrucción o colmatación del material filtrante.

Las experiencias con obstrucciones del material filtrante en humedales artificiales son muy diferentes debido a que el problema depende de muchos factores. El principal factor para un buen funcionamiento de los HHFSSV es una óptima aireación del lecho filtrante y por lo tanto los siguientes aspectos de diseño son muy importantes (Hoffmann, Platzer, Winker, & von Muench, 2011):



- Las aguas residuales deben ser bombeadas al HHFSSV intermitentemente de 4 a 12 veces al día.
- Para el tratamiento de las aguas residuales de más de 50 habitantes equivalentes los HHHFSSV deben tener en el lecho de 2 a 4 unidades de infiltración para poder descansar alternadamente y de manera regular (6 semanas en funcionamiento y 2 semanas de descanso) cada unidad de infiltración.
- Es necesario una distribución uniforme del agua residual en toda la superficie.
- La carga de sólidos filtrables debe ser menor a 5 g/m<sup>2</sup>/d, y para esto se requiere de un eficiente pretratamiento.
- Las plantas adecuadas con un sistema bien desarrollado de raíces y rizoma desempeñan un papel importante en el mantenimiento y restauración de la conductividad del lecho filtrante.

### 13.5. FUTURO DE LA MODELIZACIÓN DE HUMEDALES FLUJO SUBSUPERFICIAL

La mayoría de los modelos disponibles en la literatura científica, tal y como hemos visto, se basan en modelos de descomposición de primer orden descritos en los apartados anteriores en los que simplemente se predice la concentración del agua a la salida del humedal según su valor a la entrada.

Sin embargo, estos modelos de primer orden parecen incapaces de describir con un buen nivel de aproximación el flujo y los procesos de remoción que se dan en los humedales, debido principalmente a la gran interdependencia entre las características hidráulicas y las cinéticas de los contaminantes (Kadlec, 2000).

Durante los últimos años, se ha producido un interés creciente en la modelización numérica de humedales de tratamiento, que se ha traducido en el desarrollo de modelos (de diferentes niveles de complejidad) que tratan de describir y modelizar la gran variedad de procesos que ocurren en los humedales de tratamiento (Sánchez, 2013)

Los principales objetivos de la modelización numérica de este funcionamiento son (Langergraber, 2008):

- Mejorar el conocimiento sobre los procesos de transformación y degradación bioquímicos que se producen.
- Evaluar y mejorar los criterios de diseño de humedales de tratamiento
- Aplicar estos conocimientos a la previsión del funcionamiento de humedales para el tratamiento de agua en casos concretos.



El desarrollo de herramientas de diseño para humedales de tratamiento a partir de modelos numéricos basados en procesos dinámicos (que describen en detalle los principales procesos en los humedales), hace que estas herramientas de diseño proporcionen una mayor confianza y puedan ser aplicadas a un amplio espectro de condiciones de contorno, superando por tanto las limitaciones con las que cuentan las guías de diseño y normativas.

No obstante, actualmente el uso de modelos numéricos basados en los procesos propios de los humedales es algo limitado, debido principalmente a su complejidad, en cuanto a estructura y uso (Langergraber, 2011).

### 13.5.1. Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal

Los sistemas de flujo horizontal se han modelizado tradicionalmente considerando únicamente condiciones de flujo saturado y omitiendo la zona no saturada (Crites et al, 2006).

Rousseau et al. (2004) realizaron una comparación de diferentes modelos diseñados para HHAA FSSH, demostrando una gran variabilidad en los resultados. Los modelos de descomposición de primer orden ( $k-C^*$ ) se muestran como los más indicados para el diseño de estos sistemas.

Sin embargo, los autores afirman que sólo pueden obtenerse resultados precisos cuando los parámetros se han obtenido de otros sistemas que funcionan con condiciones similares: situación climática, composición de las aguas a tratar, características del filtro poroso, especies de plantas, etc.

Pueden destacarse como modelos avanzados que usan condiciones de flujo saturado, los modelos desarrollados por Rousseau (2005) y Brovelli et al. (2007). Se trata en ambos casos de modelos biocinéticos basados en la formulación de los *Activated Sludge Models* (ASM, traducible como Modelos de Fangos Activos) de la *International Water Association* (IWA) (Sánchez, 2013)

Esta formulación usa notación matricial, utilizando la llamada matriz de Gujer, que consiste en tres partes: composición, estequiometría y expresiones cinéticas. Gran parte de los modelos de HHAA FSSH que se pretenden desarrollar actualmente se basan en esta formulación (Sánchez, 2013).

Las principales hipótesis en las que se basa la formulación de los ASM son (Langergraber y Šimůnek, 2005):

- Valor constante del pH
- Coeficientes constantes en las ecuaciones cinéticas
- Factores estequiométricos constantes
- Aguas residuales de origen doméstico
- Rango de temperatura del agua entre 10 y 25 °C



### 13.5.2. Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical

Los HHAA FSSV suelen recibir su carga hidráulica de modo intermitente, por lo que su modelización requiere la consideración de condiciones de flujo transitorio variablemente saturado. Debido a la carga intermitente estos sistemas son altamente dinámicos, lo cual añade mayor complejidad a la modelización de estos sistemas (Sánchez, 2013)

Los modelos aplicables a estas condiciones suelen usar la ecuación de Richard o bien otras aproximaciones simplificadas para describir el flujo variablemente saturado (Langergraber, 2011). Para estas condiciones, pueden destacarse como los modelo reactivo más avanzado el *Constructed Wetland 2D (CW2D)* (Langergraber, 2011; Langergraber y Šimůnek, 2005).

El modelo CW2D fue desarrollado como una extensión del programa de software de flujo variable de agua saturada y transporte de soluto HYDRUS-2D. El flujo a través del medio poroso de saturación variable es representado por la ecuación de Richard.

El modelo de transporte tiene en cuenta la dispersión y difusión, convección y varias pérdidas y ganancias tales como la adsorción y desorción, absorción de agua por parte de las plantas, etc.. A estos términos, el modulo CW2D le suma el término correspondiente a los procesos de reacción. Estos procesos bioquímicos introducidos por el modulo CW2D están basados en el modelo de Fangos Activos (ASM.)

Por lo tanto, éste es un modelo totalmente mecanístico, que usa un modelo 2D de flujo subterráneo y que le da la ventaja de que las concentraciones están determinadas por su localización, y por lo tanto, hacen posible tener tanto zonas aerobias como anóxicas dentro del humedal modelizado (Sánchez, 2013).

A pesar de esto, este modelo presenta algunas desventajas. Solo se usan para aguas residuales sin sólidos y, por lo tanto, no tiene en cuenta el fenómeno de la obturación de los poros (*clogging*). A medida que se aumenta el tamaño del sistema a modelizar empeora el ajuste de los datos debido a la aparición de problemas hidráulicos (zonas muertas, cortocircuitos, etc.) que no pueden ser simulados por el modelo 2D.

## 14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los sistemas naturales de depuración, en especial los humedales artificiales, funcionando aislados o en combinación, parecen ser una alternativa adecuada para tratamientos secundarios o terciarios en núcleos de pequeñas o medianas poblaciones, por varios motivos:

- Eficacia en la eliminación de contaminantes
- Son aplicables a gran diversidad de influentes
- Economía de construcción y funcionamiento, bases de su sostenibilidad.
- Importantes ventajas ambientales: integración paisajística y formación de ecosistemas (orientación ambiental)
- Pueden operar sometidos a diferentes condiciones climáticas



Las principales limitaciones que presenta el uso de humedales artificiales para la depuración de aguas residuales son:

- Requieren mayor ocupación de suelo que los tratamientos convencionales.
- El rendimiento del sistema puede ser menos constante que en procesos convencionales y tener comportamiento estacional en función de los ciclos climáticos.
- Los componentes biológicos son sensibles a sustancias agresivas que pueden producir disfunciones del sistema.
- Es necesaria para la supervivencia de las especies macrófitas del humedal una mínima cantidad crítica de agua

Tras el análisis y revisión bibliográfica de los modelos de diseño de remoción de contaminantes que se han analizado en el presente trabajo, se concluye que la mayoría se basan en datos de entrada/salida de contaminantes en humedales existentes o en relaciones de balance de masas, teniendo los modelos la forma general de un modelo de flujo en pistón de primer orden.

Los modelos analizados no tienen en cuenta de forma directa las complejas reacciones e interacciones que se producen en los humedales, en su lugar proponen una constante de velocidad aparente para tener en cuenta el cambio en la concentración de entrada y salida. Este enfoque parece ser el mejor que se puede hacer en base a los datos disponibles y a la comprensión que se tiene en la actualidad sobre los humedales.

Los modelos analizados son fundamentalmente equivalentes, pero dan resultados sensiblemente diferentes. Esto se debe en parte al hecho de que estos modelos no se han desarrollado teniendo como base el mismo conjunto de datos y también debido a las diferencias en la estructura y contenido de los modelos.

Los modelos analizados se pueden dividir en dos tipos: los modelos volumétricos desarrollados por Reed et al (1995) y Crites y Tchobanoglous(1998) y los modelos de carga superficial desarrolladas por Kadlec y Knight (1996).

Los modelos volumétricos tienen como principales ventajas:

- El diseño se basa en el flujo medio a través del sistema. Esto permite compensación por las pérdidas de agua y ganancias debido a la precipitación y la evapotranspiración.
- Los factores de seguridad y las concentraciones de fondo irreducibles son tratadas como condiciones de contorno externas y no tienen límite de choque en los resultados matemáticos de los modelos de diseño.

Y como principales limitaciones:



- El procedimiento requiere el conocimiento de la profundidad del agua en el sistema. Esto puede ser difícil de controlar y es probable que cambie a largo plazo.
- Debe conocerse la porosidad de la vegetación y los residuos acumulados en el humedal. Los valores de diseño que se asumen se basan en una base de datos limitada, y el valor es probable que cambie a largo plazo.
- La eliminación de la DBO se supone que es dependiente de la temperatura basada en la experiencia con otros procesos de tratamiento de aguas residuales; sin embargo, los datos operativos de los sistemas de humedales no demuestran claramente tal dependencia.

Por otro lado los modelos basados en la carga superficial tienen como principales ventajas:

- Se basan en la carga másica en la superficie de los humedales. Por lo tanto, la profundidad del agua, que puede ser difícil de determinar, para gran cantidad de sistemas, no es un factor que intervenga en los cálculos de diseño.
- Son más flexibles matemáticamente. Es posible producir un mejor ajuste de los datos existentes con este modelo ya que dispone de dos variables ( $K$  y  $C^*$ ) en comparación con los modelos volumétricos de una sola variable ( $K$ ).

Y como principales limitaciones:

- Solo tienen en cuenta el volumen de las aguas residuales de entrada ( $Q$ ), por lo que no se tiene en cuenta las ganancias y pérdidas de agua en los cálculos de diseño.
- La base de datos utilizada para el desarrollo de estos modelos en los HHAA FS incluye gran número de humedales ligeramente cargados. El uso de estos datos pueden producir valores bajos de la constante ( $K$ ) que a su vez puede ocasionar un sobredimensionamiento de los humedales.
- La posición interna de la concentración de fondo ( $C^*$ ) y de los factores de seguridad adoptados pueden dar lugar a humedales excesivamente grandes para alcanzar concentraciones bajas.

Esto último, se ha podido comprobar en los ejemplos expuestos en el presente trabajo, en los que se ha obtenido valores de superficie de humedal mayores en los modelos basados en la carga superficial que en los basados en métodos volumétricos.

En cuanto a la modelización hidráulica se concluye que en los humedales de flujo superficial está basada en la ecuación de Manning para canales abiertos, en las que la velocidad de flujo en el humedal se hace depender de la profundidad del agua, de la pendiente de la superficie del agua y de la densidad de la vegetación. Ésta es adecuada pese a sus limitaciones, siempre que se cuide en el dimensionamiento la



relación largo/ancho del humedal (debiendo ser superior a 1/1), debido a que influye decisivamente en el régimen hidráulico y la resistencia al flujo del sistema, evitando así que se produzcan problemas hidráulicos (cortocircuitos, zonas muertas, etc)

Por su parte, la modelización hidráulica en los humedales de flujo subsuperficial se realiza en base en la ecuación de Darcy, que a pesar de las limitaciones que tiene, puede ser una aproximación razonable a las condiciones hidráulicas existentes en este tipo de humedales siempre y cuando se utilicen gravas de tamaño medio a pequeño y el sistema esté cuidadosamente construido.

Desgraciadamente estos temas han sido estudiados principalmente en países con climas bastante fríos, por lo cual es necesario realizar trabajos de investigación tendentes a adecuar los modelos de diseño a las condiciones locales y analizar sus comportamientos con los otros factores involucrados que junto con la temperatura pueden llegar a variar las eficiencias de los humedales artificiales, como pueden ser las plantas autóctonas, los tipos de medios granulares, etc.

Para terminar, decir que esta tecnología puede tener un gran futuro en países en vías de desarrollo que tengan climas tropicales o subtropicales, donde las condiciones económicas de estos proyectos (necesidades de terreno, relativamente menores costes de instalación, operación y mantenimiento), pueden ser determinantes a la hora de emprender o no la depuración de las aguas residuales. Si a este punto adicionamos las condiciones climáticas que favorecerían los rendimientos, tendríamos una interesante posibilidad de solución.

### 15. ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 7.1. Clasificación de los humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales según el tipo de flujo hidráulico (adaptado de Vymazal, J. & Kröpfelová, L. 2008).....	10
Figura 7.2. Esquema de clasificación de los sistemas de depuración con macrófitas (Delgadillo et al., 2010).....	10
Figura 7.3. Humedales Artificiales de Flujo Superficial HHAA FS (adaptado de García Serrano & Corzo Hernández, 2008).....	11
Figura 7.4. Sistemas de Humedales Artificiales con macrófitos (Delgadillo et al., 2010).....	12
Figura 7.5. Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal HHAA FSSH (adaptado de García Serrano & Corzo Hernández, 2008).....	15
Figura 7.6. Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical HHAA FSSV (adaptado de García Serrano & Corzo Hernández, 2008).....	16
Figura 7.7. Combinación de humedales artificiales (Govern de les Illes Balears, 2011).....	18
Figura 8.1. Procesos de eliminación más importantes que ocurren en un HHAA FS (adaptado de EPA, 2000).....	20
Figura 8.2. Separaciones y transformaciones de materia orgánica en HHAA FS (adaptado de EPA, 2000).....	23



Figura 8.3. Mecanismos de eliminación del nitrógeno en los HHAA (adaptado de EPA, 2000).....	25
Figura 8.4. Mecanismos de eliminación del fósforo en los HHAA (adaptado de EPA, 2000).....	28
Figura 9.1. Curvas DTR normalizadas, correspondientes a diferentes N. (Tomado de Kadlec y Wallace, 2009).....	44
Figura 9.2. DTR obtenida mediante modelación de tanques en serie. (Tomado de Kadlec y Wallace, 2009).....	45
Figura 12.1. Sensibilidad de la relación $C_e/C_o$ con $A_v$ (EPA, 1988).....	59
Figura 12.2. Sensibilidad de la relación $C_e/C_o$ con T (EPA, 1988)	60
Figura 12.3. Esquema de sistemas con especies flotantes (adaptado de Martelo y Lara Borrero, 2012).....	74
Figura 12.4. Sistema FMF. (Martelo, J. y Lara Borrero, 2012).....	76
Figura 12.5. Estructura de un FTW experimental. (Martelo, J. y Lara Borrero, 2012).....	76
Figura 13.1. Distribución en profundidad de las capas de medio granular en un sistema de humedales verticales de dos etapas (García Serrano & Corzo Hernández, 2008).....	96

## **16. ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 7.1. Clasificación de los sistemas naturales de tratamiento de aguas residuales (adaptado de García Serrano & Corzo Hernández, 2008).....	8
Tabla 8.1. Mecanismos de remoción en los sistemas de tratamiento basados en macrófitas (adaptado de Delgadillo et al., 2010).....	20
Tabla 8.2. Características medias de las corrientes de entrada y salida a un conjunto de Humedales Artificiales de Flujo Superficial (adaptado de EPA., 2000).....	30
Tabla 8.3. Remociones típicas de SST en HHAA FS (adaptado de Crites et al., 2006).....	31
Tabla 8.4. Resumen del desempeño de 14 sistemas de humedales de flujo subsuperficial (EPA, 1993).....	31
Tabla 8.5. Rendimientos de depuración en Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial (Salas, 2007).....	32
Tabla 9.1. Criterios de diseño típico de los HHAA FS y la calidad de efluentes esperados (adaptado de Crites and Tchobanoglous, 1998).....	34
Tabla 9.2. Criterios de diseño típico de los HHAA FSS y la calidad de efluentes esperados (adaptado de Crites and Tchobanoglous, 1998).....	34
Tabla 9.3. Tasas típicas de carga superficial en HHAA FS (adaptado de EPA, 2000).....	36
Tabla 9.4. Tasas típicas de carga superficial en HHAA FSS (adaptado de EPA, 2000).....	36
Tabla 10.1. Propiedades físicas del agua (adaptado de Lara, 1999).....	50
Tabla 10.2. Características típicas de los medios (adaptado de Crites et al., 2006).....	51
Tabla 11.1. Conductividad térmica de los componentes de un humedal de flujo subsuperficial (adaptado de Crites et al., 2006).....	54



Tabla 12.1. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej.12.1.....	60
Tabla 12.2. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej.12.2.....	66
Tabla 12.3. Valores umbrales para los distintos contaminantes (adaptada de Kadlec et al., 2000).....	69
Tabla 12.4. Valores de $K_{20}$ , $\theta$ , $C^*$ para los distintos contaminantes en HHAA FS (adaptado de Pidre, 2010).....	70
Tabla 12.5. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej. 12.4.....	71
Tabla 12.6. Criterios de diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales domésticas con jacintos (adaptado de EPA, 1998).....	75
Tabla 12.7 Criterios de diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales crudas con jacintos (adaptado de Martelo, J. y Lara Borrero, 2012).....	75
Tabla 12.8. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej. 12.6.....	78
Tabla 13.1.Características típicas de los medios (adaptado de Crites et al., 2006).....	83
Tabla 13.2. Comparación del rendimiento de los humedales de Santee (California, EE.UU) con y sin vegetación (adaptado de Crites et al, 2006).....	83
Tabla 13.3. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej.13.1.....	88
Tabla 13.4. Valores de $K_{20}$ , $\theta$ , $C^*$ para los distintos contaminantes en HHAA FSS (adaptado de Pidre, 2010).....	90
Tabla 13.5. Concentraciones contaminante en la entrada y salida del humedal Ej.13.2.....	90
Tabla 13.6. Parámetros de diseño de humedal subsuperficial de flujo vertical (adaptado de Delgadillo et al., 2010).....	93
Tabla 13.7. Características del sustrato para diseño de humedales verticales (adaptado de Delgadillo et a., 2010).....	95

## **17. ÍNDICE DE ECUACIONES**

Ecuación 8.1. Cálculo de los SST en el efluente de HHAA FS.....	21
Ecuación 8.2. Cálculo de la Carga Hidráulica Superficial.....	21
Ecuación 8.3. Cálculo de los SST en el efluente de HHAA FSS.....	22
Ecuación 8.4. Cálculo de la eliminación del fósforo.....	28
Ecuación 8.5. Cálculo del abatimiento de patógenos.....	29
Ecuación 8.6. Cálculos de la constante de la reacción $K_t$ .....	29
Ecuación 9.1. Tasa de remoción de un contaminante por unidad de superficie	37
Ecuación 9.2. Concentración de salida tras el tratamiento.....	37
Ecuación 9.3. Tasa de remoción de un contaminante por unidad de superficie en función de $K$ .....	37
Ecuación 9.4. Tasa de remoción de un contaminante por unidad de superficie teniendo en cuenta la concentración de fondo.....	37
Ecuación 9.5. Balance de masas en el modelo P-TIS.....	39



Ecuación 9.6. Balance de masas aplicada a un volumen de control.....	40
Ecuación 9.7. Ecuación básica reactores flujo a pistón.....	40
Ecuación 9.8. Tiempo de retención hidráulico en el Humedal.....	41
Ecuación 9.9. Caudal medio a través del Humedal.....	41
Ecuación 9.10. Área superficial del humedal.....	41
Ecuación 9.11. Varianza como segundo momento de la función DTR.....	43
Ecuación 9.12. Varianza normalizada.....	43
Ecuación 9.13. Varianza adimensional relacionada con el número de Péclet...	43
Ecuación 9.14. Relación número de Péclet con la dispersión del humedal (D).	43
Ecuación 9.15. Varianza adimensional relacionada con dispersión del humedal (D).....	43
Ecuación 9.16. Reducción de la concentración en el modelo DFPR.....	43
Ecuación 9.17. Número de tanques en serie.....	44
Ecuación 9.18. Función de distribución de tiempos de residencia modelo TIS.	44
Ecuación 9.19. Balance de masas en el modelo de tanques en serie (TIS).....	45
Ecuación 10.1. Velocidad de flujo en HHAA FS.....	47
Ecuación 10.2. Número de Manning en HHAA FS.....	47
Ecuación 10.3. Velocidad en HHAA FS en función de “a” (factor de resistencia).....	47
Ecuación 10.4. Longitud de la celda del HHAA FS.....	48
Ecuación 10.5. Ley de Darcy.....	49
Ecuación 10.6. Ancho mínimo de una celda de humedal flujo subsuperficial...	49
Ecuación 10.7. Número de Reynolds.....	50
Ecuación 10.8. Relación de conductividad hidráulica con la viscosidad y la T <sup>a</sup> .	51
Ecuación 10.9. Conductividad hidráulica para gravas gruesas o rocas.....	51
Ecuación 11.1. Energía ganada por el flujo del agua a través del humedal.....	52
Ecuación 11.2. Calor perdido por el humedal de flujo subsuperficial.....	53
Ecuación 11.3. Coeficiente de transferencia de calor.....	53
Ecuación 11.4. Cambio de temperatura en el humedal.....	53
Ecuación 11.5. Temperatura en el efluente.....	53
Ecuación 11.6. Temperatura promedio del agua T <sub>w</sub> .....	54
Ecuación 11.7. Temperatura del agua a la distancia x, °C.....	56
Ecuación 11.8. Distancia x a la que la temperatura alcanza los 3°C.....	56
Ecuación 11.9. Temperatura del agua bajo la capa de hielo.....	56
Ecuación 11.10. Coeficiente de transferencia de calor en la interfase hielo/agua.....	57
Ecuación 11.11. Ecuación de Stefan.....	57
Ecuación 12.1. Relación de concentraciones de DBO entre el efluente y el afluente en el modelo EPA 1988.....	58
Ecuación 12.2. Estimación Área Superficial HHAA FS en el modelo EPA 1988 en base DBO.....	59
Ecuación 12.4 coeficiente de temperatura.....	61
Ecuación 12.5. Estimación Área Superficial HHAA FS en el modelo de Reed tras aproximación en base a datos rendimientos DBO.....	61
Ecuación 12.6. Cálculo de los SST en el efluente de HHAA FS.....	62
Ecuación 12.7. Cálculo de la Carga Hidráulica Superficial.....	62
Ecuación 12.9. Área Superficial HHAA FS en el modelo nitrificación de Reed.	63



Ecuación 12.11. Área Superficial HHAA FS en el modelo desnitrificación de Reed.....	64
Ecuación 12.12. Modelo de remoción de fósforo propuesto en Reed .....	65
Ecuación 12.13. Estimación Superficie para remoción de fósforo propuesta por Reed.....	66
Ecuación 12.14. Remoción de amoníaco según modelo WEF MOP FD-16.....	68
Ecuación 12.15. Área humedal necesaria remoción amoníaco según modelo WEF MOP FD-16.....	68
Ecuación 12.16. Remoción amoníaco según modelo Hammer y Knight.....	68
Ecuación 12.17. Remoción NT en el modelo WEF MOP FD-16.....	68
Ecuación 12.18. Área de humedal necesaria remoción NT según modelo WEF MOP FD-16.....	69
Ecuación 12.19. Modelo de remoción de contaminantes propuesto en Kadlec and Knight.....	70
Ecuación 12.20. Superficie necesaria remoción contaminante modelo Kadlec and Knight.....	70
Ecuación 12.21. Modelo remoción de DBO expuesto EPA, 2000.....	72
Ecuación 12.22. Modelo remoción de coliformes fecales expuesto EPA, 2000	72
Ecuación 12.23. Modelo de primer orden para sistemas de FTW.....	77
Ecuación 12.24. Modelo P-K-C* para sistemas de FTW.....	77
Ecuación 12.25. Eficiencia de eliminación para sistemas de FTW.....	78
Ecuación 12.26. Tasa de eliminación para sistemas de FTW.....	78
Ecuación 12.27. Predicción concentración para sistemas de FTW en modelo P-k-C*.....	78
Ecuación 12.28. Predicción concentración para sistemas de FTW en función de RE.....	78
Ecuación 12.29. Predicción concentración para sistemas de FTW en función de RR.....	78
Ecuación 12.30. Ecuación básica reactores flujo a pistón.....	79
Ecuación 12.31. Coeficiente de temperatura.....	79
Ecuación 12.32. Remoción nitrógeno total en macrófitos en flotación.....	80
Ecuación 12.33. Cálculo de los SST en el efluente de Humedales macrófitos en Flotación.....	80
Ecuación 12.34. Modelo secuencial de Gearheart.....	81
Ecuación 12.35. Modelo de retraso para la remoción de contaminantes.....	81
Ecuación 13.2 coeficiente de temperatura.	82
Ecuación 13.3. Estimación Área Superficial HHAA FSS en modelo de Reed para remoción DBO.....	82
Ecuación 13.4. Cálculo de los SST en el efluente de HHAA FSS.....	84
Ecuación 13.5. Constante nitrificación HHAA FSS en el modelo nitrificación propuesto en Crites et al., 2006.....	84
Ecuación 13.7. Área superficial en HHAA FSS en el modelo nitrificación propuesto por Reed.....	85
Ecuación 13.8. Constante $K_T$ en HHAA FSS en el modelo nitrificación propuesto por Reed.....	85
Ecuación 13.10. Área superficial en HHAA FSS en el modelo de desnitrificación (Crites et al., 2006).....	86



Ecuación 13.11. Modelo de remoción de fósforo propuesto en Reed et al, 1995.....	87
Ecuación 13.12. Estimación Superficie para remoción de fósforo propuesta en Reed et al.,1995.....	87
Ecuación 13.13. Modelo de remoción de contaminantes propuesto en Kadlec and Knight.....	89
Ecuación 13.14. Superficie necesaria remoción contaminante modelo Kadlec and Knight.....	90
Ecuación 13.15. Cálculo de la superficie según el modelo SINT(Pidre,2010)...	92
Ecuación 13.16. Cálculo del área superficial en humedal vertical.....	94
Ecuación 13.17. Tasa hidráulica de aplicación.....	94
Ecuación 13.18. Cálculo de la conductividad hidráulica para tratamiento primario.....	95
Ecuación 13.19. Cálculo del caudal de infiltración hidráulica para tratamiento primario.....	96
Ecuación 13.20. Cálculo del caudal de infiltración hidráulica para tratamiento secundario.....	96

## **18. BIBLIOGRAFÍA**

- Barret EC., Sobsey MD., House CH., White KD. (2000). *Microbial indicator removal in on-site constructed wetlands for wastewater treatment in the Southeastern US*. 7th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Lake Buena Vista, Florida, vol.1, pp. 383-388.
- Brix H. (1993). *Macrophyte-mediated oxygen transfer in wetlands: transport mechanisms and rates*. Constructed Wetlands for Water Quality Improvement. Moshiri G.A. (ed.), Lewis Publishers, Boca Raton, Florida, pp. 391-398.
- Brovelli, A., Baechler, S., Rossi, L., Langergraber, G., Barry, D.A. (2007). *Coupled flow and hydro-geochemical modelling for design and optimization of horizontal flow constructed wetlands*. En: Mander, Ü, Kóiv, M., Vohla, C. (eds.), Second International Symposium on "Wetland Pollutant Dynamics and Control WETPOL 2007" - Extended Abstracts II, 16–20 September 2007, Tartu, Estonia, pp. 393–395.
- CE 2001. *Procesos extensivos de depuración de las aguas residuales adaptadas a las pequeñas y medias colectividades*. Oficina de las publicaciones oficiales de las comunidades europeas, Luxemburgo. ISBN 92-894-1690-4.
- Chih-Yu Wang, (2013). *Floating wetlands for urban stormwater treatment*. Virginia Beach, 2013.
- Cooper, P. (2005). *The performance of vertical flow constructed wetland systems with special reference to the significance of oxygen transfer and hydraulic loading rates*. *Wat. Sci. Tech.* 51 (9), 91-97.



- Cooper PF., Job GD., Green MB., Shutes RBE. (1996). *Reed Beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment*. WRC Publications, Medmenham, Marlow, 184 pp.
- Crites, R.W., Middlebrooks, E.J., Reed, S.C. (2006). *Natural Wastewater Treatment Systems*. Meyer, M.D. (ed.) CRC Press. Boca Raton, Florida.
- Crites, R.W. and Tchobanoglous, (1998). G., *Small and Decentralized Wastewater Management Systems*, McGraw-Hill, New York.
- Delgadillo, O., Pérez, L., Camacho, A., & 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).
- EPA 2000. *Manual. Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*. EPA/625/R-99/010. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development. Cincinnati, Ohio
- EPA 1988. *Design manual: Constructed wetlands and aquatic plant systems for municipal wastewater treatment*. US EPA.
- EPA 1993. *Subsurface Flow Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. A Technology Assessment*. EPA/832/R- 93/008. USEPA Office of Research and Development, Cincinnati, OH.
- Fernández, J. (2001). *Filtro autoflotante de macrófitas para la depuración de aguas residuales*. pag 171–180, 2001.
- García J., Aguirre P., Mujeriego R., Huang Y., Ortiz L., Bayona JM. (2004). *Initial contaminant removal performance factors in horizontal flow reed beds used for treating urban wastewater*. *Water Res.*, 38 (7), 1669-1678.
- García Serrano, J., & Corzo Hernández, A. (2008). *Depuración con humedales construidos. Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficial*. Barcelona: Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Universidad Politécnica de Catalunya.
- Gearheart, R.A. (1999). *Free water surface wetlands for wastewater treatment: A technology assessment*. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Water Management, U.S. Bureau of Reclamation, Phoenix, AZ.
- Govern de les Illes Balears. *Diseño e instalación de sistemas autónomos de depuración* (2011). Conselleria d'Agricultura, Medi Ambient i Territori. Direcció General de Recursos Hídrics. Servei d'Estudis i Planificació.



- Hagendorf U., Diehl K., Feuerpfeil I., Hummel A., Szewczyk R. (2000). *Retention of microbiological organisms in constructed wetlands*. 7th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Lake Buena Vista, Florida, vol.1, pp. 391-396.
- Hoffmann, H., Platzer, C., Winker, M., & Von Muench, E. (2011). *Technology Review of Constructed Wetlands. Subsurface flow constructed wetlands for greywater and domestic wastewater treatment*. Eschborn,,: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ. Programa de Saneamiento Sostenible ECOSAN.
- ITRC (2003). The Interstate Technology & Regulatory Council Wetlands Team. *Technical and Regulatory Guidance Document for Constructed Treatment Wetlands*
- Kadlec, R. H. (2000). *The inadequacy of first-order treatment wetland models*. Ecological Engineering 15: 105-119.
- Kadlec R.H., Knight RL., Vymazal J., Brix H., Cooper P., Haberl R (2000). *Constructed Wetlands for Pollution Control: Processes, Performance, Design and Operation*. IWA Specialist Group on Use of Macrophytes in Water Pollution Control, IWA Publishing, 155 pp
- Kadlec, R.H. y Wallace, S. (2009). *Treatment wetlands*, Second edition. CRC Press, Taylor & Francis Group. Boca Raton, FL.
- Kemp, M.C., George, D.B. (1997). *Subsurface flow constructed wetlands treating municipal wastewater for nitrogen transformation and removal*. Water Environment Research, 69(7): 1254-1262.
- Langergraber, G., Haberl, R. (2001) *Constructed wetlands for water treatment*. *Minerva Biotecnologica* 13(2): 123–134.
- Langergraber, G., Šimůnek, J. (2005). *Modeling variably-saturated water flow and multicomponent reactive transport in constructed wetlands*. *Vadose Zone Journal*, 4: 924-938.
- Langergraber, G. (2008). *Modeling of processes in subsurface flow constructed wetlands-a review*. *Vadose Zone Journal*, 7(2): 830–842.
- Langergraber, G. (2011). *Numerical modelling: A tool for better constructed wetland design?* *Water Science and Technology*, 64(1): 14–21.
- Lara, J. (1999). *Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales*. Instituto Catalán de Tecnología. Universidad Politécnica de Cataluña.



- Levenspiel, O. (2004). *Ingeniería de las reacciones químicas*. México. Limusa Wiley Publishers.
- Martelo, J., Lara Borrero (2012). *Macrófitas flotantes en el tratamiento de aguas residuales: una revisión del estado del arte*. Ingeniería y Ciencia, ing. cienc. ISSN 1794–9165
- Mburu, N., Sánchez-Ramos, D., Rousseau, D., van Bruggen, J., Thumbi, G., Stein, O., Hook, P., Lens, P. (2012). *Simulation of carbon, nitrogen and sulphur conversion in batch-operated experimental wetland mesocosms*. Ecological Engineering, 42(2012): 304-315.
- Molle, P., Liénard, A., Boutin, C., Merlin, G., Iwema, A. (2005). *How to treat raw sewage with constructed wetlands: An overview of the French systems*. Water Science and Technology, 51(9): 11–21.
- Ottová V., Balcarová J., Vymazal J. (1997). *Microbial Characteristics of Constructed Wetlands*. Water Science and Tech. 35 (5): 117-123.
- Pidre JR., (2010). *Influencia del tipo y granulometría del sustrato en la depuración de las aguas residuales por el sistema de humedales artificiales de flujo vertical y horizontal*. Tesis Doctoral
- Reed SC., Crites RW., Middlebrooks EJ. (1995). *Natural Systems for Waste Management and Treatment. 2nd Edition*. McGraw-Hill, New York, 431 pp.
- Reed SC., (1990) *Natural Systems for Wastewater Treatment, Manual Of Practice FD-16, Water Pollution Control Federation (WEF), Alexandria, VA, 1990*.
- Rivera F., Warren A., Ramírez E., Decamp O., Bonilla P., Gallegos E., Calderón A., Sánchez JT. (1995). *Removal of pathogens from wastewater by the root zone method (RZM)*. Water Science and Tech. 32 (3): 211-218.
- Romero, J. A. (2004). *Tratamiento de Aguas Residuales, Teoría y Principios de diseño*. Escuela Colombiana de Ingeniería, Colombia, 3 edition, 2004.
- Rousseau, D.P.L., Vanrolleghem, P.A., DePauw, N. (2004). *Model-based design of horizontal subsurface flow constructed treatment wetlands: a review*. Water Research 38(2004): 1484-1493.
- Rousseau, D. (2005) *Performance of constructed treatment wetlands: model-based evaluation and impact of operation and maintenance*. PhD thesis, 2005, Ghent University, Ghent, Belgium, pp. 300.
- Salas JJ., Pidre JR., Sánchez L. (2007). *Manual de tecnologías no convencionales para la depuración de aguas residuales. Capítulo IV: Humedales Artificiales*. Ed. CENTA. ISBN 13:978-84-611-6885-9. Sevilla



- Sánchez, D. (2013). *Diseño y modelización de humedales para el tratamiento de efluentes de depuradora. Aplicación en el entorno del parque nacional de Las Tablas de Daimiel*. Tesis Doctoral. Universidad de Castilla-La Mancha.
- Vymazal J. (2007). *Removal of nutrients in various types of constructed wetlands*. Science of the Total Environment 380 (1-3): 48-65.
- Vymazal, J., Brix, H., Cooper, P.F., Green, M.B., Haberl, R. (1998). *Constructed Wetlands for Wastewater Treatment in Europe*. Backhuys Publishers. Leiden, The Netherlands.
- Vymazal, J., Kröpfelová, L., (2008). *Wastewater Treatment in Constructed Wetlands with Horizontal Sub-Surface Flow*. Ed. Springer: Dordrecht, The Netherlands.
- Tanner C y Headley T.R. (2011). *Components of floating emergent macrophyte treatment wetlands influencing removal of stormwater pollutants*. Ecological Engineering.