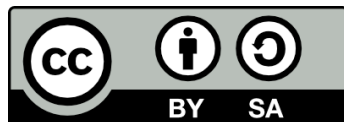




UNIVERSITAT_{DE}
BARCELONA

Tratamiento terciario de aguas residuales por infiltración-percolación: parámetros de control

Montserrat Folch Sánchez



Aquesta tesi doctoral està subjecta a la llicència **Reconeixement- Compartigual 4.0. Espanya de Creative Commons.**

Esta tesis doctoral está sujeta a la licencia **Reconocimiento - Compartigual 4.0. España de Creative Commons.**

This doctoral thesis is licensed under the **Creative Commons Attribution-ShareAlike 4.0. Spain License.**

Departament de Productes Naturals, Biologia Vegetal Sanitaria i Edafologia
Facultat de Farmàcia
Universitat de Barcelona

**TRATAMIENTO TERCIARIO DE AGUAS RESIDUALES
POR INFILTRACION-PERCOLACION : PARAMETROS
DE CONTROL.**

Memoria presentada per
MONTSERRAT FOLCH SANCHEZ
para optar al grado de Doctor en Farmacia

El director de la tesis:



Dr. Miquel Salgot i de Marçay
Profesor Titular de Farmacia
Departament de Productes Naturals,
Biologia Vegetal Sanitaria i Edafologia
Facultat de Farmàcia
Universitat de Barcelona

Barcelona, Agost 1997

BIBLIOTECA DE LA UNIVERSITAT DE BARCELONA



0700992436

1.	INTRODUCCION	1
1.1.	ANTECEDENTES	15
1.2.	PROCESO Y MECANISMOS	17
1.2.1.	Proceso	17
1.2.2.	Mecanismos	19
1.2.2.1.	<u>Filtración</u>	19
1.2.2.2.	<u>La oxidación</u>	24
1.2.3.	La biopelícula	31
1.2.3.1.	<u>Funcionamiento real de un sistema Ipm.</u>	40
1.2.4.	Hidráulica del sistema	43
1.2.4.1.	<u>Trazadores</u>	46
1.3.	MECANISMOS DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA IPm : TRANSFORMACION DE LOS CONTAMINANTES NO BIOTICOS	64
1.3.1.	Sólidos en suspensión	64
1.3.2.	Materia orgánica	65
1.3.3.	Nitrógeno	68
1.4.	LA IPm COMO SISTEMA DE DESINFECCION	75
1.4.1.	La relación microorganismos/suelo	76
1.4.2.	Aplicación a los sistemas Ipm	86
1.5.	LA LEGISLACION SOBRE REUTILIZACION DE AGUAS RESIDUALES	97
2.	MATERIAL Y METODOS	107
2.1.	DESCRIPCION DE LAS INSTALACIONES (MATERIAL)	107
2.1.1.	Columnas de infiltración-percolación	107

<u>2.1.1.1. Características</u>	108
<u>2.1.1.2. Preparación</u>	110
<u>2.1.1.3. Alimentación</u>	112
<u>2.1.1.4. Localización</u>	115
<u>2.1.1.5. Funcionamiento de la alimentación</u>	115
2.1.2. Sistema Vall-Llobrega	115
<u>2.1.2.1. Filtro a escala real.</u>	116
2.1.3. Sistema Sant Lluís	117
<u>2.1.3.1. Filtro a escala real.</u>	118
2.1.4. Sistema Piera	119
<u>2.1.4.1. Filtro a escala real.</u>	120
2.2. PROTOCOLO EXPERIMENTAL	124
2.2.1. Estudio en columnas	124
<u>2.2.1.1. Periodo 1994-95.</u>	124
<u>2.2.1.2. Periodo 1995-96</u>	126
2.2.2. Estudio en filtros	127
2.3. METODOS ANALITICOS : Parámetros de control	129
2.3.1. Arenas	130
2.3.2. Agua	132
2.4. PROCEDIMIENTOS DE OBTENCION DE MUESTRAS DE AGUA	135
2.4.1. Muestreos en Columnas	135
2.4.2. Muestreos en Filtros	136
2.5. DETERMINACION DEL TIEMPO DE RETENCION MEDIANTE TRAZADOR	139

2.5.1. Columnas	140
2.5.2. Filtros	140
3. RESULTADO E INTERPRETACION	143
3.1. ESTUDIO DE LAS ARENAS DE COLUMNAS Y FILTROS	143
3.2. RESULTADOS EN COLUMNAS	151
3.2.1. Periodo 1994-95	151
<u>3.2.1.1.Columna C1</u>	151
<u>3.2.1.2.Columna C2</u>	193
3.2.2. Periodo 1995-97	229
<u>3.2.2.1.Columna C1</u>	230
<u>3.2.2.2.Columna C2</u>	263
<u>3.2.2.3.Columna C3</u>	295
3.3. FILTROS	339
3.3.1. Filtro Vall-Llobrega	339
3.3.2. Filtro Sant Lluís	344
3.3.3. Filtro Piera	349
3.4. TRAZADORES	357
3.4.1. Columnas	358
3.4.2. Filtros	391
4. DISCUSION GENERAL	407
5. CONCLUSIONES	427
6. BIBLIOGRAFIA	431
7. ANEXO	

PRESENTACION Y OBJETIVOS

Esta memoria se inscribe en el marco de un trabajo de equipo, que se inició en 1991 y ha seguido hasta hoy, con la previsión de que en años sucesivos siga desarrollándose.

La línea de investigación consiste en una contribución al conocimiento del proceso de depuración de aguas residuales por Infiltración-Percolación modificada (IPm) .

El objetivo último de la línea de investigación es que el proceso sea definible como de “caja blanca (white box)”, es decir puedan conocerse todos los mecanismos de tratamiento de un agua residual que sea introducida en el sistema.

Esta técnica de tratamiento avanzado de aguas residuales comenzó de forma casi totalmente empírica en la U.S.T.L. de Montpellier y a lo largo de varios años se construyeron instalaciones relativamente simples en Francia. La colaboración con nuestro equipo se inició con un filtro de demostración, construido en 1991, en el que se introdujeron diversas mejoras tecnológicas y en el que el proceso ya podía definirse como de caja gris.

Los objetivos de nuestro trabajo se circunscriben en este proceso de conocimiento de la técnica y hemos pretendido:

1- Comprobar el proceso en columnas y a escala real.

El objetivo sería definir si las columnas pueden considerarse un modelo de funcionamiento de los filtros a escala operativa.

2- Trabajar con diferentes cargas hidráulicas (columnas y filtros) y con diferentes tiempos de reparto para una misma carga hidráulica (columnas). En teoría, a demostrar, debe existir una carga hidráulica máxima o punto de inflexión, a partir del cual el sistema pierda eficiencia. En cuanto a los tiempos de reparto en columnas, nuestro objetivo era comprobar si este parámetro influía en el rendimiento de las columnas, acercándolas al comportamiento de los filtros.

3- Controlar el funcionamiento, definiendo las herramientas (parámetros) de control que permitan obtener la máxima información a un coste mínimo.

Obviamente, dentro de esta definición debe incluirse una optimización económica de los controles:

¿ que debe analizarse ?

¿ cuándo debe analizarse el agua de salida del sistema ?

¿ cuantas veces ?

Estos tres han sido los objetivos principales de nuestro trabajo, con diversos objetivos secundarios:

- a) obtener datos del uso de bacteriófagos como indicadores de virus
- b) optimizar los tiempos de reposo en el funcionamiento a escala real
- c) estudiar los tiempos de detención del agua en el sistema
- d) mejorar el conocimiento de las transformaciones de materia orgánica y nitrógeno en el proceso.
- e) en los filtros, comprobar el funcionamiento de los nuevos sistemas de aplicación del agua y asegurar que la presencia del césped no perjudica el rendimiento
- f) evaluar los rendimientos de desinfección y transformación del nitrógeno

El trabajo de campo (los filtros) se ha tenido que desarrollar, necesariamente, en colaboración con la empresa privada, ya que las tareas de mantenimiento de los sistemas se escapan de nuestras posibilidades.

Por lo tanto hay que reconocer la ayuda de SEARSA, de la Dirección de Saneamiento de AGBAR y del Consorcio de la Costa Brava como colaboradores necesarios en los trabajos.

1. INTRODUCCION

1. INTRODUCCION

El propósito de los tratamientos terciarios o avanzados de aguas residuales, es la obtención de un efluente tratado, con la calidad suficiente para poder ser vertido al medio con un impacto ambiental mínimo o para proceder a su reutilización sin riesgos sanitarios.

Este tipo de tratamiento puede tener como objetivo la eliminación de un componente del agua residual que pueda ser perjudicial para el medio (nutrientes, metales pesados, microcontaminantes orgánicos, ...) o bien conseguir una desinfección adecuada del agua con tratamiento secundario, e incluso ambos conjuntamente.

Cuando se pretende proceder a la reutilización de aguas residuales, los tratamientos más extendidos en este momento en nuestro país son los que pretenden obtener un agua tratada de calidad suficiente para poder ser empleada en riegos sin restricciones sanitarias.

Previamente, hay que indicar que los sistemas de depuración secundarios que se emplean mayoritariamente en la actualidad tienen como características principales :

- una cierta falta de fiabilidad, al depender de fuentes externas de energía y ser principalmente de tipo mecánico.
- el objetivo casi único de reducir la carga de DBO_5 y los sólidos en suspensión
- una reducción escasa del número de organismos patógenos
- ser relativamente caros y complicados de gestionar

Por tanto, si el objetivo de los tratamientos avanzados posteriores a la depuración secundaria debe ser la reutilización con un mínimo de restricciones, es aconsejable que los sistemas empleados sean :

- fiables

- capaces de reducir la carga de microorganismos patógenos
- de mantenimiento reducido y barato
- poco complicados

y si se pretende que la reutilización sea para riego, deberían además

- mantener un máximo de nutrientes en el agua

Por otra parte, será preciso definir una calidad del agua residual que permita la reutilización. Con este propósito se suelen citar diversos parámetros, principalmente de tipo microbiológico. La legislación o las guías de calidad con las que se trabaja se han basado tradicionalmente en los contenidos en coliformes (fecales y totales), y más recientemente en los huevos de nemátodo. Muy raramente se hace referencia a los virus en este tipo de aguas, aunque actualmente se está trabajando en la definición de un indicador adecuado, como ya se indica en otro lugar de este trabajo.

En el momento en que se plantea un tratamiento adecuado para la reutilización deben tenerse en cuenta los criterios indicados anteriormente, pero también el hecho de que las técnicas sean más o menos conocidas, ya que difícilmente se recurre a tecnologías poco probadas.

Por otra parte, determinados tratamientos que inicialmente pueden considerarse como secundarios, consiguen que el agua tratada tenga una calidad comparable a la que se obtiene con tratamientos más complejos.

Podemos clasificar estos tratamientos según la tecnología que empleen: “blanda o natural” y “dura”.

Tecnologías duras

Emplean habitualmente componentes mecánicos y se suelen caracterizar por efectuar el tratamiento en poco espacio. Puede establecerse una clasificación de las tecnologías duras más habituales según se indica en la tabla 1.1.

Tabla 1.1. : Clasificación de las tecnologías duras

Filtración	Membrana	Osmosis Nanofiltración Ultrafiltración Microfiltración
Filtración	Tangencial Multicapa Arena Electrodiálisis	
Intercambio iónico		
Air stripping		
Desinfectantes químicos		Cloro Ac Peracético Peroxone Derivados de Cl
Desinfectantes físicos		Ultravioleta Radiación gamma Calor
Coagulación		
Reoxigenación		

Tecnologías blandas

Son las que se basan en el uso de un componente natural, o en el empleo de un ecosistema más o menos modificado. Se suelen caracterizar por emplear una cantidad de espacio considerable. Pueden clasificarse como se indica en la tabla 1.2.

Tabla 1.2. : Clasificación de las tecnologías blandas

Sistemas edáficos	Con vegetación	→	Sistemas complejos
	Sin vegetación	→	Sistemas simples
Sistemas acuáticos	Lagunajes		
	Macrófitos	→	Flotantes
		→	Enraizados

La infiltración-percolación modificada (IPm), objeto principal de este trabajo, se puede clasificar en el marco de las tecnologías blandas y más concretamente dentro de los sistemas edáficos complejos, ya que utiliza suelos naturales o aportados como medio de depuración. La IPm es un proceso de depuración aerobio, que consiste en infiltrar aguas residuales urbanas previamente decantadas o efluentes secundarios, a razón de algunos centenares de litros por metro cuadrado y por día, a través de un espesor de arena aportada. Más adelante se justifica esta definición, incluso complementándola.

Comparación con otras tecnologías

La comparación de la IPm se debe hacer con más de un tipo de tecnología ; tanto con las que son puramente de desinfección como con las que dan resultados similares combinando la desinfección con otras acciones. Nos limitaremos a mencionar algunas de las tecnologías más comunes (Salgot et al., 1997)

a) La cloración

Normalmente es el sistema de referencia cuando se habla de desinfección de aguas residuales.

La química de la cloración de aguas potables y aguas residuales es fundamentalmente la misma. No obstante, el contenido de contaminantes de todo tipo es considerablemente mayor en las aguas residuales, por lo que es de esperar que la generación de subproductos sea mucho mayor si se emplea el cloro al intentar desinfectarlas.

Habitualmente, en este último caso la cantidad de cloro necesaria será bastante más importante.

Entre las sustancias que se encuentran en las aguas residuales y que pueden interferir con la cloración, las más importantes son el amonio, el nitrógeno orgánico, el sulfuro de hidrógeno, los taninos, la cistina, el ácido úrico, los ácidos húmicos, los cianuros y los fenoles. Adicionalmente, podemos indicar que :

- Normalmente, el cloro reacciona antes con el amonio que con las bacterias.
- Los compuestos con nitrógeno orgánico son normalmente estables, hasta en presencia de cloro libre. Se forman en todo caso organocloraminas inactivas.
- Los taninos tienen una demanda de cloro elevadísima.
- Los sulfitos reaccionan inmediatamente con el cloro, que los neutraliza fácilmente.
- Los fenoles ejercen una demanda adicional de cloro, y generan problemas graves de gusto y olor en el agua. Teóricamente, se necesitan 10 mg de cloro para destruir 1 mg de fenol, pero a causa de los compuestos asociados se llega fácilmente a 20 mgL⁻¹.

La demanda de cloro, con un tiempo de contacto de 15 minutos, para un efluente secundario es de 3-8 mgL⁻¹, para el efluente nitrificado es de 2 a 10, y la de un filtro de arena es de 2 a 4 mgL⁻¹.

La desinfección de los efluentes terciarios obtenidos mediante IPm, requiere una cantidad bastante reducida de cloro, ya que se han eliminado muchas de las sustancias que aumentan la demanda del reactivo.

b) Lagunaje

El sistema de lagunaje clásico, con tiempos de residencia largos, es uno de los mejores sistemas de desinfección natural que se conoce. Su principal inconveniente es la gran cantidad de espacio que exige. En los últimos años se han estudiado los lagunajes profundos, que combinan la acción del lagunaje con el almacenamiento. El otro gran

inconveniente es la cantidad de algas que puede contener el efluente si no se toman las medidas adecuadas (filtros, capas de *Lemna*, ...).

En nuestro país, el uso de lagunajes como tratamiento terciario o de afinado del efluente da muy buenos resultados, aunque requiere más espacio que la IPm. A pesar de sus ventajas, no es un sistema empleado habitualmente.

c) Radiación Ultravioleta

En el último decenio, la desinfección del agua residual mediante radiación ultravioleta parece destacarse como método adecuado de desinfección de aguas residuales. Es un método efectivo siempre que el agua a tratar tenga muy pocos sólidos en suspensión y el mantenimiento de la instalación sea muy esmerado. Al poderse utilizar baterías de lámparas de UV no hay límite superior ni inferior por lo que se refiere a caudales.

Es un buen complemento para otras tecnologías que eliminen materia orgánica residual y sólidos en suspensión casi totalmente (filtros rápidos e IPm). Su ventaja principal es la nula generación de subproductos, aunque también se menciona que no haya adición de reactivos. Por el contrario, se indica la reviviscencia de determinados microorganismos como uno de los principales inconvenientes.

d) Filtros rápidos de arena

Los filtros de arena que se utilizan actualmente como tratamiento terciario de regeneración de aguas residuales se basan en la existencia de una coagulación previa, siendo el funcionamiento del sistema prácticamente idéntico al utilizado para aguas potables. Las eficiencias son buenas, aunque el sistema requiera unas instalaciones comparativamente más caras. Es una tecnología más dura, que ocupa mucho menos espacio que la IPm y que se aplica en caudales bastante más importantes. De todas formas requiere una desinfección posterior.

e) Otros sistemas

Otras tecnologías están poco probadas en estos momentos, o bien son mucho más caras y no entran dentro de este marco comparativo (ósmosis inversa, electrodiálisis, filtros multicapa) sino en el de volúmenes mucho más grandes, que permiten una economía de escala, o bien son tecnologías en desarrollo en relación con la desinfección de aguas residuales (ácido peracético, peroxone, ozono, ...)

Habitualmente, la elección de tecnologías de tratamiento terciario no suele efectuarse con criterios técnicos, sino atendiendo a que las tecnologías sean conocidas y comercializadas.

En todos los casos, deben caracterizarse los efluentes obtenidos ya que ello permite definir la posibilidad de reutilización en función del riesgo generado por el efluente mismo.

Factores de riesgo en la eliminación y reutilización de aguas residuales depuradas

La eliminación y la reutilización de las aguas residuales depuradas presentan diversos riesgos que deben cuantificarse en lo posible, y que podemos separar en :

- 1- Físico-químicos
- 2- Biológicos

1- RIESGO FÍSICO-QUÍMICO

Los componentes no biológicos del agua residual suelen generar efectos a largo plazo, más que agudos, sobre el medio y sus componentes, aunque en algunos casos puedan encontrarse los últimos. Los problemas suelen aparecer

- a) en los suelos,
- b) en los vegetales, y

c) en aguas receptoras

o ser definibles como sanitarios

El control de la calidad físico-química del agua residual se lleva generalmente a cabo mediante diversos parámetros de control de la contaminación, como son la demanda bioquímica de oxígeno en cinco días (DBO_5), los sólidos en suspensión (SS) y la demanda química de oxígeno (DQO); sin embargo, cuando se trata de utilizar el agua para riego agrícola o de zonas verdes (jardines, campos de golf, ...) se emplean muchos otros parámetros, como el contenido en compuestos orgánicos biodegradables, elementos nutritivos (N, P y K), sales disueltas y el pH. Algunos de estos parámetros no experimentan una modificación substancial en la mayoría de los procesos de tratamiento de agua residual.

Los sólidos en suspensión pueden dar lugar al desarrollo de depósitos de fangos y generar condiciones anaeróbicas, además de dar lugar a la obstrucción de los sistemas de riego.

Un exceso de materia orgánica provocaría al descomponerse el agotamiento del oxígeno disuelto y también condiciones anaeróbicas.

La salinidad del agua es un parámetro importante si el agua debe emplearse para la irrigación. Un aporte más o menos continuo de sales al suelo puede ser perjudicial para las plantas, tanto cultivadas como de jardinería o naturales. Además de los efectos en las plantas, un exceso no compensado de sodio puede dar lugar a cambios en la permeabilidad del suelo, pudiendo llegar a reducir la aireación y creando zonas anóxicas.

En cuanto a los nutrientes (N, P y K) constituyen los elementos esenciales para el crecimiento de las plantas. La casi totalidad del nitrógeno aportado mediante el riego es asimilado por las plantas si se encuentra en forma de nitratos, pero es difícil de regular la cantidad aplicada. Este aporte de nitrógeno suele ser beneficioso en los primeros estadios de crecimiento, siéndolo mucho menos en la fase de maduración; en algunos casos un exceso de nitrógeno puede estimular el crecimiento vegetativo, retrasando la maduración

y alterando la calidad de la producción. Un exceso de nitrógeno en las aguas de riego puede dar lugar a un riesgo elevado de contaminación en aguas subterráneas o en aguas receptoras con posibles fenómenos de eutrofización.

El pH del agua residual afecta la solubilidad de los metales así como la alcalinidad del suelo.

2- RIESGO BIOLÓGICO

El riesgo biológico se puede definir para el hombre, los animales o las plantas. Lo generan los organismos patógenos que han sido capaces de superar los tratamientos de aguas residuales.

Entre los patógenos presentes hay que diferenciar

- a- bacterias
- b- virus
- c- protozoos
- d- helmintos

En general, y al definir la acción de los organismos de este tipo, hay que tener en cuenta

- I) las categorías de infección
- II) la cuantificación de riesgos.

I) Feachem y cols. (1983) han dividido las infecciones causadas por agentes patógenos excretados en cinco categorías.

Las infecciones de la categoría I están causadas por agentes patógenos, infecciosos en el momento de la excreción, que se caracterizan por una dosis infectiva media baja, y no se pueden multiplicar en el medio ambiente. Esta categoría abarca muchos organismos excretados, como virus, protozoos y los helmintos *Enterobius vermicularis* e *Hymenolepis nana*.

Categoría II: agentes infecciosos en el momento de la excreción, de mayor dosis infectiva que los anteriores, y con cualidades de persistencia en el medio ambiente.

Categoría III : nemátodos intestinales transmitidos por el suelo. Sus huevos requieren un periodo de latencia para desarrollarse en el medio ambiente; la dosis infectiva media es de un solo microorganismo. Los más importantes son los ascáridos (*Ascaris lumbricoides*), los anquilostomas (*Ancylostoma duodenale* y *Necator americanus*) y los tricocéfalos (*Trichuris trichiura*). Todos se transmiten fácilmente mediante las excretas y aguas residuales en estado bruto o insuficientemente tratadas.

Categoría IV: *Taenia saginata* y *Taenia solium*. En este caso, el huésped son las vacas o cerdos que pueden ingerir huevos viables en pastos de praderas regadas con agua residual.

Categoría V: helmintos acuáticos que requieren uno o dos huéspedes intermediarios.

II) El riesgo biológico se puede cuantificar matemáticamente con ciertas dificultades, aunque los trabajos de Haas, (1983); Regli et al, (1991) y Haas et al, (1996) han establecido con claridad esta posibilidad. Mediante la utilización de cálculos y modelos matemáticos, basados en datos analíticos, se puede llegar a establecer una relación directa entre el agente infeccioso y la dosis infectiva.

Casi todos los agentes patógenos excretados pueden sobrevivir en el suelo y en los estanques el tiempo suficiente como para representar un peligro para los agricultores y para los consumidores de pescado y macrófitos acuáticos.

Los agentes patógenos sobreviven en la superficie de los cultivos durante periodos más cortos que en el suelo, ya que están menos protegidos contra los efectos nocivos de la luz solar y de la desecación (ver tabla 1.3). Sin embargo, no se puede obviar que los periodos de supervivencia pueden ser suficientemente prolongados, en algunos casos, como para poner en peligro la salud de las personas que manipulan y consumen los cultivos.

Tabla 1.3. : Periodo de supervivencia de patógenos en el suelo y en la superficie de los cultivos a 20-30 °C (OMS, 1989).

Agente patógeno	En el suelo	En los cultivos
Virus Enterovirus	<100, comúnmente < 20 días	<60, comúnmente <15 días
Bacterias Coliformes fecales <i>Salmonella spp</i> <i>Vibrio cholera</i>	<70, comúnmente <20 días <70, comúnmente <20 días <20, comúnmente <10 días	<30, comúnmente <15 días <30, comúnmente <15 días <5, comúnmente <2 días
Protozoos Quistes de <i>E. histolytica</i>	<20, comúnmente <10 días	<10, comúnmente <2 días
Helmintos Huevos de <i>A. lumbricoides</i> Larvas de anquilostoma Huevos de <i>T. saginata</i> Huevos <i>T. trichiura</i>	Muchos meses <90, comúnmente <30 días Muchos meses Muchos meses	<60, comúnmente <30 días <30, comúnmente <10 días <60, comúnmente <30 días <60, comúnmente <30 días

No obstante, para que un ser humano desarrolle una enfermedad, deben concurrir las siguientes circunstancias:

- el agente infeccioso tiene que estar presente en el agua residual
- el agente infeccioso debe sobrevivir a los procesos de tratamiento a los que se somete el agua residual
- la persona tiene que entrar en contacto con el efluente
- debe haber un número suficiente de agentes infecciosos presente como para poder producir la enfermedad.

Los microorganismos patógenos poseen características que potencian el riesgo de transmisión de enfermedades cuando se reutiliza agua residual. Shuval et al, (1989) han señalado las siguientes:

- persistencia durante largos periodos en el medio ambiente;
- tiempo prolongado de latencia o etapa de desarrollo;
- baja dosis infectiva;
- poca inmunidad del huésped

Tabla 1.4. : Características epidemiológicas de los patógenos entéricos presentes en las aguas residuales (Shuval. H., 1986).

Patógeno	Resistencia en el medio	Dosis infectiva mínima	Inmunidad	Rutas comunes de infección	Desarrollo de estados de latencia en el suelo
Virus	Media	Baja	Grande	Aguas y alimentos	No
Bacterias	Reducida/ Media	Media/Alta	Reducida/ Media	Aguas y alimentos	No
Protozoos	Reducida	Baja/Media	Ninguna/Poca	Aguas y alimentos	No
Helmintos	Prolongada	Baja	Ninguna/Poca	Aguas y alimentos	Si

Indicadores de la calidad biológica del agua.

Al plantear la definición de riesgo e intentar cuantificarla, aparece el concepto de indicador bacteriano. En este contexto, podemos establecer diferencias entre los indicadores bacterianos clásicos (a) y los nuevos sistemas de cuantificación de la calidad de las aguas (b).

a) Tradicionalmente, se ha definido el concepto de indicador en función de una serie de características ideales, a las que se ajustan de una forma más o menos correcta los indicadores empleados normalmente (OMS, 1994), especialmente los coliformes, tanto fecales como totales. Como indicadores bacterianos es difícil encontrar alguno más adecuado, y al mismo tiempo hay que señalar que se pueden encontrar datos de coliformes fecales prácticamente para cualquier tipo de agua y circunstancia. Todo ello hace que la detección de los coliformes fecales sea imprescindible para caracterizar cualquier agua.

Si embargo, no puede afirmarse que los coliformes fecales sean capaces de definir una relación directa con los contenidos de virus, helmintos y protozoos en aguas. En este

sentido, varios trabajos recientes (Jofre, Lucena, Araujo, ..., 1996), han establecido la necesidad de desarrollar nuevos indicadores fiables, especialmente para los virus.

Se ha estado estudiando la capacidad de los bacteriófagos de actuar como indicadores de virus ; debido a su similitud con los enterovirus humanos y a su facilidad de detección en el agua. Los grupos de bacteriófagos más estudiados, y propuestos como indicadores, son los colifagos somáticos, que infectan a *E. coli* por receptores de la pared celular, y los bacteriófagos ARN que infectan la célula huésped (*E. coli*) por el pili F o sexual ; así como los fagos de *Bacteroides fragilis*. Ni los colifagos somáticos ni los bacteriófagos ARN se encuentran en gran número en las excretas de humanos y animales, pero sí se encuentran en gran número en las aguas residuales - del orden de 10^4 UFP·ml⁻¹ - por lo que se consideran buenos indicadores de contaminación en aguas y son más resistentes a los sistemas de tratamiento convencionales que los virus patógenos.

Debemos indicar también que los fagos de *Bacteroides fragilis* son exclusivamente de origen humano y hasta el momento no se han encontrado de origen animal.

Sin embargo, no hay que olvidar que los virus son un grupo de organismos heterogéneos, y que no se ha podido demostrar aún que la resistencia o eliminación de determinados bacteriófagos sea una garantía de eliminación de todos ellos.

Por lo que respecta a la contaminación del agua por parásitos, la OMS (1989) estableció la necesidad de la determinación de huevos de helminto, debido a su larga persistencia tanto en suelos como en aguas. Según los estudios epidemiológicos llevados a cabo, los huevos de helminto son los agentes patógenos de origen parasitario más comunes. Por parte de la OMS, se fijaron como indicadores los huevos de *Ascaris*, *Trichuris* i *Ancylostoma*. En la guía catalana, se ha añadido la presencia de *Taenia*

Hay diversos estudios de la incidencia de estos parásitos en aguas residuales y su viabilidad (Schwartzbrod, 1994 ; Gaspard et al, 1993). El problema en esta determinación estriba en el gran volumen de muestra que debe procesarse, la dificultad de identificación de los huevos de los nemátodos indicados, la gran cantidad de

resultados negativos que se producen, y el hecho de que no se indique la necesidad de determinar la viabilidad de los huevos encontrados.

Finalmente, en relación con las aguas residuales, se está procediendo a estudiar especialmente *Cryptosporidium* y *Giardia*. Para estos organismos no existen indicadores, pero se están desarrollando rápidamente métodos indirectos de detección (Le Chevallier et al, (1990) ; Ongerth, (1990) ; Le Chevallier et al, (1992)

b) En la detección de microorganismos de todo tipo, uno de los inconvenientes principales es el tiempo que transcurre desde la toma de muestra hasta la obtención de datos numéricos. Esto que hace que los datos tengan una validez casi histórica y no sirvan para la detección en tiempo real de los problemas. Adicionalmente, se hace difícil cuantificar los impactos sobre los ecosistemas, ya sean los biotopos o la biota, ya que los resultados sólo indican el número de organismos encontrado, sin establecer en ningún caso su impacto real.

Por lo que respecta al tema del tiempo de respuesta de la determinación, se están desarrollando nuevas técnicas capaces de detectar en continuo los microorganismos, y que hasta cierto punto son capaces de sustituir los ensayos ecotoxicológicos y fisico-químicos convencionales (Kott, 1996). Por una parte se está trabajando con biocaptadores o bioindicadores (Osbuild, Babut y Vasseur, 1995), aunque “sensu stricto” cualquier indicador de los indicados anteriormente puede considerarse bioindicador.

Muchos seres vivos presentes en medios contaminados pueden definir, e incluso cuantificar, el impacto de las aguas residuales en el medio. La presencia, desaparición, grado de desarrollo, problemas de reproducción, etc. permiten esta cuantificación, especialmente en los casos en que se trata de influencias a largo plazo.

De todas formas, el empleo de bioindicadores aún no se ha desarrollado completamente, y en el caso que nos ocupa sería poco útil para definir la calidad del agua residual depurada.

1.1. ANTECEDENTES

El proceso de infiltración-percolación surgió en los Estados Unidos durante los años 40, y fue concebido como un *tratamiento secundario* para pequeñas colectividades o como un *tratamiento terciario* de efluentes depurados antes de su eliminación en una capa freática.

En sus inicios, esta técnica consistía en hacer infiltrar volúmenes elevados de aguas residuales en un sistema edáfico/geológico constituido por espesores de arena considerables. El agua se depositaba sobre el terreno en una sola aplicación, hasta alcanzar una altura determinada y se dejaba percolar lentamente, en condiciones principalmente anaerobias. Una vez el agua alcanzaba la capa freática, se perdía o era recuperada del acuífero al cabo de un tiempo considerable.

La infiltración-percolación fue objeto de importantes programas de investigación en los E.E.U.U., a nivel de laboratorio y en instalaciones piloto. Los estudios piloto de Flushing Meadows, cerca de Phoenix (Arizona), entre 1967 y 1977 son puntos de referencia esenciales en la historia de esta técnica. En 1981, la Environmental Protection Agency (E.P.A.) censó más de 320 instalaciones de este tipo en los Estados Unidos, de las cuales más de la mitad se situaban en California. Actualmente, estas instalaciones siguen funcionando sin problemas siempre que su gestión haya sido correcta (Brissaud et al, 1993).

Este tipo de instalaciones fue adoptado en otros países con ciertas modificaciones, sobre todo en Francia e Israel. El proyecto de la región de Dan, en Israel, está considerado como una de las operaciones de infiltración percolación más grandes del mundo, con un caudal anual tratado de $75 \cdot 10^6 \text{ m}^3$. En este lugar, los efluentes de un tratamiento por lodos activados se infiltran en una formación de arena de duna y percolan a través de 30-40 m de zona no saturada, antes de recargar una capa freática que posteriormente se explota según las necesidades de riego de una gran región del país (Shelef, 1991). En Francia, el primer sistema de infiltración percolación se instaló en 1981 en el cordón dunar de Port Leucate, donde se infiltran los efluentes secundarios producidos durante la temporada turística, alimentando una capa freática. Actualmente, existen en Francia

alrededor de medio centenar de instalaciones de infiltración percolación de este tipo (Brissaud, 1993).

A finales de la década de los 80, se desarrolló en Francia la denominada **Infiltración Percolación modificada (IPm)** con el fin de conseguir una mayor independencia del contexto hidrogeológico y extender así el ámbito de aplicación de la infiltración percolación. El suelo del lugar fue sustituido por arena aportada y se introdujeron sistemas de impermeabilización de fondo, y en consecuencia de drenaje.

La IPm ha sido objeto de una serie de mejoras con respecto a la estandarización del tamaño del material filtrante, al reparto de los efluentes en la superficie de infiltración y al régimen de los aportes. Estos avances se han ido produciendo a medida que se han ido desarrollando los fundamentos teóricos de la técnica y ésta ha ido perdiendo su carácter empírico inicial (Brissaud, 1993).

En las primeras instalaciones de IPm, el material de relleno fue una mezcla de grava y arena, pero no se obtuvieron buenos resultados. En desarrollos posteriores, se llegó a la conclusión de que el mejor material era la arena de entre 0,2 y 1 mm de diámetro equivalente.

En cuanto a la aplicación del agua, uno de los problemas iniciales fue conseguir un reparto homogéneo en todo el sistema. Las primeras instalaciones tenían uno o como mucho dos puntos de aplicación en uno de los extremos, lo que causaba desigualdades de aplicación y que en las cercanías del punto de vertido aparecieran caminos preferenciales de infiltración, y encharcamientos. Como consecuencia, se producían colmataciones puntuales y pérdidas de nivel de depuración. En sistemas posteriores se recurrió a aplicaciones longitudinales, que se demostraron insuficientes para homogeneizar el volumen de efluente aplicado en cada punto concreto.

La IPm llegó a nuestro país en 1991 y se introdujeron por primera vez otras mejoras en la homogeneidad de aplicación. Por una parte se utilizó un pivote de riego por aspersión para el reparto del agua en superficie y por otra se implantó césped en la zona de infiltración. Con esto, se consiguió una entrada del agua en toda la superficie, lo que

asegura a efectos prácticos un reparto homogéneo en toda la superficie filtrante; a lo que ayuda el césped.

La primera planta de demostración se construyó en la depuradora de Vall-Llobrega (Girona), a ésta siguieron la de Sant Lluís (Menorca) y la de Piera (Barcelona); actualmente (Abril de 1997) se están construyendo dos nuevas plantas en la provincia de Alicante.

La característica diferencial de la IPm respecto a otros sistemas similares, se basa en distribuir el agua a depurar en varias "dosis" a lo largo del día. Los primeros sistemas americanos tenían un modelo de aplicación basado en un único aporte, que se infiltraba en un tiempo que no solía ser inferior a varias semanas. El área de infiltración debía dejarse en reposo durante un tiempo prolongado. El sistema era casi completamente anaerobio. Posteriormente, y ya en Europa, a fin de trabajar con un sistema aerobio, se diseñó un reparto secuencial del efluente. Se trataba de distribuir un cierto volumen por unidad de superficie en varias aplicaciones a lo largo de un tiempo determinado.

La aplicación de efluente con un modelo como el descrito debe permitir el desarrollo de un cultivo bacteriano sobre la base de filtración, en este caso arena calibrada. En este momento, la IPm se puede definir como un proceso de película microbiana, aerobio, secuencial o discontinuo, y que adicionalmente ofrece características de filtro.

1.2. PROCESO Y MECANISMOS

Después de la definición, es preciso considerar más detalladamente como funciona el sistema, para justificarla.

1.2.1. Proceso

En general, los procesos de película microbiana se clasifican en tres tipos (Iwai et al, 1994):

- filtros biológicos sumergidos
- biodiscos (RBC o Rotating Biological Contactors)
- filtros percoladores

Adicionalmente, se pueden considerar también aquellos procesos de filtro secuencial no sumergido en los que el soporte de la biomasa es fijo. La IPm se incluiría dentro de esta última categoría, ya que se trata de un proceso aerobio en que el oxígeno se suministra mediante el paso del agua por el sistema (masa de arena) y los intercambios gaseosos con la atmósfera.

La infiltración percolación es un proceso de depuración que utiliza un teórico sistema de suelo como filtro y como reactor biológico aerobio. Este sistema, poroso por definición, actúa sobre la carga contaminante del agua mediante tres mecanismos :

- (a) filtración superficial,
- (b) oxidación biológica,
- (c) desinfección.

(a) Filtración superficial

Los sólidos en suspensión (SS) son retenidos en la superficie del macizo filtrante y con ellos una parte de la contaminación orgánica (DQO particulada) y una parte de los microorganismos patógenos. La efectividad del proceso dependerá teóricamente del tamaño de partícula, en este caso del diámetro equivalente del grano de arena. Este tamaño definirá el diámetro de poro y por tanto la capacidad de filtración.

(b) Oxidación biológica

El medio granular constituye un reactor biológico, un soporte de gran superficie específica sobre el que se fijan y desarrollan las bacterias responsables de la oxidación de la carga contaminante: materia orgánica, nitrógeno orgánico y amoniacal. Para ello se requiere oxígeno que proviene de la fase gaseosa del suelo y de los intercambios gaseosos con la atmósfera.

Será preciso un medio poroso prácticamente no saturado, y que la fase gaseosa sea periódicamente renovada por el aire atmosférico, a través de la superficie de infiltración.

Como en todos los procesos biológicos, la oxidación de la materia orgánica es paralela a un proceso de desarrollo bacteriano. Hay un riesgo de colmatación interna del macizo filtrante, si la producción de biomasa no está equilibrada por los procesos biológicos que la regulan (ver apartado 1.3.)

(c) Desinfección

Los microorganismos patógenos presentes en el agua residual son eliminados en el sistema por diversos mecanismos, principalmente filtración mecánica, adsorción y degradación microbiológica. La eficacia de esta eliminación (equivalente a una desinfección) es uno de los mayores intereses del proceso, y está muy ligada al tiempo de residencia del agua en el macizo filtrante y a la calidad de la oxidación.

1.2.2. Mecanismos

Como ya se ha comentado en el apartado 1.2, la infiltración-percolación es un proceso que utiliza el suelo, ya sea natural o aportado, como reactor biológico aerobio. Este sistema actúa sobre la carga contaminante, llevándose a cabo procesos físicos, químicos y biológicos.

- (a) Físicos : filtración
- (b) Químicos : oxidación
- (c) Biológicos : desinfección.

1.2.2.1. Filtración

La granulometría del material filtrante debe ser tal que se retenga la práctica totalidad de los sólidos en suspensión en la superficie del macizo filtrante. De esta manera, la

filtración mecánica elimina el 40% de la demanda química de oxígeno (DQO), el 90% de los microorganismos patógenos (bacterias y virus) y la totalidad de los huevos de helminto contenidos en el agua residual (Lefevre, 1988; Brisssaud, 1991; Salgot et al., 1996).

Si la cantidad de sólidos en suspensión en el agua es grande, su acumulación en la superficie de infiltración puede generar una colmatación progresiva y una reducción de la permeabilidad superficial del filtro. Collins et al., (1991) encontraron que los SS depositados en la superficie del medio filtrante formaban por acumulación una capa de relativa baja permeabilidad, siendo ésta a causa principal de la pérdida de carga en el sistema filtrante

Los sólidos en suspensión de los efluentes primarios generan un impacto menor que los de los efluentes secundarios; esto es debido a que las partículas en suspensión que caracterizan un efluente primario son de mayor tamaño, quedando retenidas en la superficie del macizo, y pudiendo ser fácilmente degradadas en contacto con la atmósfera; en cambio las partículas pequeñas, que a priori caracterizan un efluente secundario, pueden penetrar fácilmente en el interior del macizo, con la posibilidad de causar la formación de una zona de bloqueo, lo que se conoce como colmatación interna (Lefevre, 1988).

Con el fin de poder estudiar la colmatación, Thomas et al. (1966) trabajaron con lisímetros de arena silicea, de 0,2 mm de diámetro efectivo y coeficiente de uniformidad de 1,5; a los que se aplicaba un efluente procedente de un tanque séptico a razón de 205 l/día·m², en una sola aplicación. Describieron tres fases en la disminución de la velocidad de infiltración.

Fase 1, de larga duración, en la que se registraba una ligera disminución de la velocidad de infiltración; manteniéndose en esta fase las condiciones aerobias.

La **Fase 2**, periodo breve pero con una importante disminución de la velocidad de infiltración, pudiendo dar lugar a que el sistema quedase sumergido permanentemente.

La Fase 3 , anaerobia, en la que la permeabilidad tendía a valores límite, cercanos a cero.

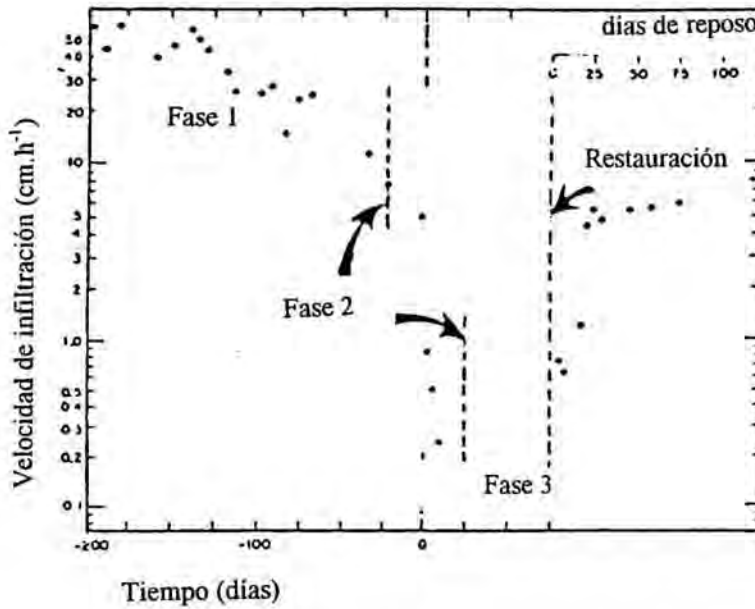


Figura 1 : Evolución de la velocidad de infiltración.

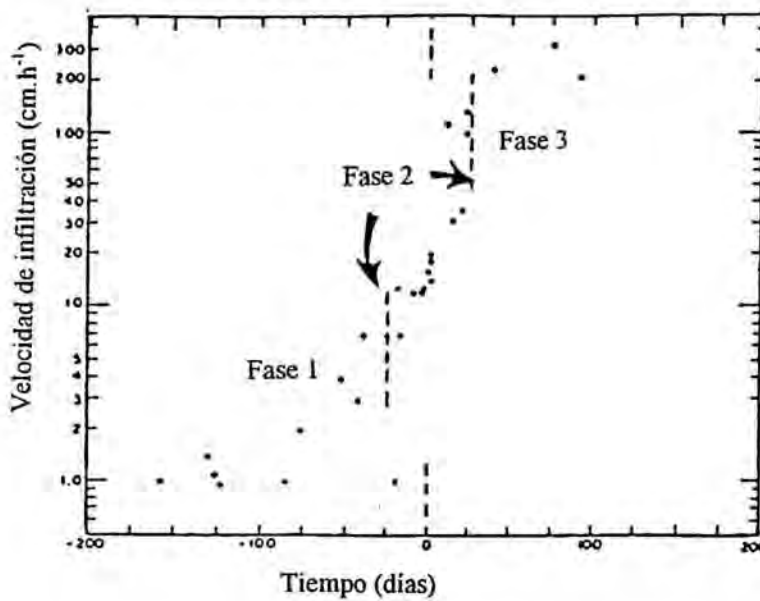


Figura 2 : Evolución de la impedancia del horizonte 0-1 cm durante la fase de colmatación, en una arena (D efectivo =0,2 mm y $U= 1,5$), sometido a un fraccionamiento de un efluente procedente de fosa séptica a razón de 205 m.día⁻¹ (Thomas, et al. 1996)

Además, debemos indicar que la velocidad de infiltración se ve afectada, aparte de por el tamaño de los sólidos en suspensión (SS), por el contenido en materia orgánica del efluente y por la carga hidráulica aplicada (Thomas et al, 1966).

La temperatura influye en el desarrollo de la colmatación. En periodos cálidos la descomposición de los SS es rápida; por el contrario, en periodos de temperatura baja disminuye la actividad biológica y por consiguiente la descomposición de los SS acumulados.

La capa colmatada que se desarrolla en superficie puede contribuir inicialmente a mejorar la eficacia de la depuración, debido a que aumenta el tiempo de paso por el macizo filtrante, aunque a largo plazo dificulta diversos mecanismos necesarios para el funcionamiento adecuado, como los intercambios de oxígeno.

Mecanismos de colmatación

El estudio de los mecanismos de colmatación se ha llevado a cabo por diferentes autores, la mayoría de los cuales trabajó con lisímetros. Rice (1974) estudió los mecanismos de colmatación en columnas de arena, indicando que podía ser debida a fenómenos:

- (a) físicos
- (b) químicos
- (c) biológicos.

(a) Físicos: La colmatación por procesos físicos tiene lugar como resultado del depósito de SS, produciéndose una reducción de la porosidad del material filtrante. Cuanto mayor sea la granulometría del medio filtrante, mayor será la penetración de los SS, produciéndose un retraso en el desarrollo de la colmatación, pero siendo mayor su espesor.

(b) Químicos: La colmatación por fenómenos químicos tiene lugar debido al depósito de sales disueltas en el interior de los poros, por precipitación.

Este fenómeno está ligado tanto a la naturaleza del efluente como a la del material filtrante, y se caracteriza por un proceso de cementación en los primeros 5 cm; este proceso es más lento que el debido a fenómenos físicos.

(c) Biológicos: La colmatación biológica se caracteriza por generar una capa impermeable, de color negro, que aparece cuando la inundación es prolongada dando lugar a una zona anaerobia. Las bacterias implicadas en este proceso son principalmente productoras de polisacáridos cuyos subproductos de metabolismo se acumulan en los espacios intergranulares.

La colmatación resulta de la combinación de estos tres procesos. En condiciones de secado secuencial y de buena aireación se puede garantizar que la colmatación no tiene lugar.

La colmatación constituye un aspecto esencial en el funcionamiento de la depuración por IPm (objeto de este trabajo), por lo que es importante poder diferenciar entre:

(a) colmatación superficial

(b) colmatación interna

(a) La colmatación superficial es el resultado de la acumulación de materia orgánica en la superficie del macizo filtrante.

La colmatación superficial aumenta el tiempo de infiltración del agua aplicada; así, cuanto mayor sea la duración de la fase en que el sistema o parte de él está sumergido, menor será la renovación de la fase gaseosa y más reducida será la capacidad de oxidación convectiva (Brissaud et al., 1989). En este caso, tendrá que ser mayor el tiempo entre dos secuencias de aplicación del afluente para que los intercambios por difusión gaseosa satisfagan la demanda de oxígeno del agua tratada; si la demanda de oxígeno no es satisfecha los procesos de depuración reducen su eficiencia y llegan a desaparecer.

(b) La colmatación interna tiene lugar por producción de biomasa en el interior del medio filtrante.

La colmatación interna implica dos efectos; por una parte reduce la permeabilidad del medio poroso y por otra el paso del aire al interior del macizo, por lo que tiene lugar una disminución de la capacidad de oxidación, tanto difusiva como convectiva.

Los procesos de colmatación superficial e interna no son independientes, sino que se complementan.

Recordemos que, en general, la colmatación depende de la granulometría del material filtrante, de la humedad y de la temperatura del suelo, así como de la naturaleza del efluente aplicado, especialmente de su contenido en SS y materia orgánica (Broussard, 1985).

1.2.2.2. La oxidación

Una de las claves de funcionamiento del sistema de IPm es que se satisfaga la demanda de oxígeno del agua a depurar. Si no se consigue este objetivo, disminuye la calidad del efluente y el sistema entra en anaerobiosis, produciéndose, como hemos indicado, la colmatación interna del filtro.

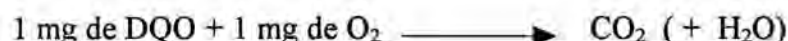
La contaminación disuelta de las aguas residuales es básicamente materia orgánica, caracterizada por la demanda química de oxígeno (DQO) disuelta, y por el nitrógeno orgánico y amoniacal, equivalentes al nitrógeno Kjeldahl (N-NTK). Ambos deben ser oxidados durante su percolación a través del medio poroso (Brissaud et al, 1991).

Finalmente, los factores limitantes de este proceso son el tiempo de estancia de los efluentes en el lecho filtrante, la temperatura y el oxígeno disponible.

Las necesidades de oxígeno

En la práctica, la arena del macizo filtrante define un diámetro de poro lo bastante fino como para interceptar los SS en la superficie del suelo. Como consecuencia, la DQO particulada (DQO total - DQO disuelta) es retenida en la superficie de infiltración. A partir de este momento, el consumo potencial de oxígeno corresponde a la demanda de las sustancias oxidables, correspondientes a la materia orgánica disuelta y al nitrógeno orgánico y amoniacal.

La carga orgánica del agua que se infiltra debe permitir que se desarrollen sobre las partículas del filtro (arena) una serie de colonias bacterianas heterótrofas que constituyen la biopelícula o biofilm. Una parte de esta materia orgánica disuelta satisface las necesidades energéticas de las bacterias, que la oxidan según la reacción siguiente :



La materia orgánica restante sirve para el crecimiento de la biopelícula. Es necesario hacer que este crecimiento sea limitado, ya que si se permite un desarrollo excesivo, la permeabilidad del filtro disminuiría de forma muy importante, y el líquido y los gases no podrían circular.

Por ello, es imprescindible conseguir una oxidación total de la materia orgánica disuelta, lo que evita el colmataje interno del macizo filtrante. El tiempo necesario para que esto suceda puede ser regulado por el volumen de agua aportado, lo que a su vez condiciona el tiempo de detención del agua en el filtro. Se emplea una parte del oxígeno que entra en el sistema para esta oxidación.

Por otra parte, el nitrógeno es oxidado, también por vía biológica, según la reacción global siguiente, en la que también se consume oxígeno :



La cantidad de oxígeno necesaria para conseguir una oxidación total se expresa mediante la Demanda Total de Oxígeno, DTO, en mg de oxígeno por litro de afluente, y es la suma, como hemos indicado, de las demandas de oxígeno de la materia orgánica disuelta y del nitrógeno orgánico y amoniacal, o sea :

$$\text{DTO} = \text{DQO}_{\text{disuelta}} + 4,57\text{N-NTK}$$

La capacidad de oxidación

Recordemos que el oxígeno necesario para la depuración debe ser suministrado por la fase gaseosa del macizo filtrante, la cual es regularmente renovada por el aire atmosférico a través de la superficie de infiltración. Por lo tanto, para el buen funcionamiento del sistema es esencial que la superficie esté sumergida el menor tiempo posible.

La renovación se produce mediante dos mecanismos (Bouwer y Chaney, 1974):

- (a) la convección
- (b) la difusión molecular.

• La convección

Los intercambios convectivos están íntimamente relacionados con las variaciones de la cantidad de agua en el macizo filtrante y con la forma de aplicarla.

Como en cualquier suelo no inundado, en los sistemas IPm, las variaciones entre los contenidos de aire (dSa) y de agua (dSw) en el espesor de arena son complementarias, siempre que haya fase gaseosa entre el macizo filtrante y la atmósfera :

$$dS_a = - dS_w.$$

La cantidad de oxígeno que entra por convección al filtro está relacionada con la entrada del aire atmosférico que sustituye inmediatamente los espacios liberados por el agua drenada.

Como consecuencia, los contenidos de agua y de aire en el macizo van a sufrir variaciones periódicas de signos contrarios. Durante las secuencias de drenaje, el contenido de agua disminuye, mientras que el aire atmosférico fresco entra para reemplazar el agua drenada. En el macizo se instaura una especie de bomba de oxígeno que constituye la principal contribución de oxígeno a la capacidad convectiva de oxidación (Brissaud, 1991).

Hay que señalar la existencia de dos contribuciones convectivas secundarias : la sustitución por aire atmosférico del oxígeno consumido por la nitrificación, y la de carbónico evacuado con la fase líquida.

La capacidad convectiva de oxidación, ω_c , que expresa la cantidad de oxígeno suministrada por la convección, en mg por litro de agua infiltrada, es la siguiente :

$$\omega_c = C_o \cdot (\Delta S_w + \lambda) / h_o$$

donde :

- C_o , es el contenido de oxígeno del aire atmosférico en mgL^{-1} ,
- ΔS_w , es la variación máxima del contenido de agua a lo largo de un ciclo (se considera un ciclo el tiempo transcurrido entre el inicio de dos secuencias de aplicación) expresado en metros de agua, y es función del suelo, de su espesor, del programa de aplicación de los afluentes y de la colmatación,
- h_o , es la altura de la lámina de afluente, en metros, aplicada durante una secuencia de alimentación,

- λ , es un término de corrección, correspondiente a las contribuciones convectivas secundarias, en m.

ω_c aumenta a medida que aumenta el número de aplicaciones para una misma carga hidráulica. La colmatación superficial e interna interfieren en el suministro de oxígeno por convección debido a que aumentan la duración de las secuencias de infiltración.

• La difusión

Los intercambios por difusión molecular a través de la superficie de infiltración, entre la fase gaseosa del suelo y el aire atmosférico, constituyen un aporte complementario de oxígeno al filtro.

La difusión contribuye al suministro de oxígeno cuando la concentración de éste en la fase gaseosa del medio poroso es inferior al contenido en oxígeno del aire atmosférico.

La contribución de la difusión molecular a la capacidad total de oxidación crece con la duración de la secuencia de drenaje. Esta contribución es inversamente proporcional a la profundidad en la que se hallan las sustancias a oxidar.

La capacidad de oxidación difusiva, ω_d , se puede expresar, en mg de O_2 por litro de agua infiltrada, como se indica a continuación :

$$\omega_d = C_o \overline{qO_2} \cdot T_D / h_o$$

donde:

- $\overline{qO_2}$, es la media, en el intervalo de tiempo T_D , del flujo difusivo de oxígeno, por unidad de superficie de la superficie de infiltración, en $m \cdot h^{-1}$.

- C_o y h_o ya han sido definidos.

El coeficiente de difusión molecular es función de la naturaleza de las partículas de arena y de la porosidad ocupada por el aire.

Schmitt (1989) calculó numéricamente la capacidad de oxidación total, ω_t , de una infiltración vertical unidimensional, como resultado de un proceso cíclico de infiltración-secado, a partir de las características hidrodinámicas del medio poroso y de las condiciones de infiltración. La capacidad de oxidación total, ω_t , se define como la suma de las capacidades de oxidación convectiva, ω_c , y difusiva, ω_d .

$$\omega_t = \omega_c + \omega_d$$

El mismo autor, mediante la elaboración de un programa analítico (denominado EPIOXY), calculó la capacidad de oxidación máxima según la hipótesis de que, para los efluentes aplicados que se infiltran instantáneamente, la DTO es debida únicamente a las formas amoniacaes. En base a esta hipótesis, concluye que para cargas hidráulicas bajas la capacidad de oxidación total es alta y es esencialmente debida al suministro de oxígeno por difusión molecular; mientras que para cargas hidráulicas altas la capacidad de oxidación disminuye y se debe fundamentalmente a procesos convectivos.

La capacidad de oxidación máxima corresponde a la DTO máxima tratada, y depende de la forma de aplicación del efluente y de la carga hidráulica diaria. La capacidad de oxidación aumenta con el número de aplicaciones por día, para una misma carga hidráulica diaria. La lámina de agua aportada en una aplicación elemental es pequeña, y la DTO se encuentra cercana a la superficie, por lo que queda bajo la acción de la difusión molecular en la fase gaseosa.

La eficacia del sistema de IPm se basa en la posibilidad de renovación de la fase gaseosa ; es decir, en la obtención del oxígeno necesario para que tengan lugar los procesos de oxidación (reducción de la materia orgánica, transformaciones del nitrógeno, ...). Para asegurar este proceso, especialmente si se tratan cargas contaminantes importantes como

la de aguas procedentes de efluentes primarios, fosas sépticas o efluentes agro-alimentarios, se debe garantizar un aumento de ω_t , que se puede conseguir mediante la utilización de dispositivos de ventilación pasiva o activa

Los sistemas de ventilación pasiva favorecen la difusión molecular aumentando los intercambios entre la fase gaseosa del medio filtrante y el aire atmosférico. Esta ventilación se puede realizar introduciendo en el interior del macizo filtrante estructuras porosas en conexión con la atmósfera (Lefevre, 1988).

Los sistemas de ventilación activa consisten en una circulación forzada de la fase gaseosa del medio poroso mediante la formación de pequeñas depresiones en la superficie del lecho filtrante, permitiendo la renovación permanente de la fase gaseosa por el aire atmosférico.

Estos sistemas de ventilación además de asegurar el aprovisionamiento de oxígeno, evitan riesgos en cuanto a la expansión de la biopelícula (Schmitt, 1989).

1.2.3. LA BIOPELICULA.

El funcionamiento de un sistema IPm se basa en una parte importante en la existencia de un biofilm o biopelícula. Esto implica un material de soporte y unos organismos capaces de formar el biofilm, o lo que es lo mismo, un cultivo fijado de microorganismos, esencialmente bacterias dado el medio en que se desarrolla el cultivo.

Si definimos el desarrollo del cultivo en función de un medio con bacterias y un único aporte de materia orgánica, podemos obtener la curva típica de crecimiento bacteriano (Figura 3).

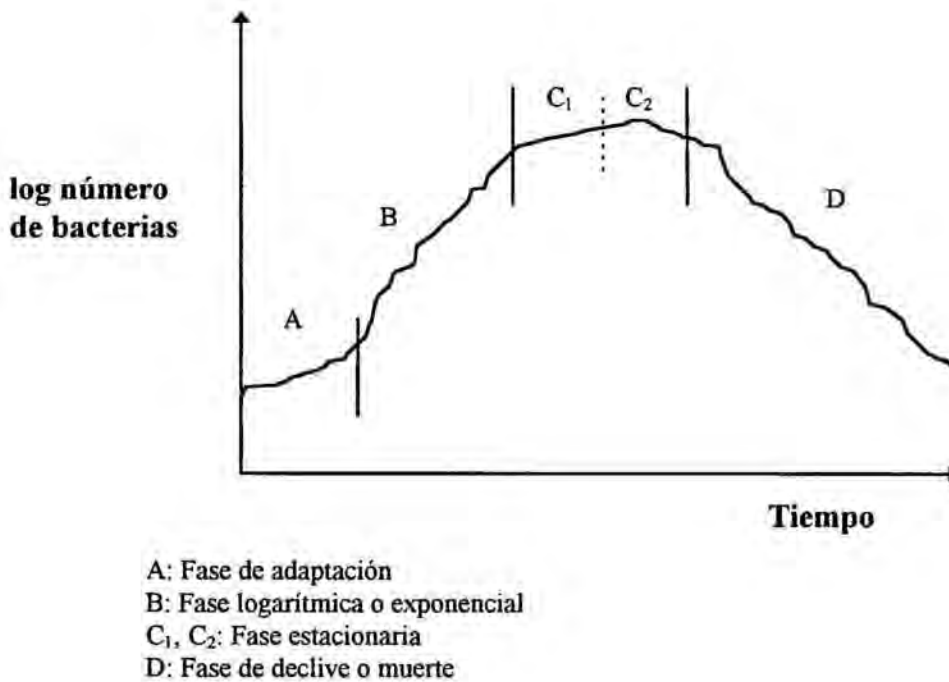


Figura 3. : Curva que expresa las fases de crecimiento de un cultivo bacteriano, indicando la relación entre tiempo y logaritmo del número de bacterias

En esta curva aparecen las fases siguientes :

- A) de adaptación ; en la que un nuevo cultivo se adapta al medio.
- B) logarítmica o exponencial, en que hay una fase de crecimiento logarítmico debido a una disponibilidad elevada de substrato en relación con el número de bacterias existentes. Teóricamente no hay límites para este crecimiento ; en la práctica, las disponibilidades de oxígeno, la posibilidad de contacto bacteria/substrato, ..., pueden generar estos límites.
- C₁, C₂) en un momento determinado se alcanza la fase de equilibrio, y el número total de bacterias permanece constante durante un cierto tiempo.
- D) finalmente, cuando el substrato comienza a escasear, el número de bacterias disminuye y se entra en la fase de declive, también denominada de respiración endógena.

Hay diversas formas de gestionar crecimientos/decrecimientos de este tipo, en lo que podríamos considerar un proceso industrial.

En muchos procesos industriales sólo interesa una única adición de materia orgánica, trabajándose en un desarrollo secuencial, o por lotes. En otros es más interesante operar en continuo, manteniendo el cultivo en fase logarítmica durante el máximo tiempo posible. Esto requiere una adición continua, o casi continua, de substrato y una eliminación también continua de subproductos.

Por otra parte, en los procesos de crecimiento bacteriano puede trabajarse con biomasa móvil (cultivos en la biomasa en suspensión) o con biomasa fijada. Los problemas de gestión son diferentes en uno y otro caso.

En el momento en que se intentan aplicar los procesos que acabamos de explicar a la depuración de aguas residuales, deben separarse los procesos de tratamiento según la biomasa esté en suspensión o fija.

En el caso de los sistemas IPm, podemos definirlos como sistemas con biomasa fijada y con aporte discontinuo de materia orgánica.

Apliquemos lo mencionado a nuestro caso :

Partimos de

- a) un soporte
- b) un aporte de materia orgánica disuelta
- c) un aporte de nutrientes

a) será fijo ; b) y c) serán aportados secuencialmente, disueltos o suspendidos en agua

En el momento en que un sistema IPm acaba de ser construido, y comienza a ser alimentado (b+c = materia orgánica y nutrientes en agua) tendremos inicialmente una fase A, durante el tiempo en que se produce la adsorción de los microorganismos, principalmente bacterias, al material de soporte.

Según Stanley (1983) la adsorción de bacterias a un substrato sólido es un fenómeno extremadamente rápido, de decenas de segundos, y se trata de un proceso puramente físico en el que intervienen diferentes tipos de fuerza e interacciones entre la membrana bacteriana y la superficie del soporte.

Inmediatamente después debe producirse el fenómeno de fijación, fase lenta en la que la bacteria adsorbida sintetiza cadenas de polisacáridos para fijarse al soporte.

En principio, las fases de adsorción y fijación corresponderían a la fase A de adaptación. Podemos redefinir la figura inicial (3), que pasa a ser la (4), incluyendo en A las subfases de adsorción y fijación.

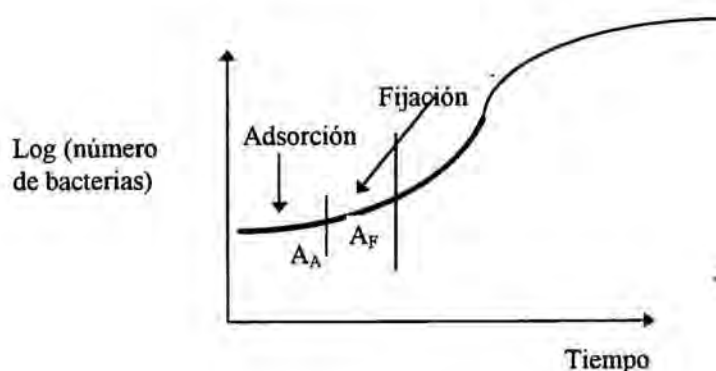


Figura 4 : Curva logaritmo número de bacterias/tiempo modificada en la fase inicial.

Por definición un sistema IPm es alimentado secuencialmente (más adelante definiremos esta alimentación) por lo que, muy probablemente, los procesos en A (adsorción - fijación) serán lentos en comparación con otros sistemas similares de alimentación en continuo.

La explicación es simple, y se basa en que hay :

- un aporte discontinuo de materia orgánica y nutrientes
- un aporte discontinuo, pero suficiente, de oxígeno

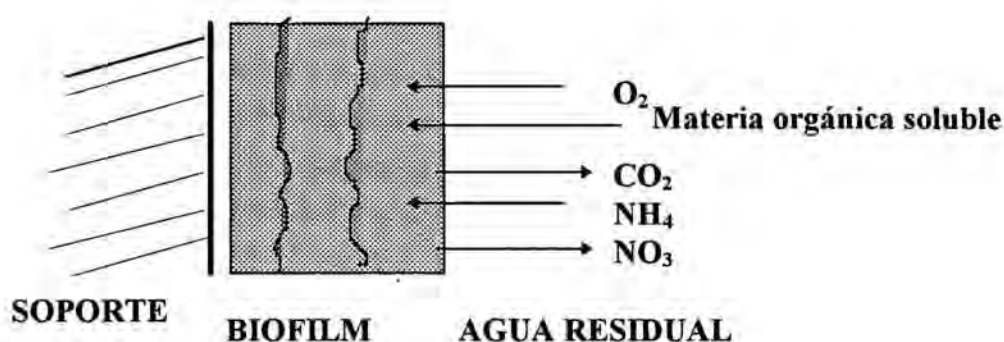
que no permiten teóricamente un proceso rápido de adsorción y fijación. Por consiguiente, podemos pensar que esta fase será aún más lenta, con avances y retrocesos continuos de ambos subprocesos o subfases.

Después de varios ciclos iniciales de alimentación / reposo, se puede considerar que el cultivo se ha estabilizado (adherido completamente) ; podemos dar por acabada esta fase, y debería estar toda, o prácticamente toda, la superficie del material de soporte colonizada por el biofilm.

En teoría, en el momento en que toda la superficie está colonizada podríamos definir el inicio de la fase de crecimiento logarítmico, o fase B.

Recordemos que estamos trabajando con un proceso aerobio, de biofilm y secuencial, sobre un soporte sólido no reactivo de un tamaño definido. Esto implica que se hace imprescindible definir las condiciones de gestión para que la afirmación del párrafo anterior sea válida.

Planteemos en este momento las características de funcionamiento de una biopelícula sobre soporte, según el esquema definido por Horan (1990).



En un soporte “monodimensional” o “bidimensional”, por ejemplo una lámina, el espesor del biofilm será definido básicamente por :

- la capacidad de adherencia al soporte
- la velocidad de paso del agua
- la disponibilidad de oxígeno
- la capacidad de eliminación de subproductos

En teoría, la capa superficial del biofilm, si no hay limitación de oxígeno, será estrictamente aerobia, y penetrando hacia el interior encontraremos zonas anóxicas y anaerobias si el biofilm es lo suficientemente espeso, de la misma manera que sucede en un flóculo en los procesos con biomasa fijada (Brouzes, 1983)

Podemos suponer que el biofilm puede mantenerse en fase de crecimiento logarítmico hacia la capacidad máxima de depuración, ya que el sistema es capaz de suministrar nutrientes y oxígeno y de eliminar subproductos incluida la biomasa en exceso, de forma continua. En principio este sería el esquema de funcionamiento de los filtros percoladores, que pueden considerarse como de alimentación continua y de sustrato bidimensional, ya que la separación entre componentes del sustrato es muy elevada en relación con el espesor del biofilm.

No obstante, debemos definir un proceso de alimentación secuencial y con un soporte de separación reducida entre elementos. Ambas características están estrechamente relacionadas y modifican lo que acabamos de enunciar.

La alimentación secuencial, correctamente gestionada, permite que la biopelícula trabaje, comparativamente más lenta que en un filtro percolador, alcanzando las fases C y D de las figuras 3 ó 4. El sistema funciona aportando

- materia orgánica y nutrientes secuencialmente
- oxígeno prácticamente en continuo
- agua

Esto genera un estado teóricamente semiestacionario de crecimiento/decrecimiento de la biopelícula, según se indica en la figura 5.

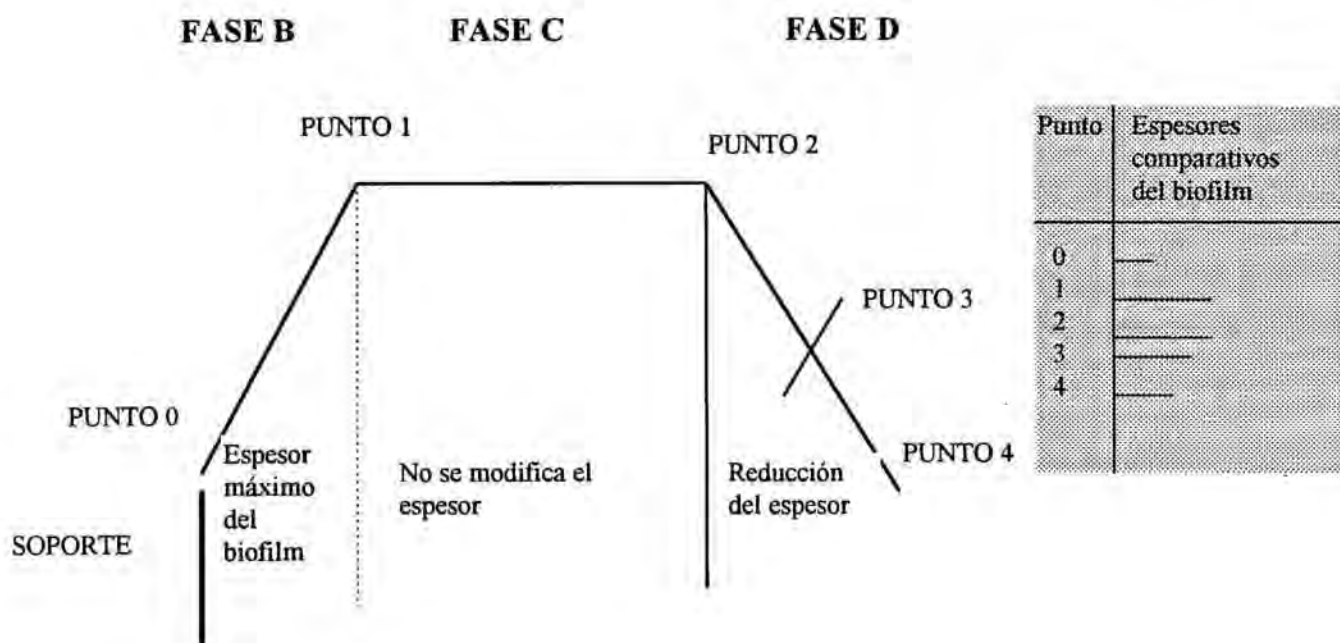


Figura 5 :. Espesores de la biopelícula (o biofilm) en las diferentes fases de crecimiento

Se presenta una problemática en relación con el espesor máximo de la biopelícula, y esto está relacionado con la distancia entre dos elementos del soporte. Ya hemos indicado que en los filtros percoladores esto no es un factor limitante, puesto que el biofilm nunca puede llegar a cubrir la distancia entre dos elementos, y el exceso de biofilm puede ser eliminado a base de definir una velocidad adecuada del agua percolada.

Sin embargo, cuando se trabaja con distancias entre soporte mucho más pequeñas, lo anterior puede dejar de ser cierto; es decir, en el momento en que el soporte es tridimensional, las circunstancias de funcionamiento cambian. Por otra parte, en un soporte con poca separación entre elementos, el agua no puede alcanzar velocidades suficientes para eliminar el exceso de biopelícula, por lo que la regulación de ésta debe conseguirse por otros mecanismos.

Puede indicarse una consideración adicional:

Inicialmente, los sistemas con mucha separación entre elementos de soporte pueden considerarse comparativamente poco eficientes, ya que hay relativamente poco volumen de biofilm. Por el contrario, al ir reduciendo la distancia entre elementos de soporte se puede pensar en un aumento de la superficie colonizable y teóricamente en un aumento de la eficiencia.

En realidad, esta afirmación no es cierta, puesto que en el límite inferior no habría espacio para que se desarrollara el biofilm, ya que todo el espacio estaría ocupado por el soporte. Es preciso, en consecuencia encontrar una solución de compromiso entre diámetro del soporte y espesor del biofilm para que el agua pueda seguir circulando ; en otras, palabras, para mantener la permeabilidad del sistema en unos límites adecuados.

En este sentido, los estudios desarrollados por Brissaud (1990) definieron como ideal un material granular, con una granulometría tal que permita una velocidad de paso del agua adecuada y al mismo tiempo haga máxima la capacidad de depuración. Esto se consigue con un tamaño de partícula de soporte tal como se define en el apartado 3.1.

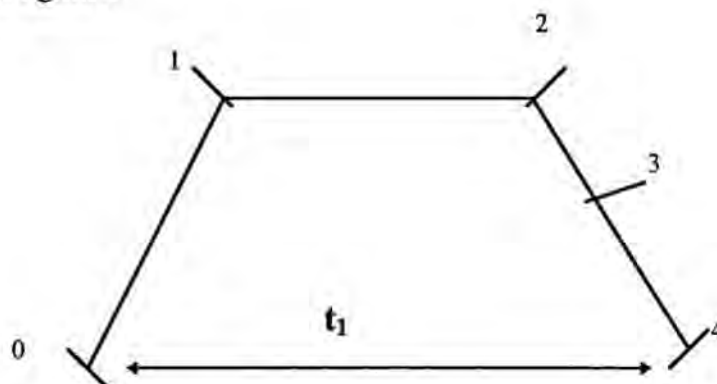
Al mismo tiempo, es imprescindible obtener un medio homogéneo, sin caminos preferenciales de paso del agua, cualidad esencial para una buena gestión y para la obtención de unos buenos niveles de depuración. Por tanto, también debe definirse un coeficiente de variación máximo del soporte.

Con un sistema basado en estas características, la gestión debe hacerse de forma que se establezca un ciclo típico como el definido en la figura 5, pero es imprescindible que se definan correctamente los puntos 1 y 4.

Si el sistema debe funcionar en aerobiosis, es imprescindible también que haya una distancia mínima entre cada asociación partícula + biofilm, que permita en todo momento la percolación del agua, y esto debe conseguirse a lo largo de todo el tiempo de vida útil del filtro.

Interviene en consecuencia otro factor, que se estudiará más adelante en relación con las características del biofilm, la Hidráulica del sistema. Volvamos primero a definir que sucede entre 1 y 4.

Consideremos la figura 5



En principio debemos gestionar el sistema de modo que, a base de aplicaciones de agua + nutrientes + materia orgánica e intervalos adecuados entre aplicaciones sucesivas, en el momento en que el biofilm llegue a 4 reiniciemos el proceso en 0 mediante una nueva aplicación de agua.

Suponiendo el biofilm establecido, teóricamente, con aplicaciones de agua residual en 0 e intervalos adecuados entre aplicaciones, el tiempo para llegar a 4 después de cada aplicación debería ser idéntico. Con muchas repeticiones del ciclo esto llega a no ser cierto, ya que la experiencia demuestra que no se consigue una vuelta al punto 0.

Podemos decir, en consecuencia, que :

1) si mantenemos el tiempo (t) entre dos aplicaciones sucesivas constante, al cabo de n ciclos no llegaremos a 4 sino a $4-n$, con lo cual no volveremos a partir de 0 sino de un punto $0+a$ en que el espesor del biofilm será mayor que el correspondiente al punto 0.

2) a medio plazo, las distancias entre 0 y 4 se irán reduciendo (corresponderán a las distancias entre $0+a$ y $4-n$) y con ello se reducirá en paralelo la capacidad hidráulica del sistema. Es decir, a y n serán mayores en valor absoluto y se irán acercando en la curva definida en la figura 5.

3) en el límite, la permeabilidad tendería a cero, con lo que el sistema perdería totalmente la capacidad de transportar agua, y en consecuencia oxígeno, y se volvería anaerobio. En este momento la efectividad del sistema para tratar agua se reduce exponencialmente.

Por tanto, el modelo de gestión basado en tiempos constantes entre dos aplicaciones sólo es válido mientras permita mantener unas características hidráulicas relativamente constantes ; lo que definiría a medio plazo (pocas semanas) que el valor de t debería aumentarse, llegando a ser demasiado grande para que el sistema fuese viable como método de depuración.

En consecuencia, es preciso encontrar otros modelos de gestión, que pueden basarse en :

- a) utilizar, a lo largo de los períodos de uso, intervalos de tiempo distintos entre aplicaciones
- b) utilizar intervalos de tiempo idénticos entre aplicaciones, con períodos amplios de no aplicación

Por motivos operacionales, es mucho más fácil trabajar con modelos del tipo b), que definiremos como de funcionamiento real.

1.2.3.1. Funcionamiento real de un sistema IPm.

Volviendo a la figura 5 debemos plantear que

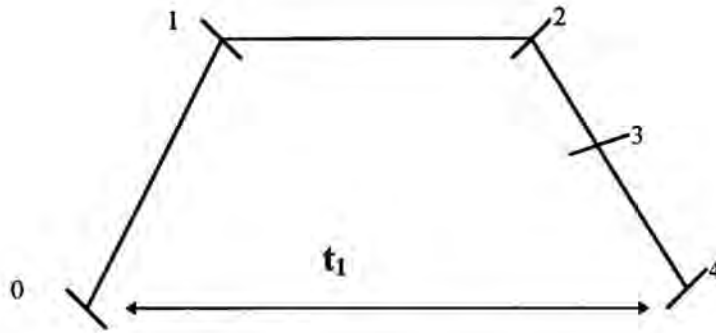


Figura 5 (repetición)

en el momento en que conseguimos que el sistema supere el punto 0 (paso de fase de adaptación a logarítmica) de presencia de biofilm en continuo sobre el soporte, debemos asegurar su gestión en base a un modelo de funcionamiento con varias fases.

MODELO DE FUNCIONAMIENTO MULTIFASE

El sistema se inicia en 0 y cuando llega a 4 vuelve a aplicarse agua.

Durante un tiempo definido (d) el sistema funcionará aceptablemente bien, aunque en el momento en que 0 y 4 se aproximen demasiado se perderá efectividad.

Antes de que esto suceda, el sistema debe dejar de alimentarse y detenerse el tiempo suficiente (e) para que las condiciones imperantes vuelvan a ser las iniciales de distancia entre 0 y 4.

No obstante, si (e) es demasiado prolongado, el sistema puede volver a la fase A (de adaptación) y de nuevo se pierde eficiencia.

Los trabajos previos de Brissaud (1990) y los posteriores de Makni (1995), Gnagne (1996), y Salgot. (1996) han conseguido acotar los tiempos (d) y (e), y actualmente hemos definido un modelo de funcionamiento basado en $d = 5$ días de alimentación y $e = 2$ días de reposo, cuando se trata de agua procedente de tratamiento secundario de depuradoras urbanas.

Podemos afirmar que con este modelo se consigue un funcionamiento adecuado del sistema, aunque todavía es susceptible de mejora, con estudios más completos.

Más adelante volveremos a los esquemas de funcionamiento que redefiniremos más completamente a la luz de nuestros resultados.

1.2.4. Hidráulica del sistema

Como se indica en el apartado anterior, la IPm es un sistema de depuración avanzado de agua residual basado en la aplicación discontinua de agua residual sobre una masa de arena, que actúa como filtro.

En principio, el buen funcionamiento de los filtros de IPm requiere que un porcentaje importante del volumen de agua aplicado tenga un tiempo de detención lo suficientemente largo para que se produzca una buena depuración.

No obstante, y considerando las características propias del medio filtrante, deben hacerse las siguientes consideraciones:

- a) El agua se aplica a un biofiltro lento.
- b) No hay un paso homogéneo (a la misma velocidad) de toda el agua aplicada.
- c) El agua de salida es en realidad una mezcla de agua con diferentes calidades y tiempos de estancia en el filtro.
- d) Debe considerarse que la parte de flujo más importante es de tipo pistón.

Repitamos que se trata de un sistema que aún tiene una parte de empírico, y aún se sigue investigando sobre determinadas características del mismo. Este trabajo pretende aclarar parte de su funcionamiento, por lo que, en este contexto, intentaremos definir una teoría de circulación del agua en este sistema.

Podemos establecer tres fases en el funcionamiento

- a) llegada del agua al filtro
- b) paso a través del filtro
- c) paso a través del sistema de drenaje

que pueden concretarse más, tal como haremos más adelante.

Si suponemos que el objetivo principal de la IPm es la desinfección ; la eficacia de ésta en el sistema dependerá inicialmente de tres tipos de variables

- a) las dependientes del agua residual (composición)
- b) las propiedades desinfectantes del sistema (cinética)
- c) las características hidráulicas del reactor (el filtro)

Las variables del primer tipo (a) vienen definidas por la depuración previa y en nuestro caso son prácticamente incontrolables. En todo caso, y dentro de una depuradora, podemos trabajar con efluentes primarios o secundarios.

Por lo que respecta a (b), deberíamos considerar el reactor como un desinfectante, con una velocidad de reacción y unos mecanismos biológicos de desinfección.

Lo que nos interesa realmente en este apartado es (c), las características hidráulicas del filtro y su influencia en la eficacia de la desinfección que, normalmente, se definen utilizando trazadores.

Definiremos pues, una relación desinfección/hidráulica, que marcará la desinfección. Cualquier sistema de este tipo puede definirse como una variación de los dos tipos ideales de reactores:

- Flujo en pistón
- Mezcla completa

Un reactor de flujo en pistón (RFP) funciona con la premisa de suponer que todo el flujo es unidireccional sin mezcla en la dirección axial.

Teóricamente, una molécula de agua que entre en un RFP debe atravesar el camino desde la entrada a la salida en un periodo de tiempo igual al volumen del reactor (V) dividido por la velocidad de flujo (Q). Si inyectamos un trazador en el sistema actuará exactamente de la misma manera después de un periodo de tiempo definido como V/Q , lo que vuelve a ser el tiempo de retención teórico.

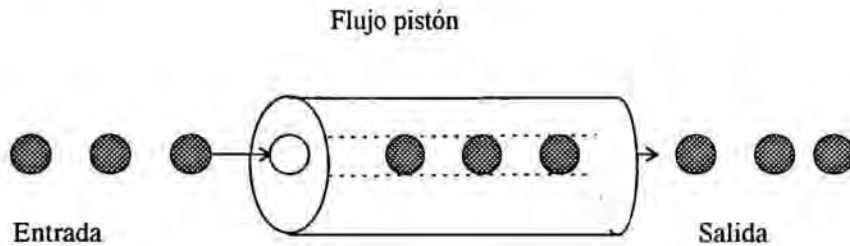


Figura 6 : Reactor de flujo en pistón (RFP)

Un reactor de mezcla completa (RMC) funciona bajo el supuesto de que hay en su interior una mezcla completa e instantánea. En consecuencia, cualquier molécula de agua que penetre en el RMC se dispersará uniformemente con las otras moléculas del tanque. Si inyectamos un trazador la concentración en la salida del reactor será igual a la masa total del trazador dividida por el volumen del reactor, y posteriormente disminuirá a una velocidad exponencial.

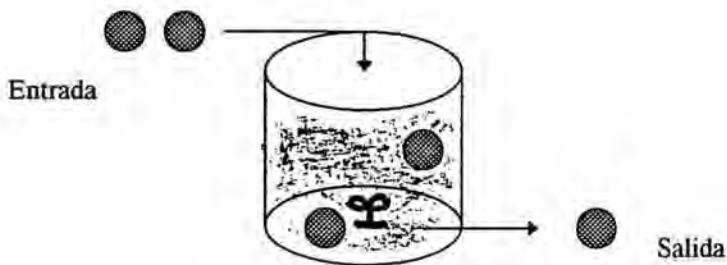


Figura 7. : Reactor de mezcla completa

1.2.4.1. Trazadores

Al utilizar cualquier trazador debemos considerar lo siguiente.

- a) Qué condiciones de flujo debemos probar
- b) Qué tipo de trazador vamos a utilizar
- c) Como se debe inyectar y controlar el trazador

En la práctica, se supone que las características hidráulicas y, como consecuencia, las curvas y cálculos resultantes variarán con las distintas cargas hidráulicas. Por esto, es importante que las pruebas con trazador se lleven a cabo de esta forma, con distintas cargas hidráulicas.

Selección del trazador

Puede utilizarse como trazador cualquier material aceptable que no perturbe el modelo de flujo en el reactor. Se han utilizado distintos tipos de trazadores como colorantes, sales, sales radiactivas y fluoruro. El trazador ideal debería ser un material inerte que :

- No reaccione (química y/o físicamente) con el agua residual o el proceso u operación (conservativo)
- Sea fácil de inyectar o medir
- Sea barato y fácil de manipular
- No se encuentre normalmente en concentraciones de base, o por lo menos sea constante en el agua residual.
- No sea un contaminante en el medio

Normalmente, se emplean fluoruro, sodio, litio, colorantes (rodamina WT u otros) o cloruros.

La aplicación puede ser puntual o escalonada. Si el trazador es detectable en continuo, es aún mejor. La sensibilidad del método de detección debe ser suficiente para poder detectar toda la cantidad de trazador añadida.

Es importante asegurar que el trazador ha sido bien mezclado y que una cantidad conocida del mismo ha entrado en el sistema.

Entre las diversas curvas de trazado definibles, la que mejor cumple las condiciones para la IPm es la curva E tal como se define en el manual FD-10 de la WEF (1996).

Previamente, hay que indicar que en las condiciones de funcionamiento de la IPm el sistema de trazado más adecuado es el que emplea como trazador el cloruro, inyectándolo en un único paso del pivote de riego, que se extiende a varias decenas de minutos de aplicación de agua con más salinidad (cloruros) que el nivel de base.

La curva E

La distribución del tiempo de residencia (DTR) del agua se basa en la suposición de que cada elemento de agua o afluente que atraviesa el reactor tomará un camino diferente, y, como consecuencia tendrá un tiempo de residencia distinto.

En la IPm se cumple esta premisa :

1. Ya que se trabaja en un sistema suelo en columnas, y en un sistema planta-suelo en los filtros
2. Ya que no puede considerarse un flujo ni unidireccional ni continuo

Teniendo en cuenta el desarrollo previsto de la biopelícula, podemos definir inicialmente el paso de agua tanto en filtros como en columnas como sigue :

→ Llegada del agua a la superficie del césped o de la masa filtrante.

Con el césped bien desarrollado, y cubriendo toda la superficie del sistema, y con los aspersores funcionando correctamente, cuando el agua llega al césped y a través de él al suelo puede imaginarse una distribución homogénea del agua. De la misma manera, el artefacto empleado en la columna garantiza una buena distribución superficial.

En principio, podemos plantear que en el momento en que se produce esta situación, el agua tiene un comportamiento idéntico al que tendría al llegar a un suelo.

→ Inicio de la entrada del agua en el sistema.

Suponiendo una condición inicial (C_0), con un sistema suelo-planta o suelo absolutamente seco, el agua que llega a la superficie :

- a) humedecerá las partículas del suelo, creando agua higroscópica
- b) rellenará los poros existentes en la matriz
- c) formará agua gravitacional

Podemos asumir un porcentaje determinado de agua gravitacional (de flujos rápido o lento) mientras que en esta primera aplicación podemos suponer que una parte importante del agua se destinará a cumplir los requerimientos de agua de a) y b).

A partir de este momento, se establecerán ciertas diferencias con las aplicaciones siguientes, que ya no tendrán que satisfacer la demanda de agua higroscópica. No sucede exactamente lo mismo con la capilar, que se renovará parcialmente con cada aplicación. En una segunda y sucesivas aplicaciones, el porcentaje de agua gravitacional aumentará con respecto a la primera aplicación.

En un momento determinado, de acuerdo con la teoría de formación de la biopelícula expuesta en el apartado 1.2.3. , los microorganismos irán entrando en fase exponencial de crecimiento y recubriendo las partículas del filtro, aumentando la demanda de agua. Esto implica que, a medida que se va generando biofilm, un cierto porcentaje del agua quedará retenido en él. Al cabo de pocos días en las primeras semanas de funcionamiento y de pocas horas en las siguientes, cuando el filtro ha alcanzado la estabilidad para la carga de trabajo, la distribución del agua aplicada será como sigue para cualquier carga hidráulica:

- a) agua que se pierde por evaporación antes de penetrar en el suelo, y desde la superficie de las hojas (si existen) del césped
- b) agua transpirada (no existe en las columnas ni en los dispositivos sin césped)
- c) agua retenida como agua higroscópica por las partículas, o porciones de partícula, no recubiertas por la biopelícula
- d) agua retenida en la biopelícula
- e) agua gravitacional de flujo lento
- f) agua gravitacional de flujo rápido

Podemos definir con más detalle cada uno de estos tipos de agua.

- a) agua evaporada desde la superficie.

Recordemos que se trata del agua que aún no ha penetrado en el suelo. La cantidad de agua eliminada del sistema por este concepto variará en función de las condiciones climatológicas. Aumentará con la temperatura y el viento, aunque cuantitativamente es poco importante.

- b) agua transpirada.

Seguirá los parámetros típicos de cualquier sistema suelo/planta. En condiciones de verano puede llegar a ser comparativamente importante con respecto a un sistema tradicional, pero

no es significativa con relación al volumen de agua aplicado al sistema. Si no hay césped o en las columnas, es cero.

c) agua higroscópica.

Representa únicamente una parte muy reducida del agua que entra al sistema, y se considera sólo inicialmente al humedecer el substrato. Si el substrato ya está húmedo no se considera. De todas formas, es prácticamente despreciable.

d) agua de la biopelícula.

Incluye la fracción más variable del agua que se aplica. Inicialmente, en la fase de formación de la biopelícula, se absorbe el agua necesaria para esta formación. Con el sistema establecido, en las fases de crecimiento se absorberá agua mientras que en las de respiración endógena se liberará.

En los periodos de descanso, predominará la liberación, mientras que después de estos periodos se captará más agua.

Teóricamente, estos cambios deberían influir en la calidad del agua tratada. En la práctica, los tiempos de detención de agua en el filtro facilitan una homogeneización de caudales.

Aunque globalmente no sea importante en cuanto a volumen, sí puede influir en la calidad final del efluente, según su tiempo de detención y la duración de las fases de secado.

e) agua gravitacional de flujo lento y

f) agua gravitacional de flujo rápido

La velocidad de paso debería depender del espesor de la biopelícula en cada momento. En las fases en que la biopelícula tenga un espesor máximo, la velocidad de paso debería reducirse y, en consecuencia, aumentar el tiempo de retención ; y viceversa.

El trazador debería poder definir los porcentajes de cada una de las aguas, de a) a f), aunque hasta aquí no hayamos tenido en cuenta las posibilidades de intercambio entre el agua aportada en cada secuencia y la presente en el filtro ; en a, b, c y d.

En realidad, es difícil que el trazador pueda establecer estos intercambios, y en la práctica sólo nos definirá el tiempo global de paso del agua en el sistema. En función de los datos, es bastante probable que se pueda establecer una teoría para el comportamiento del agua de d, e y f.

En estudios anteriores de Brissaud (1995), se habían establecido tiempos de paso superiores a las 10 horas para filtros como los de este estudio, aunque sin llegar a determinar tiempos máximos, ya que como mucho se había seguido la detección hasta las 24 horas. En principio estos tiempos permiten una capacidad importante de reacción del agua con el biofilm, y la definición de los tres tipos de agua importantes (d, e y f) en el funcionamiento del sistema.

Aplicando lo expuesto a la definición de la curva E, podemos indicar que la DTR, que también podemos definir como la distribución de edades del agua en el reactor, puede ser definida como una función E, tal que $E \cdot dt$ es una fracción de trazador en el efluente con una edad entre t y $t+dt$ (Levenspiel, 1972). En condiciones ideales, que no se dan en nuestro caso, cuando no haya pérdidas ni almacenaje residual en el volumen del reactor, la curva E representará el tiempo necesario para que todo el trazador inyectado haya abandonado el sistema.

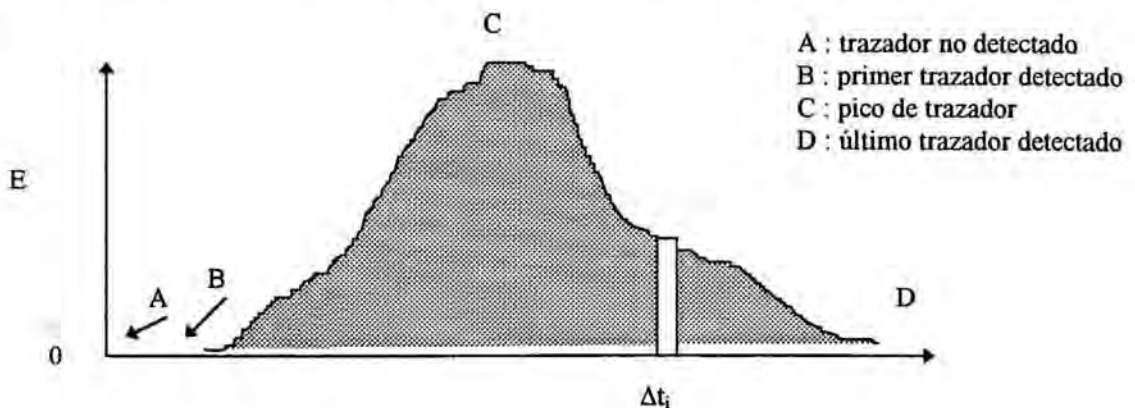


Figura 8 : Curva E.

El valor t_i es cualquier tiempo entre 0 y ∞ en el eje x bajo la curva E. El área limitada por la curva E desde 0 a t_i es la corriente de agua de salida caracterizada por la fracción más "joven" que t_i y que se define como

$$t_i = \int_0^{t_i} E dt \quad (2)$$

en la que

t_i = tiempo correspondiente a la concentración c_i .

La curva E (figura 8) nos muestra que el área que engloba es única. Podemos indicar

$$\int_0^{\infty} E dt = 1 \quad (3)$$

La figura 8 identifica los puntos de interés a lo largo de la curva E.

La fracción posterior al tiempo t_i puede definirse como

$$t_i = \int_{t_i}^{\infty} E dt = 1 - \int_0^{t_i} E dt \quad (4)$$

Tiempo de residencia

En la depuración de aguas residuales por IPm, los límites de calidad quedan definidos por el tiempo mínimo de estancia del agua residual en el sistema. No obstante, en el momento en que el filtro entra en funcionamiento continuo, hay una mezcla de agua procedente de distintas aplicaciones sucesivas, por lo que puede hablarse de tiempo medio de residencia.

La excepción a este caso corresponde a

- a) el inicio de funcionamiento del filtro
- b) los efluentes de salida inmediatamente después de las detenciones largas del sistema (2 días consecutivos) si se elige este modelo de funcionamiento

Como consecuencia, en la mayor parte de ocasiones se puede utilizar el tiempo medio de residencia (TMR), excepto en momentos muy concretos, pero que pueden condicionar una reutilización, debido a problemas puntuales de calidad del efluente.

A partir de la curva E, el tiempo medio de residencia T_{medio} puede determinarse multiplicando la suma de cada elemento de tiempo por el área de este tiempo abarcada por la curva. Esto se conoce habitualmente como el primer momento de la función de distribución del tiempo de residencia.

$$T_{\text{medio}} = \frac{\int_0^{\infty} t C dt}{\int_0^{\infty} C dt} \quad (5)$$

En las medidas discretas, el T_{medio} puede determinarse directamente como

$$T = \frac{\sum_{i=0}^{t_{\text{total}}} t_i c_i \Delta t_i}{\sum_{i=0}^{t_{\text{total}}} c_i \Delta t_i} \quad (6)$$

T_{medio} puede simplificarse como

$$T_{\text{medio}} = \frac{\int_0^{\infty} t C dt}{\int_0^{\infty} C dt} = \frac{\int_0^{\infty} t C dt}{1} = \int_0^{\infty} t E dt = \sum t_i E_i \Delta t_i \quad (7)$$

En otras palabras $T_{\text{medio}} = T_{\text{medio}}(E)$

La varianza σ^2 es una medida de la extensión de la distribución, y se describe matemáticamente como

$$\sigma^2 = \left(\int_0^{\infty} (t - T_{\text{medio}})^2 C dt \right) / \left(\int_0^{\infty} C dt \right) \quad (8)$$

Sustituyendo la ecuación (5) en la ecuación (8) obtendremos la ecuación simplificada

$$\sigma^2 = \left[\left(\int_0^{\infty} (t)^2 C dt \right) / \left(\int_0^{\infty} C dt \right) \right] - (T_{\text{medio}})^2 \quad (9)$$

En términos de concentración la varianza puede ser representada como

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=0}^{t_{\text{total}}} (t_i^2 c_i \Delta t_i)}{\sum_{i=0}^{t_{\text{total}}} c_i \Delta t_i} - T_{\text{medio}}^2 \quad (10)$$

Utilizando la curva E la varianza puede ser calculada como

$$\sigma^2 = \sum_{t=0}^{total} (t_i^2 E_i \Delta t_i) - (T_{medio})^2 \quad (11)$$

Comportamiento real

Hasta aquí hemos definido un reactor ideal de flujo en pistón, que corresponde a una parte importante del agua que pasa por la IPm. Puesto que el sistema comienza al poco tiempo del inicio a funcionar a efectos prácticos en continuo, el flujo global combinado de efluente de varias aplicaciones, nos definirá un caudal de salida prácticamente constante, más cuanto mayor sea la carga hidráulica del sistema, con una homogeneización de calidades a partir de la segunda o tercera aplicación en el ritmo semanal.

No obstante, a efectos de comprensión de los flujos reales de agua, es importante conocer qué pasa con el agua de una sola aplicación. Esto se puede conseguir en la práctica si el trazador se aplica únicamente al agua de una única aplicación.

En realidad, debemos trabajar con un flujo no ideal de agua. Esto hace que deba complicarse más el estudio del sistema, y para ello se recurre al uso de modelos. Se utilizan tres tipos de modelos:

a) El modelo de segregación. Este modelo implica que hay elementos de agua que fluyen por el reactor como una mezcla de "lotes" o secuencias de agua que no intercambian materiales entre ellos. Esto no será lo que suceda en los filtros, y por lo tanto no es el caso que nos interesa.

b) El modelo de dispersión. Este modelo opera con el supuesto de que el flujo en el reactor es básicamente de pistón, pero se desvía del flujo ideal debido a la dispersión axial. En la IPm podemos suponer que la retención en el agua de la biopelícula actúa básicamente como una dispersión axial, aunque en la práctica no suceda así.

c) El modelo de tanques en serie. En este caso el reactor no ideal está compuesto por un cierto número de reactores del mismo tamaño configurados en serie. Tampoco es nuestro caso.

Para nuestro caso, como acabamos de indicar, el más adecuado es el modelo de dispersión. En éste, se utiliza un número adimensional, denominado *número de dispersión axial* (d), definido como:

$$d = \frac{D}{ul} \quad (12)$$

donde

D = coeficiente de dispersión, en unidades de longitud²/tiempo

u = velocidad del líquido, longitud/tiempo

l = longitud en el sentido de la dirección de flujo

La inversa de d (ul/D) se denomina *número de Peclet* (P_e). Cuando el número de dispersión es 0, el reactor funciona como un sistema ideal de flujo de pistón, mientras que un valor infinito indica que el reactor funciona en régimen de mezcla completa.

Se supone que no hay caminos preferenciales en el modelo. La figura 10 ilustra las relaciones de D/ul con la curva E .

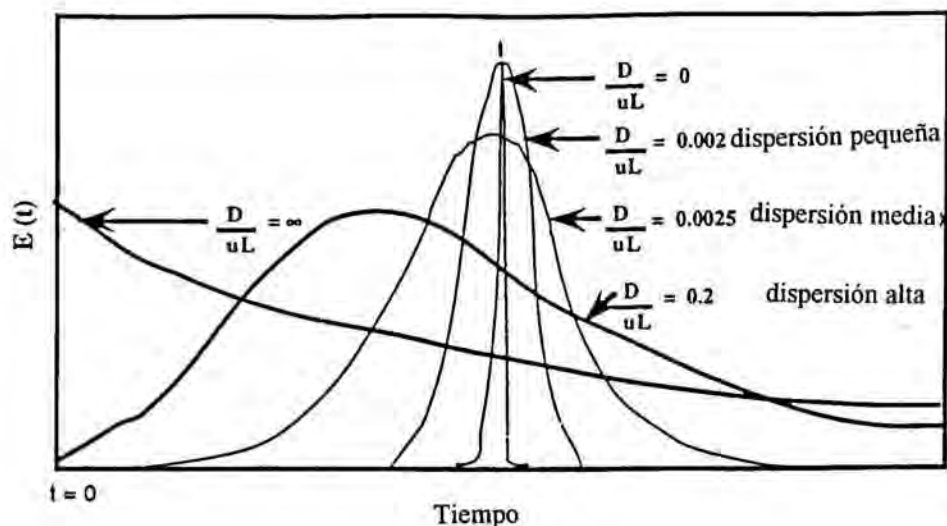


Figura 10 : Relaciones de D/ul con la curva E . (Levenspiel, 1972)

El número de dispersión puede estimarse a partir de los valores del TMR (T_{medio}) y de la variancia. Para valores de dispersión $< 0,01$ se puede emplear la siguiente ecuación simplificada.

$$\frac{\sigma^2}{(T_{medio})^2} = \frac{2D}{ul} \quad (13)$$

Para aquellos casos en que el valor de dispersión es $> 0,01$, pueden emplearse dos ecuaciones:

$$\frac{\sigma^2}{(T_{medio})^2} = 2\left(\frac{D}{ul}\right) - 2\left(\frac{D}{ul}\right)^2 \left(1 - e^{-ul/D}\right) \quad (14)$$

$$\frac{\sigma^2}{(T_{media})^2} = 2\left(\frac{D}{ul}\right) + 8\left(\frac{D}{ul}\right)^2 \quad (15)$$

Para reactores cerrados se aplicará la ecuación 14 y para abiertos la 15.

Los datos reales nos permitirán deducir cuál de las dos es más conveniente para nuestros fines (ver capítulo 3), ya que inicialmente, y según los datos de Brissaud y Salgot podemos estar tratando con un sistema en el que para una única aportación de agua definiremos una dispersión entre media ($D/ul = 0,025$) y grande ($D/ul = 0,2$)

Evaluación

Las evaluaciones de los datos obtenidos con trazadores se interpretan con base en diversos índices. El manual de la WEF (1996) trata de los sistemas clásicos de desinfección, en los que se emplea un reactor tradicional. Puesto que la IPm puede considerarse como un reactor no clásico, en el que la desinfección se basa en supuestos diferentes, y con TDR muy grandes en comparación con los típicos para reactores convencionales, debemos proceder a diversas modificaciones de la teorías de evaluación.

Por otra parte, debemos considerar que estamos evaluando el TMR para una única aplicación, mientras el sistema sigue funcionando.

El valor d se considera, en los sistemas clásicos, aceptable si oscila entre 0,01 y 0,1. Para la IPm debería ser adecuado si es inferior a 0,25.

Por otra parte, se definen otros índices como

- El índice de dispersión de Morril, t_{90}/t_{10} , es la relación entre el tiempo necesario para que el 90% del trazador se disperse y el tiempo necesario para que lo haga el 10%. Si se trata de un flujo ideal de pistón, el número debe ser de 1, mientras que para una mezcla completa se trataría de un 20.
- El índice de detención media, T_{media}/T , es la relación entre el tiempo medio de residencia y el tiempo teórico de residencia ($T = \text{volumen/velocidad de flujo}$). Un valor de 1,0 indica una condición de flujo ideal, mientras que un valor de menos de 1,0 indica tanto una pérdida de volumen efectivo como caminos preferenciales.
- Índice de detención media, t_{50}/T , es la relación entre el tiempo necesario para que el 50% del trazador se disperse con el tiempo teórico de residencia. Un valor significativamente menor de 1,0 indica una cola larga en la curva E.
- Índice de camino preferencial, t_f/T , es la relación entre el tiempo transcurrido hasta que aparece el trazador y el tiempo teórico de residencia. Debería obtenerse un valor de 1,0 en un reactor de flujo de pistón, mientras que un valor significativamente menor indica caminos preferenciales importantes.
- Índice de tiempo de detención modal, t_p/T , es la relación entre el tiempo transcurrido hasta que un pico de trazador se detecta con el tiempo teórico de residencia. Se obtendrá un valor de 1,0 en un reactor de flujo de pistón, mientras que un número significativamente menor que 1,0 indicará caminos preferenciales o espacios muertos.

Aparte de calcular los índices comentados, debe comprobarse el porcentaje de recuperación del trazador. Si este porcentaje es bajo, indica defectos de procedimiento, como una mala técnica analítica, mal muestreo, errores en la medida del flujo, etc. Es deseable obtener una recuperación del trazador entre el 90 y el 100%. Además, el T_{medio} debe ser aproximadamente igual al tiempo teórico de detención T.

Combinación del análisis del trazador con la cinética de desinfección

Se debe suponer que el reactor se comporta siguiendo uno de los modelos descritos. Si se combinan las ecuaciones que describen el modelo de flujo con las ecuaciones que indican la cinética de desinfección, se puede predecir como controlará el modelo el proceso de desinfección, es decir, si los datos reales validarán el modelo teórico o lo harán modificar. Puesto que uno de los datos más importantes para evaluar el funcionamiento de los sistemas es la desinfección, deberemos establecer los resultados en función de esta cinética.

Cinética de desinfección

El método utilizado más frecuentemente para describir la cinética de desinfección es la aplicación de las distintas formas de la ecuación de Chick-Watson. Esta ecuación fue presentada por primera vez en 1908 (Chick, 1908 y Watson, 1908), y puede escribirse como sigue:

$$\frac{I}{I_0} = e^{-k' C_x t_i} \quad (16)$$

en la que:

I = población de microorganismos en el tiempo t_i

I_0 = población de microorganismos en el tiempo 0

t_i = tiempo

C_x = desinfección residual

k' = velocidad de reacción (1/[residual x tiempo]).

En la desinfección en cloro y ozono, C_x puede ser expresada en mg/l, mientras que en la desinfección por UV, C_x puede ser expresado en microwatts por cm^2 . A menudo, C_x y k' se combinan para formar otra constante de desinfección de primer orden, k , en unidades de l/tiempo.

$$\frac{I}{I_0} = e^{-kt} \quad (17)$$

La ecuación anterior es una simplificación de los mecanismos reales de desinfección, ya que muchos estudios han descrito desviaciones de la ecuación de Chick-Watson. No obstante, la adopción de una cinética de primer orden simplifica la evaluación de los resultados del reactor. Todos los valores de k de las reacciones de desinfección utilizados hasta aquí suponen una cinética de primer orden.

Estos coeficientes de desinfección dependen de las condiciones del agua, tipo de microorganismos y condiciones físicas. Por otra parte, el cloro, dióxido de cloro y ozono son inestables cuando se utilizan en aguas residuales, lo que hace incorrecta la suposición de que C es constante en estos casos (Haas et al, 1994). No sucede lo mismo con la IPm.

Tal como hemos comentado antes, el modelo que más se adapta a la IPm es un modelo de dispersión, que trabaja con la suposición de que el flujo que pasa a través del reactor está influido por la dispersión. Puede darse una ecuación para medir la eficiencia en este caso:

$$\text{eficiencia} = 1 - \frac{4qe^{\frac{1}{2d}}}{(1+q)^2 e^{\frac{q}{2d}} - (1-q)^2 e^{\frac{-q}{2d}}} \quad (18)$$

Como señalamos en el apartado (1.4) los mecanismos que intervienen en la depuración microbiana son filtración, adsorción y desaparición microbiana, y podemos señalar que los dos primeros serán similares para los experimentos realizados para un mismo filtro o columna ; por consiguiente la diferencia entre mayor o menor desinfección vendrá dada por la desaparición microbiana.

La desaparición microbiana está relacionada con la eficiencia de una mezcla completa. Al aumentar la eficiencia de la mezcla completa aumentará la desaparición microbiana y por consiguiente la desinfección será más eficaz.

Podemos indicar que :

$$cmc = \text{coeficiente de mezcla completa} = \frac{T_{\text{medio}} K}{1 + T_{\text{medio}} K} \quad (18)$$

siendo K la velocidad de reacción para la desinfección residual. Podemos deducir que

$$\frac{1}{cmc} = 1 + \frac{1}{T_{\text{medio}} K} \quad (20)$$

De esta forma, al aumentar T_{medio} disminuye el segundo término del lado derecho de la ecuación por lo que disminuye $1/cmc$, es decir al aumentar T_{medio} aumenta el coeficiente de mezcla completa (cmc) y aumenta por tanto la desinfección.

1.3. MECANISMOS DE FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA IPm : TRANSFORMACION DE LOS CONTAMINANTES NO BIOTICOS

En la depuración de aguas residuales, secundaria o terciaria, mediante sistemas naturales tipo “suelo” intervienen diversos procesos de orden físico, químico y biológico que han sido descritos por Bouwer (1974), Lefevre (1988), y Brissaud y Salgot (1991) entre otros. Estos procesos están relacionados con la eliminación o transformación en el sistema de los principales agentes contaminantes de un agua residual urbana:

- los sólidos en suspensión
- la materia orgánica
- el nitrógeno
- los microorganismos patógenos.

Analizaremos por separado la transformación que sufren en el filtro/columna de IPm cada uno de los principales contaminantes abióticos contenidos en las aguas residuales: sólidos en suspensión, materia orgánica, y nitrógeno. La reducción del número de microorganismos patógenos se contempla en otro apartado (1.4).

1.3.1. Sólidos en suspensión.

Uno de los objetivos prioritarios de un sistema de depuración avanzado es la eliminación total de los sólidos en suspensión (SS) del agua. La granulometría del material filtrante define la retención de estos sólidos en la superficie del macizo filtrante. Se suelen obtener rendimientos superiores al 95 en la eliminación de SS empleando sistemas IPm (EPA, 1973; Lefevre, 1988; Guessab et al., 1993; Guilloteau et al., 1993) si la granulometría de la arena es la adecuada; ahora bien, es preciso considerar que el proceso de eliminación por filtración

conlleva la acumulación de las partículas en la superficie, lo que puede dar lugar a una colmatación del sistema en ese punto, haciendo disminuir su permeabilidad.

1.3.2. Materia orgánica

Al llegar el agua residual (el afluente) al filtro tiene una cierta carga de materia orgánica, tanto menor cuanto mejor sea el tratamiento anterior.

En el agua residual sin tratar, la materia orgánica presente tiene una composición muy diversa (proteínas, azúcares, almidón, celulosa, ...) que puede encontrarse en la fracción particulada o en la fracción soluble de la materia orgánica. A medida que avanza el tratamiento en la EDAR (pretratamientos, tratamiento primario, secundario, ...) la materia orgánica fácilmente degradable se elimina casi totalmente, mientras que permanece en el efluente la difícilmente degradable, acompañada por algunos productos de transformación que no han podido sedimentar durante el tiempo de estancia del agua en la depuradora.

Esta mezcla, llega al filtro de IPm, donde va a sufrir un proceso final de eliminación, que diferirá según la fracción (particulada o soluble).

Las partículas son principalmente eliminadas por filtración mecánica en la superficie del macizo tal como se ha definido previamente. Una parte de esta materia, la de menor diámetro, puede penetrar hasta una cierta profundidad, como se describe en otro lugar de este trabajo (apartado 1.2.). Las partículas en superficie son degradadas más fácilmente dada la mayor cantidad de oxígeno presente y las que penetran sufren la acción de las bacterias del biofilm.

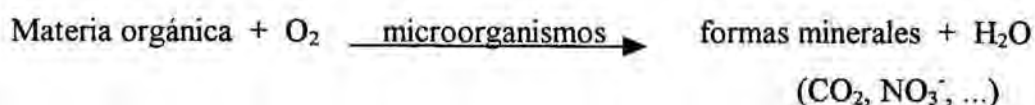
Por su parte, la fracción soluble de la materia orgánica penetrará en profundidad, arrastrada con el agua ; un parte de ella debería seguir al agua gravitacional, aunque si el tiempo de retención es lo suficientemente largo podemos sugerir que hay tiempo suficiente para que haya un intercambio con la biopelícula y una parte importante sea degradada. Otra parte,

quedará en el agua de flujo más lento, favoreciéndose su degradación también por contacto con la biopelícula.

En principio, los microorganismos presentes deberían ser capaces de degradar tanto sustancias orgánicas simples (proteínas) como polímeros complejos (celulosa), aunque las moléculas más simples, como los azúcares, ya no deberían llegar a este nivel. Dados los resultados obtenidos previamente con la IPm (Brissaud et al.,1994, Salgot et al.,1996) se sugiere que únicamente la materia orgánica muy difícilmente degradable es capaz de superar el espesor del filtro sin ser descompuesta completamente. Debemos señalar que en este sistema no se puede determinar la materia orgánica mediante la DBO₅, ya que se supera el límite de detección fiable del método. Se recurre habitualmente a la DQO, y en la mayor parte de ocasiones se detecta un nivel de base de materia orgánica difícilmente degradable, que podríamos cifrar en unos 50 mg/l, según los datos de los autores mencionados. Los mecanismos implicados serían, en este caso, la adsorción y la biodegradación (Collins et al., 1992)

En este sentido, Huisman y Wood (1974) sugieren que la materia orgánica de origen animal es más fácilmente mineralizada que la materia orgánica de origen vegetal.

La mineralización (depuración) de la materia orgánica se basa en una transformación de la materia oxidable por acción de los microorganismos heterótrofos. Esta transformación, en condiciones aerobias como las que nos ocupan, genera compuestos minerales sencillos y a la vez libera CO₂.



De todas formas, aunque la mineralización completa del carbono orgánico solo tenga lugar en presencia de oxígeno (Magdoff et al, 1974), se requieren unos tiempos de detención muy

largos, que harían inviable cualquier tipo de tratamiento (depuración) de la materia orgánica presente en el agua residual.

Suponiendo la equivalencia de los sistemas empleados para el caso de la degradación de materia orgánica, en los estudios a escala de laboratorio empleando filtros de arena se pueden estudiar los efectos de los tiempos de detención y del espesor de los filtros, así como de la cantidad de aire en el sistema. Lefevre (1988) trabajó con dos columnas de arena de 1,50 m de espesor, una de las cuales tenía un sistema de aireación, mientras que la otra no; a ambas les aplicó una carga hidráulica de $0,50 \text{ m}\cdot\text{día}^{-1}$, y obtuvo mejores rendimientos de reducción de DQO en la columna aireada que en la no aireada; los mejores rendimientos perduraron durante más tiempo en la columna aireada.

Hay que indicar que la reducción de la DQO por descomposición microbológica de la materia orgánica, tiene lugar principalmente en la capa superficial, es decir, en los primeros 15 cm (Lefevre, 1988; Pell y Nyberg, 1989), tal como suele suceder en los suelos. Obviamente, la disponibilidad de sustrato y la cantidad de oxígeno son mucho más elevadas en esta zona, por lo que el crecimiento bacteriano y la actividad microbiana deberían ser, y son, mayores.

De todos modos, y puesto que el sistema no sólo debe eliminar materia orgánica, sino que se espera un afinado muy importante del afluente, se debe trabajar con mayores espesores de material filtrante. En este sentido, y volviendo a la eliminación de materia orgánica (medida como DQO), se encuentran en columnas de arena reducciones del 50-70% de DQO respecto a la DQO incidente (Smith et al, 1979). Se puede plantear si la carga orgánica puede llegar a ser un factor limitante en el tratamiento. Debería existir un límite a partir del cual el sistema se ve superado; en realidad este límite existe, y lo definiremos en el momento en que tratemos de la capacidad en función de los aportes de oxígeno al macizo filtrante.

No obstante, podemos mencionar que en cuanto a los rendimientos, los estudios realizados por Thomas et al. (1969), y Hartman et al. (1980) en lisímetros indican rendimientos

similares al tratar efluentes primarios y secundarios; por lo que la carga orgánica del efluente no parece ser un factor limitante en el tratamiento de la materia orgánica; ahora bien, estos mismos autores encuentran que para un mismo efluente secundario, se reduce el 70% de la contaminación orgánica cuando la carga hidráulica aplicada es de 20 cm/día; y el 89% cuando la carga hidráulica se reduce a 4 cm/día, por lo que puede indicarse que hay una relación entre el porcentaje de reducción de la carga orgánica y la carga hidráulica aplicada. Este ha sido también el motivo de parte de nuestro trabajo.

1.3.3. Nitrógeno

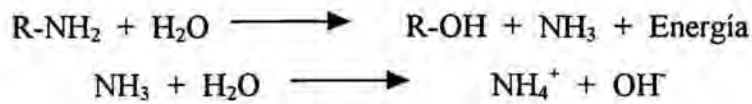
Ya hemos indicado que en los sistemas IPm, la materia orgánica como tal se elimina casi totalmente, mientras el nitrógeno sufre transformaciones de diversos tipos. Lógicamente, al descomponerse la materia orgánica se liberará nitrógeno en diversas formas, principalmente amoniacales.

Debemos considerar que en las aguas residuales sometidas a tratamientos biológicos simples, no avanzados de eliminación de nutrientes, encontraremos formas amoniacales u orgánicas del nitrógeno, y dependiendo del grado de oxidación sufrido por el agua residual en el tratamiento secundario, nitratos.

Antes de definir estas transformaciones, es preciso indicar que la mayor parte del nitrógeno orgánico se encuentra ligado a la materia en suspensión, y por tanto se fijará también en los primeros centímetros del suelo al ser filtrados los sólidos en suspensión (Walker et al., 1973).

La transformación es secuencial, y se definen los procesos que siguen:

1) El **nitrógeno orgánico** es rápidamente *transformado por los microorganismos heterótrofos a NH_4^+* . Las reacciones - resumidas - que tienen lugar son las siguientes:



Esta reacción de *amonificación* no tiene lugar con la misma intensidad en todo el macizo, ya que depende de las condiciones de cada punto. La reacción se mantiene teóricamente estable entre 0° y 30 °C, y es óptima a temperaturas superiores a los 30 °C. Cuando la temperatura es baja, el gran número de bacterias amonificantes compensa la cinética lenta (Rheinheimer, 1965). Parte del nitrógeno puede perderse por volatilización en medios de pH básico, aunque las pérdidas por este mecanismo no son superiores al 10% (Lance, 1972).

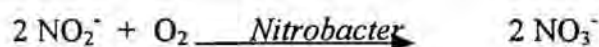
El nitrógeno amoniacal formado y el que ya contenía el agua, son fácilmente retenidos dentro del macizo filtrante por adsorción, sobre las partículas minerales, sobre la materia orgánica, ..., hasta saturar teóricamente el medio poroso. En realidad, la adsorción del ión amonio es reversible, debido a que es oxidado biológicamente a nitratos, y únicamente en las zonas donde permanecen condiciones anaerobias se puede considerar estable (Lance, 1972), lo que no es nuestro caso.

El amonio retenido será transformado por los procesos biológicos de *nitrificación* y de *desnitrificación*.

Recordemos que el proceso de nitrificación se realiza en dos etapas. En la primera etapa participan las bacterias del género *Nitrosomonas*, las cuales oxidan el amonio a nitrito :



Los nitritos formados son altamente inestables y son inmediatamente oxidados a nitratos por las bacterias del género *Nitrobacter* :



Estas bacterias nitrificantes son aerobias estrictas y autótrofas, por lo que no crecerán en ausencia de oxígeno y utilizan como fuente de carbono el CO_2 o los carbonatos. Son bacterias muy sensibles al pH del medio, el cual debe oscilar entre 6,8 y 9,0; y su actividad disminuye drásticamente a temperaturas inferiores a $10\text{ }^\circ\text{C}$.

En teoría, resulta difícil realizar una nitrificación completa de todo el nitrógeno que entra al filtro, a causa de la fragilidad del ecosistema, que se ve afectado por las variaciones de temperatura, de pH, de disponibilidad de oxígeno, ... Las fluctuaciones de estos parámetros afectan las cinéticas de las reacciones y modifican el crecimiento de las bacterias. Spencer y Collins (1991) indicaron que algunas fuentes de agua con contenidos bajos en nitrógeno y fósforo propiciaban la formación de un biofilm biológicamente poco activo. En principio, y según los datos de los estudios previos de nuestro equipo no hay defecto de nutrientes y el sistema debería funcionar correctamente.

Los procesos de nitrificación en columnas de arena han sido estudiados por diversos autores, (Ardakani et al., 1973; Starr et al., 1974; Sabatier, 1983; Lefevre, 1988). Ardakani et al. (1973) trabajaron en columnas de arena a las cuales aplicaban una solución de KNO_2 , mientras que Starr et al. (1974) aplicaban una solución de NH_4Cl con el fin de poder estudiar la evolución de la concentración del nitrógeno a diferentes alturas. Ambos equipos encontraron que la concentración de nitratos es función de la altura de la columna, de ahí el uso de columnas y filtros con espesores importantes de arena, siempre superiores a 1 metro.

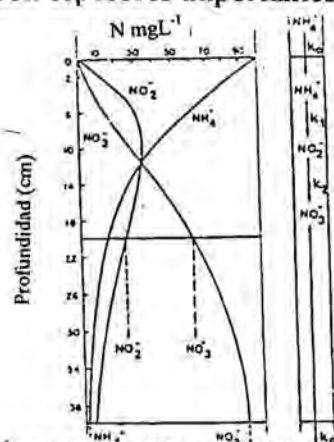
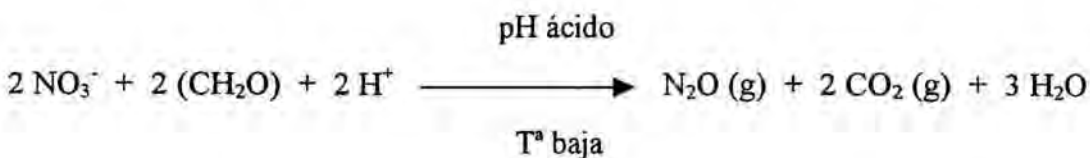
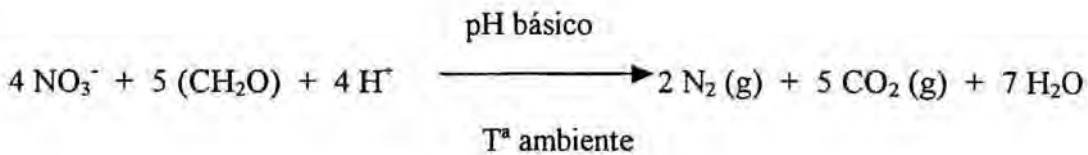


Figura 11 : Evolución de los compuestos del nitrógeno a través de la percolación de 40 cm de arena, sometida a un régimen continuo de nitrógeno (Laren, 1969)

En principio, la nitrificación depende de la carga hidráulica aplicada y del oxígeno disponible. La presencia de oxígeno es la que determina la distribución de las bacterias nitrificantes y, por lo tanto, la profundidad a la que tienen lugar las reacciones; en consecuencia el punto en altura de la columna o del filtro donde tiene lugar la reacción.

Cuando el oxígeno no es suficiente, aparecen los procesos de **desnitrificación**. La desnitrificación es una reducción, exclusivamente microbiana, de los nitratos a nitrógeno gas (N_2O y N_2), cuando el oxígeno es limitante y existe materia orgánica degradable que proporciona la energía necesaria para el proceso. Las bacterias desnitrificantes son anaerobias facultativas, que utilizan normalmente el oxígeno del aire para su metabolismo, pero pueden usar nitratos como aceptor de electrones cuando la concentración de oxígeno es muy baja. La reacción de desnitrificación puede utilizar como fuente de carbono un azúcar :



Es necesario un pH básico (7,0 - 8,5) para que la desnitrificación sea completa y se produzca N_2 (g). Las condiciones necesarias para que tengan lugar los procesos de desnitrificación son :

- nitrificación previa,
- anaerobiosis o anoxia
- presencia de una fuente de carbono.

Los factores físicos que influyen en el proceso de desnitrificación son:

- contenido de agua en el suelo;
- contenido de oxígeno en la solución;
- naturaleza y contenido de materia orgánica;
- velocidad de flujo de la solución en el suelo (Corey, Nielsen y Kirkham, 1967).

Lance et al. (1976, 1980), estudiaron la velocidad de desnitrificación en función del contenido en materia orgánica, encontrando, que la velocidad de desnitrificación era superior cuando utilizaban efluentes primarios con un contenido en materia orgánica mayor que en efluentes secundarios. Estos mismos autores corroboraron estos resultados, aplicando efluentes secundarios, a los que se iba aumentando el contenido en materia orgánica, a columnas de suelo. La velocidad de desnitrificación, aumentaba al aumentar el contenido en carbono orgánico.

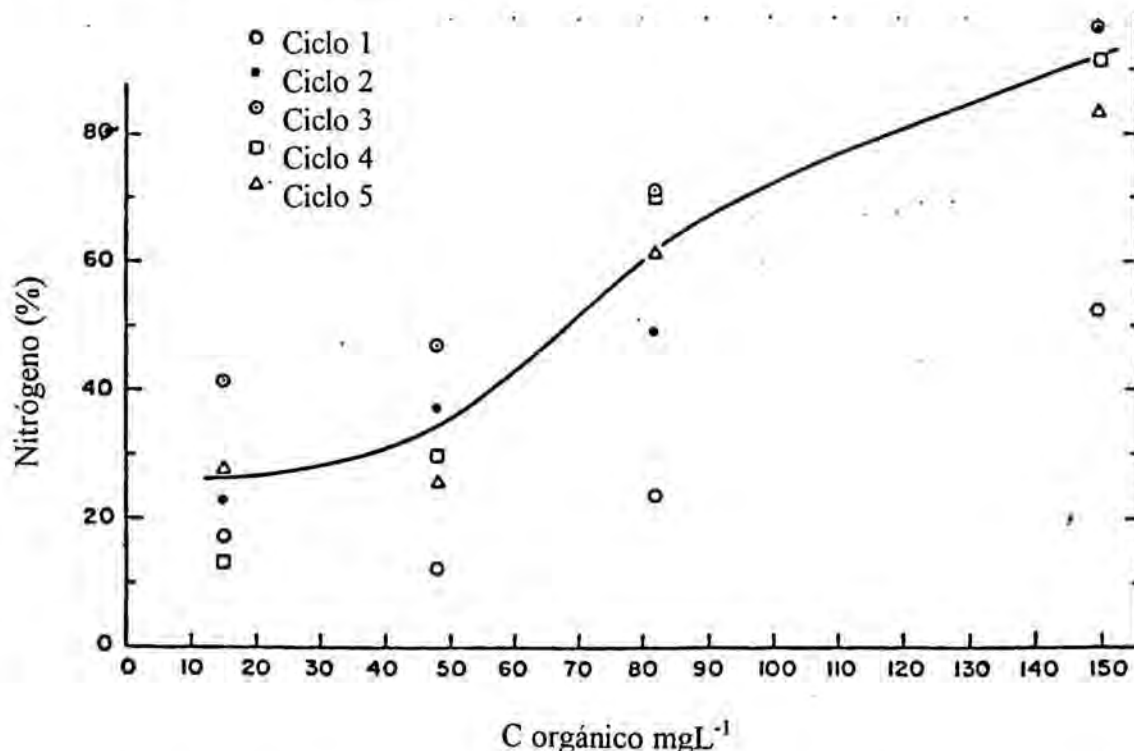


Figura 12 : Efecto de la concentración del carbono de un efluente secundario en la eliminación del nitrógeno en columnas de suelo.(Lance, 1980)

Los sistemas IPm son muy eficaces para las reacciones de nitrificación, pero muy poco para las de desnitrificación. Que tengan lugar a la vez nitrificación y desnitrificación en un macizo filtrante supone, a priori, condiciones contradictorias, pero la coexistencia de las dos reacciones no es improbable (Lance et al.,1976; Leach y Enfield,1983) ; aunque dadas las cargas a que se trabaja en nuestros equipos es muy improbable que existan condiciones anaerobias o anóxicas más allá de unos pocos minutos en cada aplicación.

1.4. LA IPm COMO SISTEMA DE DESINFECCION

La tecnología de depuración de aguas residuales por IPm combina la transformación/eliminación de materia orgánica y amonio, con una cierta capacidad de reducir el número de microorganismos patógenos presentes en el agua residual, lo que habitualmente se conoce como desinfección. Esta última se basa, en parte, en mecanismos similares a los que tienen lugar en los suelos. Por ello, en este apartado describiremos en forma general estos mecanismos de tipo edáfico y posteriormente intentaremos definir lo que sucede tanto en columnas de laboratorio como en los filtros de IPm en función de ellos.

No obstante, antes de la aplicación al medio sólido, puede describirse e una cierta incidencia en la capacidad global de desinfección del sistema, dependiendo de la forma de aplicación del agua. En efecto, la aplicación del agua al medio sólido crea un cambio de matriz ambiental en el que puede o no existir un paso intermedio por el aire.

En los sistemas de IPm más simples, menos tecnificados, la aplicación de agua se realiza como en los riegos a manta, por lo que solo cabe plantear el paso agua-suelo. En los sistemas más tecnificados, que emplean pivotes o similares para la aplicación, hay un paso intermedio por la matriz aire. Se puede definir un cierto tiempo de contacto aire-agua, una mayor dispersión del agua sobre el suelo, y una lámina de agua aplicada de mucho menor espesor. Por otra parte, también existe la posibilidad de que se formen aerosoles, que dispersarán una cierta cantidad de patógenos por la matriz aire.

En teoría, los sistemas de aplicación con pivote deberían conseguir una cierta desinfección inicial, más elevada que la de los sistemas en que el agua se aplica a manta. En la práctica, no se han llevado a cabo trabajos que permitan demostrar esta teoría, por lo que sólo la apuntaremos. De todas, formas, la mayor parte de la acción de los sistemas IPm sobre los organismos del agua residual aplicada tiene lugar en el macizo filtrante.

1.4.1. La relación microorganismos /suelos

La evolución en el espacio y el tiempo de los microorganismos que han llegado al suelo mediante el riego con aguas residuales depuradas se ha estudiado básicamente de dos formas, mediante columnas lisimétricas en laboratorio (Cairn et al, 1978 ; Gilbert et al, 1979 ; Lance et al, 1980 ; Landry et al, 1980) o mediante pozos de control para recogida de aguas (Bouwer et al, 1974 ; Gilbert et al 1976) una vez han percolado, en campo. En algunos casos se han descrito comparaciones entre los dos métodos (Edmonds et al, 1976 ; Moore et al, 1981) y en otro se ha conseguido confirmar los resultados de laboratorio con los de campo (Bitton et al, 1979). En el caso de que se empleen lisímetros, se debe tener en cuenta que existe un cierto número de errores de metodología, ya que es imposible reproducir exactamente en lisímetro todas las características de los suelos naturales (Moore et al, 1981).

En los suelos, el comportamiento de los microorganismos depende de la interrelación entre cuatro tipos de factores :

- condiciones del suelo
 - otras condiciones ambientales
 - características del propio microorganismo
 - acción de los organismos del suelo
-
- Condiciones del suelo : las condiciones y características del suelo tienen gran importancia en el comportamiento de los organismos añadidos por medio del riego con agua residual; describiremos a continuación las más importantes.

La textura define la superficie de contacto, íntimamente relacionada con:

- la capacidad de retención de agua
- la capacidad de retención de sales y nutrientes
- la capacidad de retención de sustancias antagonistas o tóxicas para los patógenos

- la capacidad de retención de bacterias y virus

Las tres primeras afectan la supervivencia de los patógenos, la última afecta a su movimiento.

En los suelos arcillosos, con gran superficie específica, se favorecerá la supervivencia de microorganismos mediante la retención de agua y de nutrientes. El suelo, por mecanismos de **adsorción**, retendrá microorganismos protegiéndolos de la desecación y de los rayos ultravioleta. En este tipo de suelos, el movimiento de los microorganismos se verá dificultado por la adsorción de éstos a las partículas de arcilla (Bitton et al, 1979 ; Gerba et al, 1975 ; Goyal et al, 1979 ; Lance et al 1978 ; EPA, 1977). Por el contrario, los suelos arenosos no favorecerán la supervivencia, pero sí aumentarán el movimiento (Butler et al, 1954 ; Gerba, 1982 ; Keswick, 1980 ; McCoy, 1969).

Según la estructura del suelo habrá más o menos espacios vacíos dentro y fuera de los agregados. En estos espacios se podrán desarrollar los microorganismos propios del suelo o los aportados con el agua residual que puedan sobrevivir inicialmente. El suelo puede retener en estos espacios una cierta cantidad de materia orgánica y agua procedentes del agua residual; cuando ésta última desaparece por infiltración o desecación, es sustituida por aire; en relación con esto, la aerobiosis o anaerobiosis más o menos estricta condicionará la supervivencia de determinados organismos (García et al., 1970).

En relación con textura y estructura, es preciso indicar que prácticamente todos los organismos suspendidos en el agua que se filtra serán retenidos por procesos que se pueden denominar de **filtración** cuando su diámetro sea superior al diámetro de los poros del suelo, en el punto de filtración; estos poros actúan como los de un filtro. La máxima eliminación de microorganismos del percolado se encuentra cuando la velocidad de infiltración en el suelo es lenta (Lance et al., 1980 ; Robeck et al., 1962 ; Vaughn et al., 1981). La causa estriba en un aumento de la adsorción por un incremento del tiempo de contacto de los microorganismos con los componentes del suelo (Robeck et al., 1962).

Las estructuras estables (caracterizadas habitualmente por un pH próximo a la neutralidad, saturación de iones calcio y magnesio, y un contenido elevado de materia orgánica) tienen unas condiciones más idóneas para el crecimiento de los microorganismos que las que generaría una estructura más deficiente. Esto podría interpretarse como una potenciación de la supervivencia de los patógenos, pero también hay que considerar que favorece la competencia originada por la microflora del propio del suelo.

En los sistemas IPm la estructura es atípica hasta cierto punto, ya que se parte de una arena con granulometría definida. En principio, esto debería definir un diámetro de poro, o, más exactamente, un rango de diámetros de poro bastante más homogéneo que el que se pueda encontrar en un suelo "real". En el caso de que se implante césped, las condiciones se alteran ligeramente, especialmente en las capas superiores del sistema, en las que se desarrolla un horizonte superficial formado por una mezcla de raíces y arena. Este horizonte desempeña una función doble ; por una parte aumenta la capacidad de retención de los sólidos en superficie y por la otra se consigue una homogeneización del reparto del agua en superficie.

Por otra parte, una estructura puramente arenosa debería favorecer el dominio del agua gravitacional de flujo rápido tal como sucede en los filtros de arena empleados habitualmente. En la práctica esto no es así por combinación de dos fenómenos ; por una parte el funcionamiento del filtro en flujo de pistón que crea una reducción de la permeabilidad teórica y por otra el desarrollo del biofilm, que reduce el diámetro de poro, con el mismo efecto. Se produce en consecuencia una reducción importante de la velocidad de flujo, como ya se detallará más adelante.

El pH del medio, además de seleccionar los organismos adaptados a vivir a unos pH concretos (Ellis et al, 1978 ; Miller, 1975), determina la carga neta de las sustancias anfóteras. La carga neta de cada componente será diferente según sea el pH y el valor de su punto isoeléctrico.

Los estudios realizados por Yeager y O'Brien (1979) en dos tipos de suelo demuestran que los contenidos en arcilla y materia orgánica son factores importantes en la adsorción de los virus al suelo. Las partículas de materia orgánica y de arcilla tienen generalmente

una carga negativa y adsorben fácilmente los grupos reactivos de carga positiva de la envuelta viral cuando ésta se encuentra por debajo de su punto isoeléctrico, es decir por debajo del pH en el que las partículas no están cargadas. La adsorción es el mecanismo mayoritario en la retención de los virus en el suelo, mientras que las bacterias pueden ser eliminadas por una combinación de filtración, sedimentación y adsorción (Schaub et al., 1980).

Las mejores condiciones de adsorción de los microorganismos a las partículas del suelo tendrán lugar cuando el pH del medio se encuentre entre el punto isoeléctrico de la capa externa del microorganismo y el punto isoeléctrico de las partículas adsorbentes.

La disminución del pH del medio puede dar lugar a la protonación de los grupos carboxilo, permitiendo así la liberación o desorción de las partículas virales (Bitton et al., 1975).

En principio, en un sistema IPm debe intentarse que la proporción de arcillas (elementos de tamaño arcilla) sea mínima, por lo que teóricamente los efectos que acabamos de describir no deberían suceder al faltar adsorbentes. No obstante, puede describirse un cierto tiempo de estancia de la materia orgánica en el sistema IPm, por lo que existen posibilidades de que ésta actúe como locus de adsorción de las partículas virales.

En general las concentraciones bacterianas tienen relación con el contenido de materia orgánica en el suelo. Teniendo en cuenta que las bacterias entéricas son heterótrofas, su única fuente de carbono serían los nutrientes orgánicos presentes en el suelo y la materia orgánica en suspensión añadida con el agua residual. Hay que definir diversas influencias de la materia orgánica en la supervivencia de los microorganismos:

- proporcionando protección a bacterias, virus y otros patógenos (Burge et al, 1980 ; Butler et al, 1954)
- proporcionando alimento a las bacterias patógenas y a la microflora autóctona
- desplazando a los virus de los *locus* de adsorción en el complejo adsorbente (Geldreich, 1972)

- formando parte del complejo adsorbente del suelo

Si hemos definido la capacidad de la IPm de reducir extraordinariamente la materia orgánica aplicada, la consecuencia inmediata será la desaparición de dos de las influencias recién mencionadas. Ya hemos indicado que normalmente no hay otros adsorbentes de los virus que la materia orgánica, por lo que la influencia de desplazamiento también desaparece.

Por último, al no haber prácticamente complejo adsorbente también deberíamos despreciar este último factor.

Condiciones ambientales diferentes a las del suelo : las condiciones ambientales que más pueden influir normalmente en el comportamiento de los microorganismos son la temperatura, la lluvia y la radiación ultravioleta.

Temperatura y humedad : la supervivencia de los microorganismos en sistemas de suelo es mayor con humedad y bajas temperaturas (Pascual et al., 1980). El descenso de humedad favorece la aparición de grietas en la superficie del suelo, las cuales facilitan el movimiento de los microorganismos hacia capas más profundas. En un sistema exclusivamente arenoso no podemos plantear la aparición de grietas.

A medida que la temperatura aumenta, el grado de supervivencia de las bacterias en el suelo tiende a disminuir ; la velocidad de inactivación de las bacterias patógenas se duplica con cada aumento de 10°C de temperatura, en el intervalo de 5 a 30°C (Reddy et al., 1981). Debe precisarse aquí que la temperatura del agua residual suele ser siempre superior en algunos grados a las aguas naturales, por lo que en principio, este factor es contrario a nuestros intereses. No obstante, el paso del agua por la atmósfera - ya sea en sistemas de aplicación a manta o por aspersión - reduce este diferencial de temperatura, por lo que podemos despreciar esta influencia.

En estudios realizados por Boyd et al. (1969) se observó una disminución en el grado de supervivencia de los microorganismos a medida que la humedad de un suelo franco-arenoso fino disminuía del 50% hasta el 10%. Por otra parte, el tiempo de supervivencia

en suelos arenosos es menor que en suelos con mayor capacidad de retención de agua (Gerba et al., 1975). Podemos definir en la IPm una humedad casi constante derivada del fraccionamiento del "riego". Los únicos episodios de sequedad se deberían dar en los periodos semanales de descanso.

La lluvia favorece la supervivencia de patógenos en el suelo por aumento del grado de humedad en éste; ahora bien, la lluvia facilita también la movilidad de los microorganismos. Uno de los casos descritos por Salgot et al. (1996) en sistemas suelo - planta indica la desorción de microorganismos después de un episodio de lluvias fuertes.

Radiación solar : favorece la destrucción de la capa orgánica depositada sobre la superficie del suelo.

Teóricamente, la acción de la radiación ultravioleta de la radiación solar debería impulsar la desaparición de los microorganismos inmovilizados a este nivel. De todas formas no será un factor constante, ya que habrá una mayor actividad de este tipo durante las horas de insolación y en los escasos momentos en que haya una capa de agua en superficie.

También teóricamente, en invierno habrá poca insolación, temperaturas bajas y mayor humedad, lo que debería favorecer la supervivencia de los microorganismos.

Obviamente, temperatura y humedad, junto con la radiación ultravioleta, están muy relacionadas con la época del año. Durante el verano, y especialmente en la capa superficial del suelo, las temperaturas altas producen la evaporación del agua y la desecación. En estas circunstancias, la inactivación microbiana debería aumentar, y por motivos comparables, en invierno debería disminuir.

Se han resumido los factores indicados y otros adicionales en las tablas 1.5 y 1.6. En la primera se recogen los factores que determinan la eliminación de patógenos en el suelo y en la 1.6 segunda los que afectan a los virus.

Tabla 1.5 :Factores que influyen en el comportamiento de los patógenos en el suelo.
(Pascual, 1983)

Factores		Aumentan	Disminuyen
Temperatura	baja	- supervivencia de bacterias - supervivencia protozoos - supervivencia de huevos de helminto	- supervivencia de virus
	alta	- desecación	- supervivencia de bacterias - supervivencia protozoos - supervivencia de huevos de helminto
Luz solar			- supervivencia
Lluvia		- humedad del suelo - movimiento de organismos	- concentración de cationes
Textura	arcillosa	- concentración de arcillas - humedad - adsorción de organismos	- movimiento
	arenosa	- aireación del suelo - movimiento	- humedad
Estructura	estable	- aireación del suelo - pH neutralidad - saturación Ca y Mg - materia orgánica	
	inestable	- acidez	- aireación del suelo
pH	bajo	adsorción organismos toxicidad Al, Mn	- movimiento - supervivencia
	alto	- supervivencia	
Humedad	baja	- movimiento por formación de grietas	- supervivencia
	alta	- supervivencia	
Materia orgánica		- supervivencia por protección - capacidad de retención de agua - estructura - movimiento de virus por que los desplaza - concentración de nutrientes	- movimiento
Arcillas		- estructura - capacidad amortiguadora	- movimiento
Oxidos de Fe y Al		- estructura	- movimiento
Concentración de nutrientes	baja	- competencia nutritiva	- supervivencia
	alta	- supervivencia	
Sustancias que lleva el efluente		- concentración de nutrientes - materia orgánica	- supervivencia por efectos tóxicos

Continuación tabla 1.5

Concentración de cationes		- adsorción de organismos	- movimiento
Microflora	antagonismo	- competencia - antibiotismo - predación - parasitismo	- supervivencia
	sinergismo	- supervivencia	
Vegetación densa		- supervivencia - movimiento por canales - raíces	
Ciclo de la vida del parásito		- supervivencia	
Capacidad de movimiento activo		- supervivencia	

Tabla.1.6: Factores que determinan la eliminación de los virus en el suelo (Frankenberger, 1990)

Factores	Observaciones
pH	Un pH bajo favorece la adsorción de los virus; sin embargo, un pH elevado favorece su inactivación
Cationes	Los cationes neutralizan o reducen el potencial electrostático de repulsión de las partículas virales (cargas negativas) y los componentes del suelo, favoreciendo así la adsorción
Arcillas	Incrementan la adsorción de los virus
Materia orgánica	Incrementa la adsorción de los virus
Capacidad de intercambio catiónico (CIC)	Una CIC elevada facilita la adsorción de los virus
Cargas hidráulicas	Una carga hidráulica baja, < 0,6 m/día, favorece la eliminación de los virus
Materia en suspensión	La materia orgánica soluble compete con los virus por los puntos de adsorción de las partículas coloidales del suelo y dificulta la inactivación de los virus en el agua residual
Agua de lluvia	Facilita la liberación de los virus previamente adsorbidos

Condiciones del propio microorganismo: como ya se ha definido, éste sería el tercer condicionante del comportamiento de los microorganismos añadidos al regar un suelo con agua residual.

Burge y Parr (1980) establecen para los organismos patógenos tres categorías de resistencia:

1. Organismos con capacidad para producir formas de resistencia. Podemos incluir aquí las bacterias formadoras de esporas. Por ejemplo, las esporas de *Bacillus sp.* son extraordinariamente resistentes y pueden llegar a sobrevivir 60 años en suelo seco (Ellis et al., 1978).
2. Organismos que pueden crecer y desarrollarse en el exterior del huésped si las condiciones son favorables, por ejemplo Enterobacteriaceae y Pseudomonadaceae.
3. Organismos incapaces de reproducirse en el exterior del huésped. En este grupo se incluyen muchas bacterias patógenas y todos los virus.

Las características de la capa externa de los organismos también pueden afectar, como ya hemos indicado, su comportamiento. La unión al complejo adsorbente depende de la capa más externa del microorganismo. Los distintos exopolisacáridos bacterianos y las diferencias de composición, configuración y conformación de las proteínas de la cápside vírica son factores importantes que determinan la retención o no de estos organismos (Goyal et al, (1979) .

Se supone que la desaparición de los microorganismos añadidos al suelo con las aguas residuales debe seguir una cinética relativamente similar a la de las reacciones químicas. Una cinética de primer orden no explica todos los aspectos de la muerte de los microorganismos en el suelo, pero el modelo de este orden puede servir de aproximación para estudiar su desaparición (Crane et al., 1980). De todas formas, será más útil para los microorganismos que se han considerado como pertenecientes al tercer grupo, aquellos que no son capaces de producir formas de resistencia ni adaptarse a las condiciones ambientales (Burge et al., 1980).

En el caso de los virus, debe indicarse que es precisa la presencia de la célula huésped. Existe evidencia de que tanto la célula huésped como el virus pueden ser adsorbidos en la superficie de materiales coloidales y así se incrementa su proximidad. Si se potencian estos factores y el encuentro ocurre, el posterior desarrollo depende de la influencia de factores ambientales sobre la adsorción y penetración del virus en el huésped y el nivel de actividad del huésped después de la entrada del virus en esta célula huésped.

La abundancia temporal de fagos en el suelo es un reflejo de la dinámica de interacción entre el fago y la célula huésped que ocurre dentro de la comunidad bacteriana. La concentración de los fagos se relaciona con la concentración del huésped y un cambio en la abundancia del huésped puede ser función de la disponibilidad de recursos dentro del medio ambiente del suelo.

Acción de los organismos del suelo

En los suelos se encuentra una microflora autóctona, que debe tener una interrelación con los organismos aplicados con el agua residual. Esta interrelación, especialmente si la aplicación de agua residual es continuada, llega a modificar la composición inicial y se crea una microflora adaptada a las condiciones existentes. En el caso de la IPm estas condiciones serán absolutamente atípicas y deberían ser estudiadas, ya que serán el resultado de unas condiciones de humedad casi permanentes, de unos aportes importantes y casi continuos de materia orgánica y nutrientes, y del desarrollo del biofilm.

Se ha descrito que la microflora autóctona tiene acciones de:

- modificación del micromedio
- competencia por el alimento
- síntesis de sustancias beneficiosas o tóxicas para los patógenos
- predación y parasitismo
- simbiosis y comensalismo

aunque por lo que respecta a los virus, Sorber (1982) indica que hay muy pocas evidencias de que haya inactivación vírica por microorganismos antagonistas.

La macroflora favorece el movimiento facilitando canales a los organismos, y la macrofauna también la favorece, ya que puede actuar como vehículo de transporte, además de formar estructuras huecas.

Un exceso de materia orgánica ligado a un aumento en el metabolismo puede tener repercusiones sobre la microflora del suelo. La biodegradación de los productos, acompañada de un fuerte consumo de oxígeno, puede desarrollar un ambiente anaerobio desfavorable para los microorganismos dependientes del oxígeno. Algunos de los productos metabólicos generados por los microorganismos pueden inhibir el crecimiento de otros. En general, este no sería el caso de la IPm, caracterizada obligatoriamente por oxígeno en concentración suficiente.

Algunos organismos del suelo producen antibióticos o sustancias tóxicas que inhiben el crecimiento de los microorganismos patógenos. Ciertos antibióticos son inestables en el suelo debido a su susceptibilidad a los cambios de pH, por inactivación biológica o por adsorción.

Competencia, parasitismo y depredación también definen el tipo de microflora que puede sobrevivir. En el caso de *Salmonella*, su crecimiento en el suelo es inhibido por la presencia de *Actinomyces*, *Bdellovibrio*, bacteriófagos y organismos de vida libre. Alguna de estas interacciones debería existir en los sistemas de IPm.

1.4.2 Aplicación a los sistemas IPm

Recapitulando, recordemos que los mecanismos que actúan en los sistemas IPm pueden, en ciertos aspectos, compararse con los que tienen lugar en los suelos. Teóricamente, podríamos considerar la matriz arena como un suelo muy poco desarrollado e inundado periódicamente; pero capaz de mantener condiciones aerobias durante la mayor parte del tiempo. De la misma manera que sucede en los suelos, después de episodios de

lluvia/aplicación de agua, se entra en una fase temporal de anoxia hasta que el agua gravitacional de flujo rápido desaparezca del sistema. El punto realmente importante en la IPm es exactamente la alternancia de flujo, y la cantidad de agua que se puede aplicar sin que el sistema pierda las características de aerobiosis, es decir, sin que la fase de anoxia sea excesiva.

Todo esto implica que la humedad del sistema de IPm será importante durante todo el tiempo de funcionamiento, a pesar de la gran permeabilidad teórica de un "suelo" absolutamente arenoso.

Para la depuración, uno de los factores más importantes en el comportamiento de un suelo es la presencia de materia orgánica. En los sistemas IPm no se puede hablar exactamente de materia orgánica, aunque la biopelícula formada alrededor de las partículas de arena puede actuar de forma similar. La biopelícula actúa degradando la materia orgánica de forma más rápida de lo que sucedería con la materia orgánica en un suelo.

En principio, la materia orgánica aportada no debería ser fácilmente degradable, ya que proviene en muchos casos de un sistema de depuración secundario. En determinados periodos de funcionamiento, el biofilm actúa como materia orgánica, al entrar el cultivo en fase de respiración endógena. Esta materia orgánica, sí sería fácilmente degradable.

Podemos considerar una cierta proporción de materia orgánica en la parte superior de los filtros - no en las columnas - proveniente de los procesos asociados al césped.

En teoría, podemos considerar que se intenta optimizar la degradación de la materia orgánica en comparación con lo que sucede en un suelo. Al mismo tiempo que se degrada la materia orgánica, aumenta el espesor de biofilm y se produce un cambio de las condiciones de permeabilidad del sistema.

También, y tal como sucede en los suelos, se pueden definir interrelaciones con los microorganismos aplicados, y encontraremos tres mecanismos básicos de interrelación

microorganismos/matriz sólida, que se pueden considerar como mecanismos de desinfección :

- a) filtración física
- b) adsorción
- c) desinfección por desaparición microbiana

a) y b) se basan en procesos exclusivamente de tipo físico, que consiguen inmovilizar microorganismos patógenos libres o asociados a partículas y digamos que a) tiene lugar principalmente en los primeros centímetros del filtro. Estos dos procesos son los que actúan básicamente en cualquier medio filtrante.

c) es un mecanismo típicamente biológico, de competencia, y propio de sistemas con biomasa.

La filtración en la IPm es un proceso esencialmente físico en el que podemos definir:

- bloqueo
- intercepción
- sedimentación
- difusión browniana

Corapcioglu et al, (1984); Herzig, (1970); Yao et al, (1971) citan estos mecanismos elementales que explican la retención de partículas en un medio poroso.

Herzig, (1970) describe la intercepción considerando que las partículas en suspensión son bloqueadas naturalmente en un medio poroso, siempre que el tamaño de la partícula sea inferior al tamaño de poro del medio. En teoría, una partícula de cualquier tamaño puede ser detenida por un medio poroso ya que en la zona de contacto entre los granos el tamaño de los poros se reduce hasta anulársela.; de la misma manera que sucede en los procesos de colmatación de membranas. En la práctica, este fenómeno no adquiere mayor importancia en la IPm hasta que el diámetro de las partículas es de tamaño similar al tamaño de los poros .

Herzig et al, (1970) determinan el volumen de partículas bloqueadas a partir de la hipótesis geométrica:

$$\sigma = 0,5 (1-\phi_0)\pi Z(d/d_g)^2((1+(d/d_g)^2-1)^{0,5}$$

donde: ϕ_0 es la porosidad total inicial; Z la coordinación de poros, d y d_g el diámetro medio de las partículas en suspensión y de los granos que forman el medio poroso, respectivamente; el cálculo nos indica que el bloqueo tiene importancia cuando las partículas son superiores a 7 μ si $d_g = 100 \mu$ y superiores a 35 μ si $d_g = 500 \mu$.

Yao et al, (1971) deducen una ley para la disminución de las concentraciones de partículas C, en función de la profundidad de percolación z. Esta ley, tanto para virus como para bacterias, ha sido comprobada en distintos experimentos por Lance et al, (1980), siendo la reducción de partículas función de la concentración inicial y de la altura de percolación.

La depuración por infiltración no se ajusta del todo a este modelo, debido a que se trata de un medio no saturado donde los gránulos que forman el medio poroso no son esféricos, pero se puede estimar que, en gran medida, la reducción teórica es debida a la filtración. Las partículas más grandes son retenidas por sedimentación e intercepción, y las más pequeñas por difusión browniana, los microorganismos con tamaños del orden de una micra serán difíciles de retener.

La eficacia de la filtración dependerá de

- el tamaño de las partículas en suspensión
- la granulometría del medio poroso
- la homogeneidad de este medio

En principio todos los microorganismos con tamaño superior al de poro serán retenidos en el espesor del filtro.

Normalmente, en un medio arenoso la filtración será muy eficaz en la eliminación de los organismos más voluminosos, como son los huevos de helminto y los quistes de

protozoo. Con las granulometrías habituales del sistema no deberían eliminarse en gran número las bacterias y virus debido a su pequeño tamaño en comparación con el de poro. No obstante, es preciso considerar que tanto bacterias como virus están asociados en una proporción considerable a los sólidos en suspensión, y, por lo tanto podrán ser retenidos con éstos.

A medida que en la superficie del filtro se van reteniendo partículas, aumenta la eficacia de la filtración, aunque disminuye en paralelo la capacidad de infiltración. Esta disminución debería ser reversible, desde el momento en que los sólidos retenidos, y con ellos bacterias, virus, protozoos y huevos de helminto, son degradados en el sistema y los organismos que han permanecido en la superficie del sistema pueden ser afectados por la radiación ultravioleta en las horas de insolación. Al degradarse los sólidos se recupera capacidad de infiltración.

Un parámetro crítico en la eficiencia de la filtración es la homogeneidad del medio ; en el momento en que se creen caminos preferenciales en el macizo filtrante o en las columnas, la eficiencia de la desinfección puede reducirse apreciablemente.

La adsorción es responsable de la fijación de parte de las partículas en suspensión sobre los granos del medio poroso y tiene lugar mediante dos mecanismos principales:

- Adsorción física, debida a las fuerzas de Van der Waals. Estas fuerzas varían de forma inversa al tamaño de las partículas en suspensión, y son importantes para aquellas partículas inferiores a $0,1\mu\text{m}$.
- Adsorción electrostática, debida a las cargas eléctricas de las partículas y del material filtrante, en el que se debe incluir la biopelícula.

La adsorción depende de las propiedades de la superficie de las bacterias, del medio filtrante y de la composición iónica del efluente. Las bacterias poseen una doble capa iónica, en las que las cargas eléctricas están repartidas de forma muy irregular, creando una zona hidrófoba. La distribución en la superficie es la que determina la fijación.

En el caso de la IPm podemos indicar que hay un cierto grado de reacción con la arena; aunque teóricamente toda su superficie, o una parte muy importante de ella, debería estar recubierta por el biofilm.

Un caudal de infiltración bajo favorece la retención en el suelo (Frankenberger et al., 1979); por el contrario, cuando el agua residual se aplica de forma continua, el aporte de nutrientes puede ser suficiente para permitir un crecimiento importante de la microflora, ocasionando como consecuencia una obturación y una alteración de la configuración de los poros. En el caso de la IPm, se buscan las propiedades beneficiosas de ambos métodos de funcionamiento.

La adsorción de los virus a la arena (Nasser et al., 1993) es mayor para valores de pH ácidos que alcalinos, siendo especialmente reducida a pH 8-9 debido a la ionización de los grupos carboxilo de las proteínas superficiales de los microorganismos, y al incremento de la carga negativa de las partículas del filtro de arena, tal como también indican Bitton et al. (1975).

Si en el medio del filtro hay cationes monovalentes (Na^+ , K^+), divalentes (Ca^{2+} , Mg^{2+}) y trivalentes (Al^{3+}); la adsorción de los virus aumenta apreciablemente (Gerba y Bitton, 1984), ya que se reducen las fuerzas de repulsión entre las superficies del adsorbente y las del virus.

En la tabla 1.7. se puede encontrar un resumen de la influencia de los procesos de filtración física y de adsorción en la eliminación de las diferentes categorías de microorganismos.

Tabla 1.7: Eficacia de los mecanismos de retención en el filtro de los microorganismos presentes en el agua residual. (Schmitt, 1989)

	HUEVOS DE HELMINTO		QUISTES DE PROTOZOOS		BACTERIAS	VIRUS
EJEMPLOS	- Bilharzias - <i>Ascaris</i> - Oxiuros - Tremátodos	160µ 50µ 50µ 30µ	- <i>Giardia</i> - Amebas patógenas	10µ 10-15µ	- Colibacilo : 2-4µ longitud 0,6µ diámetro - Estafilococo 1µ	- Polio 0,027µ - Hepatitis 0,027-0,042 µ
TALLA	< 160 µ >30 µ		< 15 µ > 8 µ		< 4 µ > 0,6 µ	< 0,05 µ
FILTRACIÓN TOTAL POR BLOQUEO	SI		en arena fina		NO	NO
INTERCEPCION	-		SI		NO	NO
SEDIMENTACION	-		SI		SI	NO
DIFUSION BROWNIANA	-		-		SI	SI
ADSORCIÓN	-		NO		débil	SI
EFECTO GLOBAL INFILTRACION-PERCOLACION	Retención en algunos cm		Filtración total en arena fina		Variable según la eficacia de la filtración física	Variable según la intensidad de la adsorción

Mecanismos de desaparición microbiana. Una vez los microorganismos están retenidos en el filtro, quedan sometidos a una serie de cambios ambientales que pueden conducir a su desaparición del medio. Estos cambios pueden ser debidos a diversos factores, ya comentados en parte:

- físicos: temperatura, humedad y radiación solar,
- químicos: concentración de nutrientes, salinidad y pH,
- biológicos: presencia de células huésped, producción de sustancias tóxicas y antibióticos, y fenómenos de competencia, parasitismo y depredación.

Factores físicos

Temperatura y humedad : En principio, los sistemas de IPm deben tener una humedad muy elevada durante la mayor parte del tiempo de funcionamiento, ya que como hemos definido en el apartado (), permanecen en régimen de funcionamiento durante cinco

días consecutivos seguidos de dos días en reposo (sin aporte de agua). La temperatura es prácticamente la ambiental y depende de la época del año. De todas formas, es especialmente difícil definir la influencia exacta de la temperatura, ya que es difícilmente aislable de la otras influencias.

La lógica nos indica que los sistemas IPm deberían “funcionar” mejor en tiempo caluroso, pero esta afirmación no deja de ser empírica en estos momentos.

Radiación solar : La radiación solar no será un factor constante, ya que habrá una mayor actividad de este tipo durante las horas de insolación, y además en relación con el espesor del filtro la superficie expuesta a los rayos del sol es muy pequeña.

Podemos suponer que en épocas de verano, con insolación y temperaturas máximas, habrá una evaporación de agua en la capa superficial del filtro de forma temporal. Esto debería favorecer la desaparición microbiana, pero en la práctica el efecto desaparecerá si se aumenta la dosis de riego.

Carga hidráulica : Tanto la carga hidráulica como la forma de aplicación de ésta en la superficie del filtro jugaran un papel importante en la eliminación de microorganismos, ya que como se ha definido en el apartado de hidráulica, el tiempo de retención del agua juega un papel importante en la eliminación de microorganismos.

Factores químicos

La investigación en este aspecto está poco desarrollada, pero podemos indicar diversas circunstancias:

Salinidad: en los sistemas emplazados en zonas costeras puede haber incrementos importantes de salinidad en el afluente, debidos a causas varias como entradas de agua de mar en el alcantarillado en episodios de viento (Noguera et al., 1986). Si los incrementos se mantienen durante tiempos prolongados, el sistema se adapta a ellos y mantiene la eficacia de desinfección; por el contrario, si las entradas de agua con sal son esporádicas,

el biofilm puede presentar problemas de adaptación y perder eficacia de forma importante. Estos fenómenos se dan en paralelo - deberíamos decir con anterioridad - en los procesos de la planta de tratamiento secundario, con lo que el afluente pierde calidad y el impacto es doble.

El *pH* no es un factor que limite el desarrollo de los microorganismos retenidos en el filtro ya que en las aguas infiltradas no hay *pH* extremos, que en todo caso ya han sido neutralizados por la depuración previa.

Elementos nutritivos : En el sistema de IPm, los microorganismos retenidos en el filtro entran en competencia por el espacio durante el periodo de funcionamiento, es decir cuando hay aporte de agua, mientras que durante el periodo de secado, cuando se deja de aplicar agua al filtro y en consecuencia el aporte de elementos nutritivos, los microorganismos se encuentran en competencia nutricional y finalmente en una fase de respiración endógena.

No se ha descrito una falta de nutrientes en el sistema, y, dadas las características del agua residual no creemos que llegue a producirse. En todo caso, debería ser un tema a investigar si la IPm se sitúa en una depuradora con sistemas de eliminación de nutrientes.

Materia orgánica : La única fuente de carbono que llega al medio filtrante es la materia orgánica en suspensión añadida con el agua residual, por lo que en los periodos de secado, el contenido de materia orgánica en filtro influye en la cantidad de microorganismos y en su permanencia.

También hay que considerar la materia orgánica, y los nutrientes, procedentes de los microorganismos que se descomponen durante la fase de respiración endógena, aunque esto no afecta a los “inputs” del sistema, sino que es únicamente cambio de forma de la materia orgánica.

Factores biológicos

En este punto juegan un papel muy importante las características propias de los microorganismos que se encuentran en el agua residual aportada al sistema filtrante.

En la actualidad, el único medio de predecir la capacidad de desinfección de una depuración por IPm consiste en establecer modelos empíricos a partir de la experiencia adquirida.

Schmitt (1989) realizó estudios en este sentido, trabajando con indicadores de contaminación fecal, y demostrando, mediante el estudio estadístico de datos relativos a instalaciones situadas en varios países (Estados Unidos, Francia, Egipto, Marruecos, ...) que, entre los parámetros calculables y medidos, la desinfección depende de :

- el tiempo de residencia medio del agua en el macizo filtrante, t_m ,
- la eficacia de la oxidación (caracterizada por los valores de la DQO y del N-NTK medidos después del paso del agua por el filtro),
- el fraccionamiento de los aportes o número de secuencias de alimentación por día, (f),
- la homogeneidad de la distribución del agua en la superficie del macizo filtrante.

Todos estos parámetros están relacionados con la naturaleza y características granulométricas del material filtrante así como con el espesor de éste.

Los modelos empíricos que utilizan estas variables pueden ser empleados para la predicción de las dimensiones de una instalación a escala real, pero con cierta prudencia. La instalación debe concebirse y gestionarse de forma que se garantice una buena oxidación y una buena organización de los aportes (un fraccionamiento de la carga hidráulica diaria elevado y una homogeneidad del reparto, tal como se definirán más adelante).

Se ha podido demostrar que la eficacia de la desinfección es función, principalmente, del tiempo de permanencia del efluente en el macizo filtrante (Lefevre, 1988; Schmitt, 1991;

Bancole,1995) y adicionalmente de la naturaleza del efluente tratado, de las características fisico-químicas del macizo filtrante y del modo de funcionamiento del sistema. Todo esto se consigue controlando la oxigenación del macizo filtrante y el reparto del efluente. No obstante, también hay una serie de factores medioambientales de tipo físico, químico y biológico que rigen el comportamiento de los microorganismos y que deben considerarse.

En teoría, sería posible establecer mediante un modelo matemático la correspondencia entre la eficacia de la desinfección y el tiempo de residencia medio en el macizo filtrante. Este tiempo de residencia medio t_m , expresado en días, es la relación entre la carga hidráulica diaria aplicada, $f \cdot h_0$, en m/d, y el contenido de agua en el macizo filtrante expresado en m^3 / m^2 . Este contenido es igual a $\theta \cdot Z$, siendo θ , la humedad media del macizo filtrante, y Z su espesor.

La humedad media, θ , está relacionada con la granulometría del medio poroso. Cuanto mayor sea esta última, menores son θ y t_m , y peor es la desinfección.

En la práctica, aún no ha sido posible establecer de forma clara todos los parámetros imprescindibles para calcular de forma exacta el modelo matemático. Se han efectuado las determinaciones de este trabajo para mejorar el conocimiento de los parámetros necesarios para poder calcular el modelo matemático que refleje el funcionamiento de la IPm.

1.5. LA LEGISLACION SOBRE REUTILIZACION DE AGUAS RESIDUALES

Uno de los puntos más importantes a tener en consideración cuando se plantea el establecimiento de un proyecto de regeneración y reutilización de aguas residuales es la ausencia o la existencia de normativas claras. En España, el Gobierno publicó en 1995 y 1996, respectivamente, la Ley de Aguas y el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, donde se señalaba como una posibilidad la reutilización de las aguas residuales. Se daban unas indicaciones mínimas, señalando la necesidad de una concesión administrativa y de un informe obligatorio de las Autoridades Sanitarias. Se indicó que serían necesarios posteriores desarrollos legales.

Desde entonces, no han aparecido nuevas piezas legales y el campo de la reutilización se ha ido desarrollando con más buena voluntad que otra cosa y con intentos de suplir desde la iniciativa privada y pública de bajo nivel, la carencia legal en que se desenvuelve la práctica. En nuestro país, podemos afirmar que la reutilización de aguas residuales tiene un buen futuro, pero en los momentos actuales, cuando se están iniciando los proyectos de reutilización o llevan relativamente poco tiempo en funcionamiento, han surgido muchas dificultades por la necesidad de una definición legal más completa. Recordemos que en España hay una fuerte tendencia a descentralizar la Administración para dar más poder a las diferentes autonomías, con las discusiones consiguientes sobre la potestad legislativa en este caso. Las decisiones y los permisos para la reutilización de las aguas residuales deben darse caso por caso en las Administraciones Autonómicas con las transferencias en materia de aguas concedidas.

Puesto que es difícil conseguir tales aprobaciones sin tener un reglamento sanitario legal definitivo, algunas Autoridades Sanitarias Autonómicas han decidido desarrollar sus propias directrices para la reutilización de las aguas residuales para irrigación. En Junio de 1995 sólo tres directrices eran operativas (Baleares, Andalucía y Cataluña), fijando unos parámetros de calidad de aguas y reglamentando, si se puede decir así, algunas prácticas de reutilización.

En la “realidad legislativa”, cuando los responsables de promulgar las normas se plantean los estándares, los problemas se presentan en el momento de decidir si los límites que establecen las normas deben o no ser estrictos. En este sentido, hay una vieja controversia a nivel mundial entre algunos equipos de técnicos e investigadores, incluso del mismo país (Shelef, 1991; Shuval, 1991), en cuanto a la calidad que debe tener el efluente a reutilizar.

Estas normas se establecen básicamente para la reutilización en agricultura, la más común en todo el mundo. Las otras posibilidades de reutilización (recarga de aguas subterráneas, usos industriales, ...) no son tan comunes y, en todo caso, siguen principalmente el modelo establecido para los propósitos de riego, con la excepción de la recarga de acuíferos que deban servir para abastecimiento de agua potable. En este último caso las exigencias de calidad deben ser superiores.

Podemos agrupar a los investigadores de la reutilización de aguas en tres grupos, según adopten las normas de la OMS, las de California o sigan criterios independientes. En estas normas se fijan unos criterios denominados para “riego sin restricciones”, que son los que marcan la mayor exigencia de calidad. Se trata del agua que se emplea para riego de verduras, campos de deporte, etc., y es la calidad que se toma como término de comparación entre las distintas normas.

La OMS publicó en 1989, después de unos años de controversia, el documento “Directrices sanitarias sobre el uso de las aguas residuales en agricultura y acuicultura”. En años posteriores se han editado las “Directrices para el uso sin riesgos de aguas residuales y excretas en agricultura y acuicultura” de Mara y Cairncross (1990) y “Analysis of wastewater for use in agriculture”, de Ayres y Mara (1996), por parte de la OMS. En estos documentos se establecen los criterios que propugna la organización para la reutilización en riego sin restricción, entre otras posibilidades. Debe considerarse que son unos criterios destinados a poderse cumplir con una depuración por lagunaje, que tiene el valor añadido de desinfectar el agua. Se fijan unos criterios para reutilización sin restricciones en que se mencionan 200 ó 1.000 ufc de coliformes fecales por 100 ml y menos de 1 huevo de nemátodo por litro.

Las normas de California derivan de las que se elaboraron hace más de 70 años, y tradicionalmente han sido muy restrictivas, exigiendo al agua a reutilizar una calidad prácticamente potable. En el año 1992, la U.S.E.P.A. y la U.S.A.I.D. publicaron el manual "Guidelines for Water Reuse", que sigue la misma tónica, exigiendo 0 ufc de CF por 100 ml.

Otros países tomaron la decisión de desarrollar sus propios estándares, no relacionados con los citados previamente. Podemos indicar los casos de Israel, Túnez, y la antigua URSS.

Aparte de los estándares, se deben tomar en cuenta consideraciones adicionales cuando se trata de establecer un programa de reutilización de aguas residuales, básicamente las situaciones socioeconómica e hidrológica de los distintos países. Esto conduce a una consideración principal, que es la económica. Obviamente, cuando se dispone de un agua de "primera mano" a un precio razonable, no es lógico plantear la reutilización de las aguas residuales a no ser por la necesidad de una protección especial del medio ambiente. En el caso de que puedan empezar a desarrollarse los estudios previos a la reutilización, la principal limitación presupuestaria es el coste de los tratamientos avanzados capaces de alcanzar las calidades establecidas en las normativas y, ocasionalmente, la construcción de la red de distribución del agua.

Una segunda dificultad económica es el coste de los controles necesarios para garantizar que el agua regenerada para ser reutilizada tenga la calidad deseada. En este sentido, en casi todas las normativas, directrices, ..., se cita como ya hemos indicado, el lagunaje, como método de referencia que es una de las tecnologías que requiere menos gastos de gestión. No obstante, se están estudiando en estos momentos tratamientos avanzados del agua residual, especialmente aquellos dedicados a la desinfección de los efluentes secundarios o terciarios sin la utilización de cloro o derivados del cloro.

Otro punto a tener en consideración es la comparación entre la calidad del efluente y la de otras fuentes de agua alternativas usadas para riego. Cuando se confía en aguas de superficie, las calidades son a menudo del mismo nivel que las de las aguas regeneradas, especialmente desde el punto de vista biológico (OMS, 1989).

Cuando estudiamos las normativas existentes (ver Tabla 1.8) queda claro que los parámetros de control a ser considerados son los biológicos. Hoy en día, la atención se centra en los coliformes fecales (CF) y el contenido de huevos de nemátodo. En contraste, se olvida el contenido de virus. El análisis de CF es barato y fácil de realizar, mientras que la determinación de huevos de nemátodo, a no ser que se realice en un agua residual realmente contaminada, es un control frustrante (por la cantidad de resultados negativos) y caro. Quizá los virus no hayan sido considerados en los estándares debido a que su control es realmente difícil y caro. No obstante, hay una discusión sobre si los bacteriófagos (de *E. coli* o de *Bacteroides fragilis*) pueden ser buenos indicadores de virus (Lucena et al., 1996). Este procedimiento, barato y simple, parece prometedor en un futuro no muy lejano.

Avanzando más en el estudio de las normas existentes vemos que están basadas principalmente en consideraciones de calidad biológica, de cultivos a regar, y en la existencia de grupos de riesgo.

La publicación de la OMS (1989) recoge dos métodos para desarrollar normativas en la reutilización de las aguas residuales para riego: el establecimiento de estándares numéricos basados en decisiones técnicas y la aproximación epidemiológica. Posteriormente han aparecido los métodos basados en cálculos de riesgo (Haas, 1996) todavía poco desarrollados. Algunos autores comentan (por ejemplo Shuval et al., 1986) que la aproximación epidemiológica no es realmente útil para establecer normativas. Por otra parte, la aproximación “estándar” no está realmente basada en circunstancias reales, lo que la hace altamente cuestionable. No obstante, en las circunstancias actuales parece ser la única aproximación posible.

La discusión se presenta principalmente en la calidad del agua establecida por tales estándares: extremadamente alta o calidad menos restrictiva? Sin entrar en la discusión del espíritu y causas de tales aproximaciones diferentes, nos parece que existe una tercera forma de minimizar los riesgos para la salud debidos a la reutilización de las aguas residuales y es el establecimiento de lo que podría ser llamado “buenas prácticas de riego con aguas residuales”. Desarrollaremos este tema un poco más adelante.

Tabla 1.8. : Principales normativas existentes para la reutilización de aguas residuales con propósito de irrigación

País/Estado	Principales características	Comentarios
California/US	2,2 a 23 FC/100 ml dependiendo del tipo de riego y del cultivo	Expone el método de tratamiento dependiendo del uso Se requieren tratamientos avanzados (terciarios)
Indicaciones para la reutilización (U.S.E.P.A.)	0 FC/100 ml + Cloro residual dependiendo del tipo de riego, accesibilidad y cultivo	Sugerido. El riego de zonas verdes no está incluido. Expone el método de tratamiento
Francia	200 ó 1000 CF/100 ml dependiendo del tipo de irrigación y cultivo. Aparece la limitación de huevos de nemátodo	Similar a la OMS Tiene que ser revisada próximamente
Israel	12 CT/100 ml a 250 CF/100 ml. Normas para DBO ₅ , SS, DO y cloro residual. Incluye tiempo de contacto	Calidad establecida según el cultivo a regar
OMS	200 ó 1000 CF/100 ml dependiendo del tipo de riego y del cultivo. Aparece la limitación de los huevos de nemátodo	Indicación de los grupos expuestos

Volviendo a la Ley de Aguas (1985) y al Reglamento del Dominio Público Hidráulico (1986), nos indican textualmente lo siguiente:

en el caso de que la reutilización se lleve a cabo por personas distintas del primer usuario de las aguas, se consideraran ambos aprovechamientos como independientes y deberán ser objeto de concesiones distintas...

... en todos los casos de reutilización directa de aguas residuales se recabará por el Organismo de cuenca informe de las autoridades sanitarias...

También se indicaba que debía desarrollarse en un plazo de tiempo corto, un año, el Reglamento de reutilización. En Julio de 1997 todavía no ha aparecido dicho Reglamento, aunque han circulado diversos borradores, todos muy poco afortunados.

Retomemos el caso español, y recordemos que las Autoridades Sanitarias de algunas Autonomías se vieron forzadas a desarrollar sus propias directrices para hacer frente a las peticiones de aprobación. Hasta Junio de 1995 se habían publicado tres de tales directrices.

El Gobierno Autónomo de las **Illes Balears** aprobó un decreto (B.O.C.A.I.B., 1992) - el único con valor legal, que regulaba los sistemas de eliminación de agua residual tratada, incluyendo la reutilización para el riego. Hay una transposición casi exacta de las calidades marcadas por la OMS (1989). Hay otras dos piezas legales en las Illes Balears: la primera (1987) decreta la utilidad pública de las actividades significativas para reordenar la agricultura con el uso de agua residual tratada; la segunda es una Ley (Ley de campos de golf) aprobada en 1988, la cual declara que los campos de golf deberían ser regados con aguas que no sean reclamadas para otros usos, lo que significa a efectos prácticos el riego con aguas residuales.

Los Gobiernos de **Andalucía** y **Catalunya** tomaron otra vía y publicaron sus propios criterios, sin rango legal y básicamente como recomendaciones. Para propósitos de estándares, ambos se refieren a los valores de la OMS, pero difieren en otras características. No son obligatorios desde un punto de vista legal, pero sí lo son en un sentido práctico; ya que las autoridades sanitarias elaborarán el informe obligatorio sobre la reutilización basándose en sus propios documentos.

La publicación de Andalucía "Criterios para la evaluación sanitaria de los proyectos de reutilización de las aguas residuales tratadas (1994)" enfoca la reutilización caso por caso, estableciendo las posibilidades y las necesidades de calidad del agua recuperada (ver Tabla 1.9.). En esta tabla están excluidas algunas posibilidades de reutilización, como son agua de suministro, limpieza de calles, calefacción y refrigeración en municipios, instalaciones y limpieza y transporte de materiales.

Desde el punto de vista legal hay dos aspectos interesantes:

- el propietario de la concesión administrativa es el responsable del control de todo el proyecto (no sólo de la planta de tratamiento de las aguas residuales, sino

también de la recuperación), debiendo suspender el riego cuando las condiciones no son adecuadas, y hay daños.

- el establecimiento de una serie de estándares, relacionados muy estrechamente con los de la OMS.

Tabla 1.9. : Posibilidades de la reutilización de las aguas residuales siguiendo los criterios de Andalucía

Usos	Tipo de cultivo
Agricultura y silvicultura	- Raíces de vegetales comestibles - Cultivos: industrial, madera, pienso, grano, alimentos para ser conservados, o ser consumidos cocidos
Municipal	- Campos de deporte, áreas verdes sin restricción de acceso público - Areas verdes con acceso al público restringido
Industria	- Refrigeración
Acuicultura	- Generación de biomasa para el consumo humano - Generación de biomasa para el consumo no humano
Turismo y actividades recreativas	- Campos de deporte, áreas verdes sin restricción de acceso público - Areas verdes con acceso al público restringido - Lagos artificiales con posible contacto del público - Lagos artificiales con contacto público prohibido

Otras indicaciones son:

- un máximo en el contenido de metales pesados (referencia a las normativas francesas)

- una propuesta de metodología analítica
- una recomendación para métodos de desinfección alternativos
- una recomendación para los trabajadores
- en caso de falta de recursos se podrían aplicar directrices menos restrictivas.

Hay una continua referencia en el texto a otras normativas: OMS, Israel, Francia, diferentes Estados de EEUU - principalmente California.

Las recomendaciones de **Catalunya** (1994) - dos tomos - siguen una aproximación diferente. El primer volumen "Prevención de los riesgos sanitarios derivados de la reutilización para irrigación de las aguas residuales tratadas" establece el planteamiento de la regeneración y reutilización de las aguas residuales y justifica los criterios finalmente propuestos. El segundo volumen "Guía para el diseño y el control sanitarios de las instalaciones para la reutilización de las aguas residuales" se centra en la aplicación práctica de los criterios, dando un modelo para evaluar un proyecto o llevar a la práctica la inspección de las instalaciones existentes.

Las recomendaciones fueron preparadas con dos objetivos importantes ; el primero era establecer una referencia para los proyectos, permitiendo a los posibles usuarios saber lo que se esperaba que hicieran, y el segundo era asegurar una interrupción en el mecanismo de la transmisión de enfermedades de origen hídrico.

Retomando lo indicado anteriormente, indiquemos que hay dos sistemas para limitar los riesgos de la reutilización de aguas residuales: el establecimiento de un estándar; y lo que se puede denominar "buenas prácticas de reutilización" (Tabla 1.10.). Para reducir los riesgos sanitarios es interesante combinar los dos sistemas, lo que permitiría teóricamente una cierta reducción de los valores marcados por los estándares, o trabajar con estándares comparativamente permisivos. Hay que considerar que cuando se mejora el funcionamiento de toda una realización de reutilización (regeneración del agua, sistemas de distribución y aplicación, controles) los riesgos siempre se reducen. Esta aproximación establecida prácticamente por primera vez en una guía de reutilización en relación con los estándares constituye una aportación bastante novedosa a las aproximaciones jurídicas a la reutilización.

En este sentido deben estudiarse cuatro características principales de un sistema de reutilización:

- El tipo de reutilización
- El tratamiento de regeneración de las aguas residuales
- El acceso a las instalaciones de reutilización
- Los parámetros de control o estándares, que pasan a ser una parte del conjunto

Tabla 1.10. : Parámetros y condiciones que deben ser controlados en las instalaciones de reutilización de las aguas residuales (criterios de Catalunya)

1. Contenido en metales pesados (Cd, Mo, Se) y Boro	2. Situación relativa de aguas subterráneas y superficiales	3. Pendiente del suelo
4. Escorrentía	5. Tipo de riego	6. Educación de los trabajadores respecto a la reutilización, salud de los operarios
7. Acceso a las instalaciones de reutilización	8. Material y equipos	9. Características de las instalaciones de regeneración de aguas residuales
10. Origen del agua residual	11. Calidad de los fangos	12. Animales de pasto
13. Usuarios		

Los estándares son similares a los de la OMS (1989), pero aparecen algunas diferencias, principalmente con los métodos de muestreo.

Uno de los primeros abastecedores de aguas residuales regeneradas en Catalunya, el “Consortio de la Costa Brava”, está considerando al usuario final como un comprador o cliente de agua residual regenerada y garantiza, por contrato, una calidad fija (Serra, 1994). Esto abre un nuevo camino de relación entre el productor del agua y el usuario.

2. MATERIAL Y METODOS

2. MATERIAL Y METODOS

Las actuaciones de este trabajo se han llevado a cabo empleando columnas de laboratorio y filtros a escala real para contribuir al conocimiento de los mecanismos de la IPm. Para ello, se han desarrollado en paralelo experimentos en filtros a escala real y en columnas de laboratorio. A cada filtro corresponde una columna de laboratorio.

Los filtros están localizados en

- Vall-Llobrega (Girona),
- Sant Lluís (Menorca, Baleares) y
- Piera (Barcelona).

Las columnas se sitúan en el laboratorio de Edafología de la Facultad de Farmacia (Universidad de Barcelona). Obviamente, hay tres columnas

- C1, correspondiente al filtro de Vall-Llobrega (Girona),
- C2, correspondiente al filtro de Sant Lluís (Menorca, Baleares) y
- C3, correspondiente al filtro de Piera (Barcelona).

2.1. DESCRIPCION DE LAS INSTALACIONES (MATERIAL)

Aunque, como se acaba de indicar, a cada filtro corresponda una columna, hemos considerado más adecuado describir las columnas simultáneamente y los filtros por separado.

2.1.1. Columnas de infiltración-percolación

Las columnas de infiltración-percolación se diseñaron con el objetivo de intentar reproducir en laboratorio los fenómenos que se dan a escala real.

Además hay que indicar que la distancia de las plantas de Vall-Llobrega, Menorca y Piera al laboratorio hace inviables en la práctica determinadas actuaciones y determinaciones a escala real. La ubicación de las columnas en el laboratorio permite trabajar fácilmente en algunos procesos de la técnica y al mismo tiempo poder establecer mejor algunas variables imposibles de controlar en los trabajos de campo.

Los materiales empleados en la construcción de las columnas se pueden conseguir fácilmente y la construcción en sí no presenta complicaciones especiales.

2.1.1.1. Características

Las columnas están construidas rellenando un tubo de PVC con los mismos materiales del filtro a escala real. La diferencia, aparte del tamaño, estriba únicamente en el sistema de recogida del percolado, adaptado al tamaño reducido de las columnas (ver figura 13.)

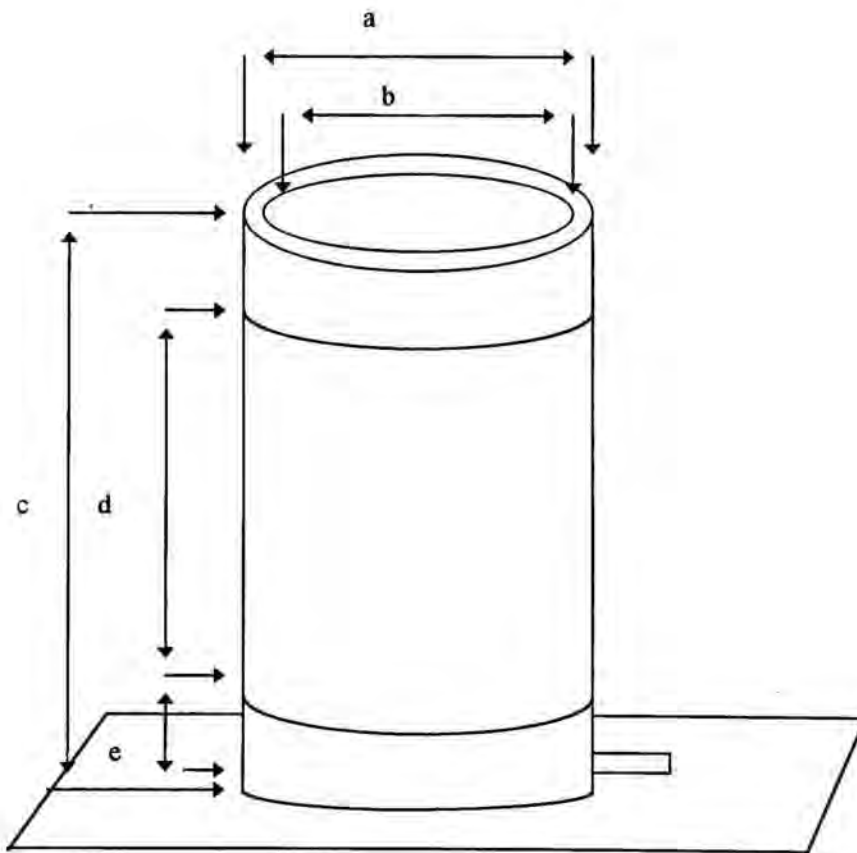


Figura 13. Esquema de una columna

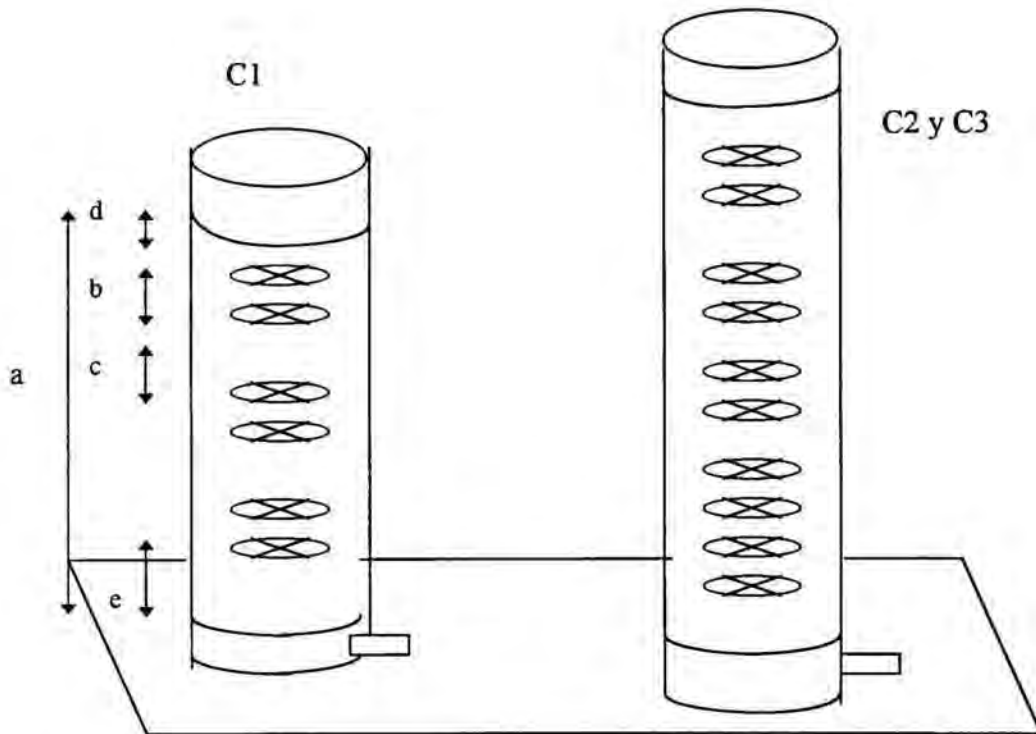
Tabla 2.1. : Características de las columnas

	C1	C2	C3
Diámetro exterior (a)	26 cm	26 cm	26 cm
Diámetro interior (b)	20 cm	20 cm	20 cm
Altura total de la columna (c)	140 cm	180 cm	180 cm
Altura de arena en la columna (d)	100 cm	150 cm	150 cm
Altura de grava en la columna (e)	30 cm	30 cm	30 cm
Número de ánodos en la columna	6	10	10
Separación grava/arena	geotextil	geotextil	geotextil
Drenaje	tubería perforada	tubería perforada	tubería perforada
Procedencia de la arena	filtro Vall-Llobrega	filtro Sant Lluís	filtro Piera

La columna C1 contiene el material procedente del filtro de Vall-Llobrega, la C2 el de Sant Lluís y la C3 el de Piera como ya se ha indicado. En la tabla 2.1 se indican las características de las tres columnas.

A diferencia de los filtros, en el interior de las columnas se han situado diversos ánodos a intervalos predeterminados para proceder a determinaciones del tiempo de paso del agua aplicada.

En la figura 14. se indica la situación en las columnas de los ánodos. Dadas las diferencias de profundidad entre la columna C1 y las C2 y C3, la situación de los ánodos así como su número son distintos.



- | |
|--|
| a: altura de arena |
| b: distancia entre un par de ánodos 10 cm |
| c: distancia entre pares de ánodos 20cm |
| d: distancia del primer ánodo a la superficie de arena 10 cm |
| e: distancia del último ánodo al fondo de la columna 30 cm |

Figura 14. : Situación de las parejas de ánodos en las columnas.

Los ánodos se colocaron por parejas. Cada ánodo estaba separado 10 cm de su pareja, y la distancia entre parejas era de 20 cm. En los tres casos, el primer ánodo se separó 10 cm de la superficie, mientras que la distancia del último ánodo al fondo de las columnas era de 30 cm.

2.1.1.2. Preparación

Como operación previa se procedió a unir todos los ánodos con hilo de nylon; de manera que al suspender el dispositivo de la parte superior de las columnas, se consiguiera que los ánodos estuvieran situados a distancias relativas como las que se han indicado previamente.

La colocación de los ánodos en el interior de las columnas obligó a tomar precauciones especiales en la operación de relleno. Se procedió de la forma siguiente:

1- Se preparó el dispositivo contenedor: columna de PVC (dimensiones indicadas en la tabla 2.1.) con base pegada a un fondo del mismo material y dispositivo (tubo) de drenaje.

2- Se colocó el relleno de grava en el fondo de la columna.

3- Se inundó cuidadosamente el conjunto, introduciendo agua por su parte inferior (tubo de drenaje), sin permitir que el agua superase el nivel superior de la grava (10 cm desde el fondo).

4- Se introdujo una lámina de geotextil de dimensiones iguales a las de la sección de la columna de PVC, colocándola cuidadosamente sobre la capa de grava, para separar ésta de la arena.

5- Se introdujo arena hasta alcanzar una altura de 40 cm, midiendo desde la parte inferior del tubo. Esta altura correspondía a la de situación del primer ánodo.

6- Se introdujo la estructura de ánodos, suspendiéndola de forma que quedasen perfectamente planos.

7- Se procedió a la inundación del conjunto (como en 3), procurando siempre que la altura del agua nunca superase la del relleno.

8- Se procedió a rellenar parcialmente de arena (como en 5) en diferentes operaciones, alcanzando en cada una el nivel de un ánodo.

9- Se repitieron las operaciones 7 y 8 sucesivamente hasta el relleno completo de la columna.

10- Se saturó la columna con agua, haciéndola entrar por el tubo de drenaje, dando pequeños golpes a la columna para eliminar el aire que pudiera quedar el interior y asegurar la homogeneidad del conjunto.

11- Se eliminó por drenaje el agua del interior de la columna.

2.1.1.3. Alimentación

El dispositivo de alimentación de agua residual empleado (ver figura 16.) tiene como objetivo garantizar

- a- una aplicación homogénea del agua
- b- que la aplicación se realice en un tiempo t determinado
- c- que se puedan variar los tiempos de alimentación

Para ello consta de:

- 1- Una bomba de impulsión autoaspirante, con una capacidad de $120 \text{ l}\cdot\text{h}^{-1}$
- 2- Una tubería de elevación, de silicona, de 6 mm de diámetro.
- 3- Un depósito (D1) de reserva de agua, de 25 litros de capacidad, con una llave que permite vaciarlo y limpiarlo.
- 4- Una tubería de PVC de 20 mm de diámetro, (con una electroválvula incorporada) que conduce el agua a otro depósito (D2).
- 5- Un programador horario de dos canales con capacidad para 32 funciones.
- 6- Un depósito (D2) de 5 litros de capacidad, regulador del caudal a aplicar, con rebosadero de exceso.

7- Tres tuberías de PVC de 20 mm de diámetro, con electroválvulas incorporadas, que permiten llevar el agua a cada una de las columnas instaladas.

8- Dos programadores horarios de dos canales, con capacidad para 32 funciones, que regulan las tres electroválvulas.

9- Tres vasos de precipitados (uno por columna) con agujeros homogéneamente distribuidos para el reparto del agua en la superficie de las columnas.

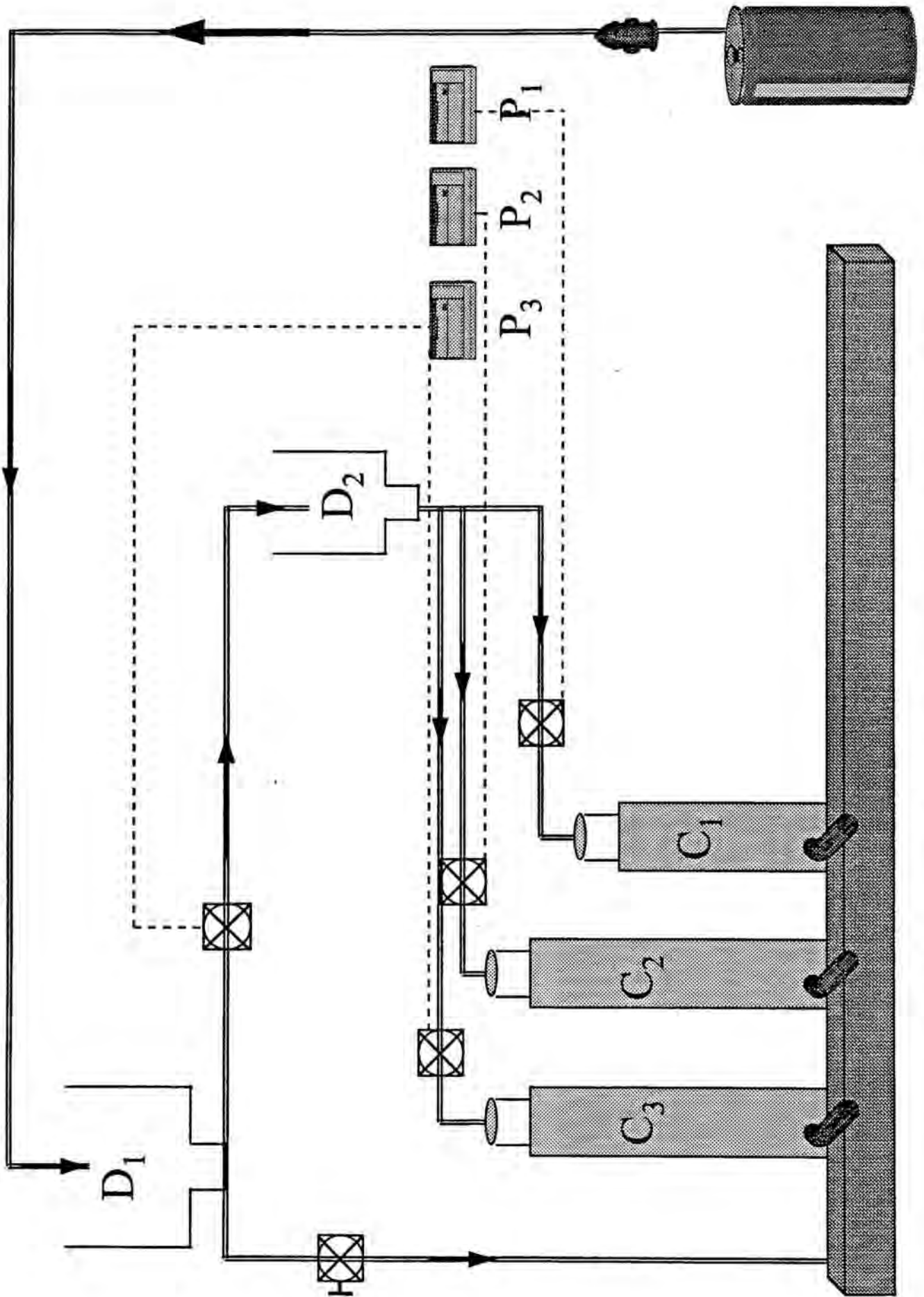


Figura 16 : Esquema del sistema de riego en las columnas de laboratorio

2.1.1.4. Localización

El conjunto sistema de distribución/columnas se instaló en el laboratorio de Edafología de la Facultad de Farmacia (Universidad de Barcelona), en un espacio aireado y con una ventana detrás del sistema. Dada la altura del conjunto, no se pudo conseguir insolación en la superficie de las columnas.

Se garantizó una buena circulación de aire en la parte superior con un ventilador de 15 cm de diámetro alimentado por un transformador de corriente continua.

2.1.1.5. Funcionamiento de la alimentación

Los programadores y el sistema de depósitos permitían una distribución acorde con lo deseado durante un tiempo de 24 horas. La única operación "manual" que debía realizarse era la alimentación del depósito superior (D1) con la bomba de elevación. Cada vez que se debía proceder a alimentar D1, éste se había limpiado con anterioridad, con el fin de evitar la putrefacción del agua que quedaba almacenada, y de esta manera asegurar las características de calidad del agua de entrada a las columnas.

2.1.2. Sistema Vall-Llobrega

El filtro de Vall-Llobrega se terminó de construir en Diciembre de 1991, y ha estado en funcionamiento desde esa fecha, con pequeñas interrupciones para mejorar sus características. Paralelamente, como ya se ha indicado, se instaló en el laboratorio una columna rellena con la misma arena, que denominamos C1.

La estación depuradora de aguas residuales de Vall-Llobrega sirve a los municipios de Calonge (y Sant Antoni de Calonge), Palamós, Vall-Llobrega, Mont-Ras, y Palafrugell. Fue construida en 1985 y es del tipo de lodos activados. El agua es transportada hasta la depuradora por una red de colectores de más de 60 km, con diversas estaciones de bombeo.

Tiene dos tipos de aportes; los pertenecientes a la población estable (principalmente los núcleos de Palamós y Palafrugell) y los de la población flotante, de fines de semana y periodos de vacaciones (núcleos de Calella, Llafranc, y Sant Antoni de Calonge; y campings de toda la zona).

En la tabla 2.2. se indican las características principales de la planta.

Tabla 2.2. : Características principales de la depuradora de Palamós, Palafrugell, Calonge, Vall-Llobrega y Mont-ras.

Proceso de tratamiento	Agua	Fangos activados, sistema convencional
	Lodos	Estabilización anaerobia, y aerobia (apoyo estacional) Deshidratación por filtro banda
Datos de base		Población equivalente 165.450 habitantes
		Capacidad de tratamiento 33.000 m ³ · dia ⁻¹

La planta pertenece al Consorcio de la Costa Brava y durante todo el tiempo de experimentación ha sido gestionada por SEAR, S.A.

La planta genera efluentes de buena calidad, prácticamente durante todo el año, si se exceptúan algunos cambios de salinidad motivados por entrada de agua de mar al sistema (Noguera y Salgot, 1986).

Debido a las variaciones estacionales de caudal, la planta requiere una gestión diferenciada en invierno y en verano, aunque salvo periodos muy limitados, la calidad del efluente se mantiene prácticamente constante a lo largo del tiempo (Salgot, 1981; CCB, 1996).

2.1.2.1. Filtro a escala real.

El filtro o sistema de Infiltración-Percolación modificada (IPm) de Vall-Llobrega tiene forma circular y las características señaladas en la tabla 2.3.

Tabla.2.3. : Características del filtro de Vall-Llobrega.

Superficie total (m ²)	583,70
útil (m ²)	554,51
Sectores (número)	10
con vegetación	9
sin vegetación	1
Impermeabilización	sí, con tela asfáltica
Protección del sistema de impermeabilización	sí, con geotextil
Profundidad de la capa de arena (m)	
inicial	1,50
en 1996	1,45
Profundidad de la capa de grava (cm)	
20-40mm	30
8-20mm	10
Drenaje	sí, por tuberías perforadas 50, 80, 100 mm de ϕ
Aireación adicional (pasiva)	sí, por tuberías perforadas de 50 mm de ϕ
Muestreo en el interior	sí, con gavetas situadas a 0,70; 0,95; 1,20 m, respecto a la superficie
Pivote de aspersión	15 difusores distribuidos homogéneamente a 30-40 cm de la superficie
Formación de aerosoles	no, limitada por los difusores
Tiempo de rotación del pivote de aspersión	un círculo completo en 1 hora 10 minutos
Número máximo de vueltas /día	20
Sistema de bombeo	1 bomba sumergible controlada por un variador de frecuencia
Caudal máximo bombeado	20 m ³ ·h ⁻¹
Sistema de evacuación del efluente	Depósito de hormigón de 12 m ³
Medida del efluente evacuado	Caudalímetro tipo vertedero

2.1.3. Sistema Sant Lluís

El filtro de **Sant Lluís** se terminó de construir en febrero de 1994 y ha estado en funcionamiento desde esa fecha. Paralelamente, como ya se ha indicado, se construyó en el laboratorio una columna rellena de la misma arena, que denominamos C2.

En el año 1996 se procedió a la remodelación de la estación depuradora de Sant Lluís (Menorca). Actualmente (Julio de 1997) está tratando las aguas usadas provenientes de varias urbanizaciones costeras en su gran mayoría turísticas, aparte de las del núcleo

urbano. El agua es aportada por una red de colectores que se está completando y que finaliza en diversas estaciones de bombeo.

El reactor de esta instalación es un canal de oxidación por aireación diagonal. En la tabla 2.4. se indican las características generales de la planta.

Tabla 2.4. : Características principales de la depuradora de Sant Lluís (Menorca).

Proceso de tratamiento	Agua	Fangos activados, sistema canal de oxidación
	Lodos	Estabilización aerobia
		Deshidratación por filtro banda
Datos de base		Población equivalente 7000 habitantes
		Capacidad de tratamiento $1750 \text{ m}^3 \cdot \text{dia}^{-1}$

La planta fue gestionada durante el tiempo de los ensayos por la UTE IBIMEN. Durante el año 1996, la gestión pasó a PRIDESA.

La planta ha generado efluentes de muy buena calidad durante todo el tiempo de control, con excepción de los periodos de cambio de instalaciones, que se llevaron a cabo en 1995.

2.1.3.1. Filtro a escala real.

El filtro o sistema de IPm de la planta de Sant Lluís tiene forma semicircular y las características señaladas en la tabla 2.5.

Tabla 2.5. : Características del filtro de Sant Lluís

Superficie total (m^2)	1320
útil (m^2)	1254
Sectores (número)	10
con vegetación	10
sin vegetación	0

Continuación tabla 2.5.

Impermeabilización	sí, con tela asfáltica
Protección del sistema de impermeabilización	sí, con geotextil
Profundidad de la capa de arena (m)	
inicial	1,50
en 1996	1,45-1,50
Profundidad de la capa de grava (cm)	
20-40mm	30
8-20mm	20
Drenaje	sí, por tuberías perforadas 50, 80, 100 mm de ϕ
Aireación adicional (pasiva)	sí, por tuberías perforadas de 50 mm de ϕ
Muestreo en el interior	sí, con gavetas situadas a 0,30; 0,50; 0,70; 0,90; 1,10 y 1,30 m, respecto a la superficie
Pivote de aspersión	27 difusores distribuidos homogéneamente a 30-40 cm de la superficie
Formación de aerosoles	no, limitada por los difusores
Tiempo de rotación del pivote de aspersión	un semicírculo completo en 1 hora tiempo de retorno 1 hora
Número máximo de vueltas /día	24
Sistema de bombeo	1 bomba sumergible controlada por un variador de frecuencia
Caudal máximo bombeado	60 m ³ ·h ⁻¹
Sistema de evacuación del efluente	Depósito de hormigón de 14 m ³
Medida del efluente evacuado	no hay

2.1.4. Sistema Piera

El filtro de Piera se terminó de construir en Enero de 1996 y ha estado funcionando desde esa fecha. Paralelamente, como ya se ha indicado, en el laboratorio se construyó una columna rellena de la misma arena, que denominamos C3.

La estación depuradora de Piera (Barcelona) es una instalación de reciente construcción (Febrero 1995). Actualmente (Julio de 1997) está tratando las aguas usadas provenientes del municipio de Piera así como de diversas urbanizaciones de la zona.

La estación de depuración se encuentra ubicada cerca de la confluencia de la riera Guinovarda y el río Anoia. El agua es transportada hasta la depuradora por una red de colectores de más de 7 km, con dos estaciones de bombeo.

La EDAR consta de un tratamiento biológico de aireación prolongada, con nitrificación - desnitrificación y capacidad para tratar 4000 m³/día (en la actualidad esta planta está sobredimensionada). En la tabla 2.6. se indican las características generales de la planta.

Tabla 2.6. : Características principales de la depuradora de Piera (Barcelona).

Proceso de tratamiento	Agua	Fangos activados, canal de oxidación
	Lodos	Estabilización aerobia
		Deshidratación por centrífuga
Datos de base		Población equivalente 18.500 habitantes
		Capacidad de tratamiento 4000 m ³ · día ⁻¹

La planta ha sido gestionada por PRIDESA durante todo el tiempo de experimentación.

2.1.4.1. Filtro a escala real.

El filtro o sistema de IPm de la planta de Piera tiene forma semicircular y las características señaladas en la tabla 2.7.

Tabla 2.7. : Características del filtro de Piera.

Superficie total (m ²)	487
útil (m ²)	462
Sectores (número)	5
con vegetación	5
sin vegetación	0
Impermeabilización	sí, con tela asfáltica
Protección del sistema de impermeabilización	sí, con geotextil
Profundidad de la capa de arena (m)	
inicial	1,50
a finales de 1996	1,50
Profundidad de la capa de grava (cm)	

Continuación tabla 2.7.

20-40mm	30
8-20mm	20
Drenaje	sí, por tuberías perforadas de 50, 80, 100 mm de ϕ
Aireación adicional (pasiva)	sí, por tuberías perforadas de 50 mm de ϕ
Muestreo en el interior	sí, con gavetas situadas a 0,30; 0,70; 1,10 y 1,30 m, respecto a la superficie
Pivote de aspersión	14 difusores distribuidos homogéneamente a 30-40 cm de la superficie
Formación de aerosoles	no, limitada por los difusores
Tiempo de rotación del pivote de aspersión	un semicírculo completo en 50 minutos tiempo de retorno 50 minutos
Número máximo de vueltas /día	29
Sistema de bombeo	2 bombas sumergibles controladas por un variador de frecuencia
Caudal máximo bombeado	12 m ³ ·h ⁻¹
Sistema de evacuación del efluente	Depósito de hormigón de 1,2 m ³
Medida del efluente evacuado	Caudalímetro

En las fotos 1,2,3 y 4 se puede ver una vista de los tres filtros y del tipo de aspersor utilizado para el riego

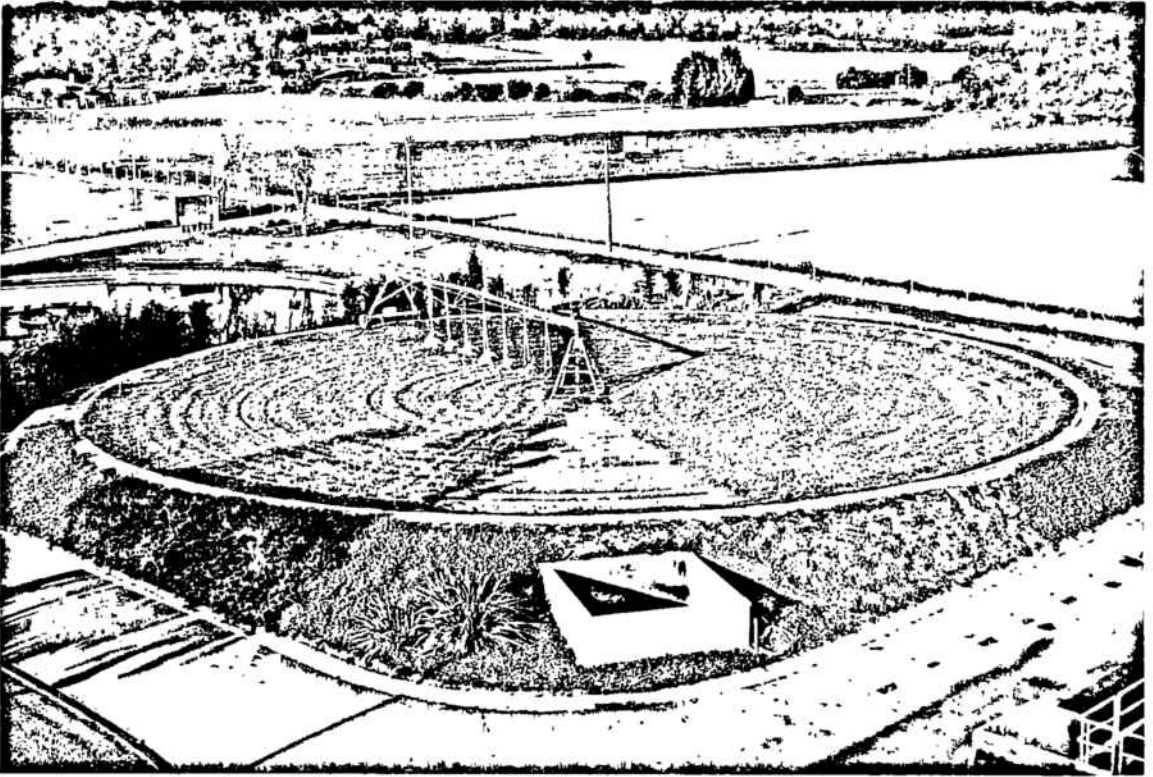


Foto 1 : Vista general del filtro de Vall-Llobrega (Palamós)

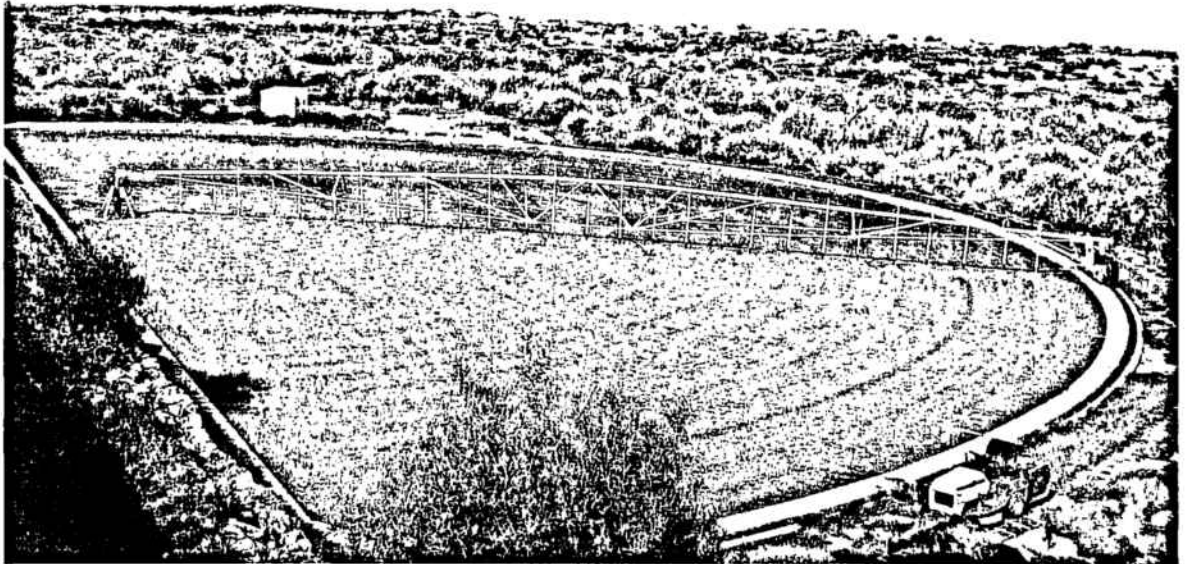


Foto 2 : Vista general del filtro de Sant Lluís (Menorca)



Foto 3 : Vista general del filtro de Piera (Barcelona)



Foto 4. : Vista del sistema de riego.

2.2. PROTOCOLO EXPERIMENTAL

El planteamiento experimental ha sido distinto para los filtros a escala real y las columnas, por lo que también describiremos por separado cada caso.

2.2.1. Estudio en columnas

El trabajo experimental en columnas se llevó a cabo en dos periodos diferenciados: 1994-1995 y 1995-1997.

2.2.1.1. Periodo 1994-95.

En este periodo se trabajó con dos columnas, C1 y C2, cuyas características ya se han descrito en el apartado 2.2.

Durante este periodo se aplicaron a C1 y C2 dos cargas hidráulicas distintas, de 25 y 40 $\text{cm}\cdot\text{día}^{-1}$, equivalentes respectivamente a 0,25 y 0,40 $\text{m}^3\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{día}^{-1}$. Para cada una de las cargas se variaron el número de aplicaciones y el tiempo de aplicación según se describe en la tabla 2.8.

En todos los casos las columnas se alimentaban durante 5 días consecutivos, seguidos por dos días de reposo (ver figura 17.). Al inicio de una experimentación (una carga y un tiempo de aplicación determinados) se dejaban estabilizar aplicando la carga a estudiar durante una semana antes de llevar a cabo cualquier analítica.

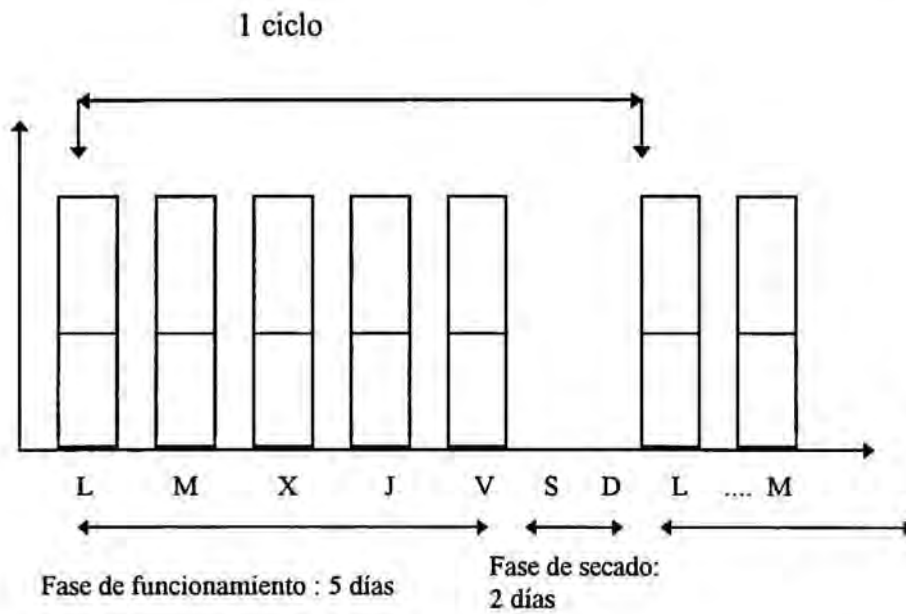


Figura 17. : Alimentación de las columnas. Ejemplo: $0,25 \text{ m}\cdot\text{día}^{-1}$ (dividido en dos fracciones).

Para cada carga ($0,25$ y $0,40 \text{ m}\cdot\text{día}^{-1}$) se emplearon tres tiempos distintos (6 variaciones). La carga total diaria se dividió en 2, 4 y 6 aplicaciones. Cada aplicación se llevó a cabo en 3 ó en 15 minutos (ver tabla 2.5). con lo que se alcanzó la cifra de 12 experimentos distintos para este periodo.

Tabla 2.8. Protocolo de experimentación periodo 1994-95.

Experimento	Carga hidráulica (m·día ⁻¹)	Carga diaria dividida en n aplicaciones (n=)	Carga por aplicación (cm)	Tiempo de aplicación (minutos)
α_1	0,25	2	12,50	15
α_2		2	12,50	3
β_1		4	6,25	15
β_2		4	6,25	3
γ_1		6	4,16	15
γ_2		6	4,16	3
δ_1	0,40	2	20,00	15
δ_2		2	20,00	3
ϵ_1		4	10,00	15
ϵ_2		4	10,00	3
ϕ_1		6	6,67	15
ϕ_2		6	6,67	3

Cada experimento ($\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \dots, \phi_2$) se llevó a cabo durante 15 días.

Durante este periodo el agua de alimentación fue el efluente secundario no clorado de la depuradora de lodos activados de Gavà-Viladecans.

2.2.1.2 Periodo 1995-97.

Se dispuso de tres columnas C1, C2 y C3 cuyas características se han descrito en el apartado 2.1.

Durante este periodo C1, C2 y C3 se sometieron a 5 cargas hidráulicas 0,165; 0,247; 0,330; 0,412 y 0,495 m·día⁻¹. Para cada una de las cargas se aumentó el número de aplicaciones y se mantuvo fijo el tiempo de aplicación, según se describe en la tabla 2.9. Las columnas se alimentaban 5 días consecutivos, con dos días de reposo, como se indica en la figura 17, y se dejaban estabilizar, con cada carga aplicada, durante una semana antes de proceder a las analíticas correspondientes.

Cada carga hidráulica aplicada se dividió en tantas veces (n) como fue necesario para mantener una altura de agua igual en cada aplicación de 8,24 cm. Cada aplicación se llevó a cabo en 10 minutos.

Tabla 2.9. : Protocolo de experimentación periodo 1995-97.

	Carga hidráulica ($m \cdot día^{-1}$)	Carga dividida en n aplicaciones ($n=$)	Carga por aplicación (cm)	Tiempo de aplicación (minutos)
η	0,165	2	8,24	10
ι	0,247	3	8,24	10
φ	0,330	4	8,24	10
κ	0,412	5	8,24	10
λ	0,495	6	8,24	10

Cada modo de aplicación (η , ι , ... y λ) se mantuvo durante 1 mes, para cada carga hidráulica y un total de 11 meses.

Para este protocolo el agua de alimentación fue el efluente secundario no clorado de la depuradora de lodos activados de Sant Feliu de Llobregat.

2.2.2. Estudio en filtros

El número de cargas hidráulicas estudiadas para los filtros fue mayor que en las columnas, ya que las características de unos y otras permiten una mayor aplicación de agua por unidad de superficie en los filtros.

Las cargas hidráulicas empleadas fueron:

- para el filtro de Vall-Llobrega : 0,165; 0,247; 0,330; 0,412 y 0,550 $m \cdot día^{-1}$
- para el filtro de Sant Lluís : 0,219; 0,365 y 0,427 $m \cdot día^{-1}$

- para el filtro de Piera : 0,222; 0,314 ; 0,524; 0,547* y 0,678 m·día⁻¹

* Agua procedente de pretratamiento de la depuradora

Las características de alimentación de los filtros quedan descritas en la tabla 2.10.

Tabla 2.10. : Descripción de la alimentación de los tres filtros.

Filtro de Vall-Llobrega

	Carga hidráulica (m·día⁻¹)	Carga diaria dividida en n aplicaciones (n=)	Carga por aplicación (cm)	Tiempo de aplicación (minutos)
γ	0,165	4	41,25	70
η	0,247	6	41,16	70
ι	0,330	8	41,25	70
φ	0,412	10	41,25	70
κ	0,550	13	42,30	70

Filtro de Sant Lluís

	Carga hidráulica (m·día⁻¹)	Carga diaria dividida en n aplicaciones (n=)	Carga por aplicación (cm)	Tiempo de aplicación (minutos)
γ	0,219	7	35,28	60
η	0,365	10	36,50	60
ι	0,427	12	35,58	60

Filtro de Piera

	Carga hidráulica (m·día ⁻¹)	Carga diaria dividida en n aplicaciones (n=)	Carga por aplicación (cm)	Tiempo de aplicación (minutos)
γ	0,222	7	31,71	50
η	0,314	10	31,40	50
ι	0,547*	16	32,75	50
φ	0,524	16	31,71	50
κ	0,678	20	31,71	50

Con cada una de las cargas y antes de proceder a las determinaciones analíticas previstas, se dejaron estabilizar los filtros un mínimo de dos días.

En los filtros de Vall-Llobrega y Sant Lluís, el ciclo de riego fue igual que el de las columnas, riego de lunes a viernes, y reposo sábado y domingo.

En Piera se modificó ligeramente el protocolo de aplicación para poder tener agua de riego los sábados y los domingos; para ello, de los 5 sectores de los que consta el filtro se dejaba de aplicar agua en uno cada dos días.

El agua de alimentación para cada uno de los filtros fue el efluente secundario no clorado de la depuradora de lodos activados a la que pertenecía cada filtro.

2.3. METODOS ANALITICOS : Parámetros de control

Las determinaciones analíticas se llevaron a cabo para caracterizar la arena de relleno de filtros y columnas, el efluente secundario o primario (igual a afluente de la infiltración-percolación y en un caso de primario) y el efluente terciario.

2.3.1. Arenas

Las características de las arenas de relleno para cada sistema filtro-columna se describen en caracterización y coinciden exactamente con las de la arena de los filtros.

Con el fin de caracterizar la arena utilizamos las curvas de granulometría acumulativa que nos permiten determinar : el coeficiente de uniformidad (U), el diámetro eficaz (D_{10}), y el diámetro D_{60} .

Los resultados de un análisis granulométrico es corriente representarlos gráficamente según dos tipos de curvas.

- (a) Las curvas granulométricas
- (b) Las curvas acumulativas

(a) las curvas granulométricas se obtienen al representar las curvas granulométricas distributivas sobre unos ejes cartesianos, en abscisas se sitúan los diámetros, en ordenadas los porcentajes respecto al peso total, del peso de los materiales correspondientes a cada intervalo.

(b) las curvas acumulativas se obtienen al representar sobre unos ejes cartesianos, en abscisas en escala normal o logarítmica los diámetros de los tamices, generalmente en valores decrecientes desde el origen, y en ordenadas los porcentajes en peso de los materiales que no superan el diámetro correspondiente, respecto al peso total de la muestra.

La representación más utilizada es la de curvas granulométricas acumulativas. Hazen define

- el diámetro eficaz (D_{10}) : 10% en peso de granos inferiores a este diámetro
- el diámetro D_{60} : 60% en peso de granos inferiores a este diámetro
- el coeficiente de uniformidad (U) : cociente entre D_{10} y D_{60} .

Cuanto más se acerca a la unidad el coeficiente de uniformidad, mayor es la porosidad. Se habla de granulometría uniforme si $U < 2$ y variada si $U > 2$.

Una vez obtenida la curva acumulativa y utilizando la representación de las curvas de Breddin, podemos conocer la permeabilidad teórica, dato de gran interés a la hora de clasificar un buen material para ser utilizado en IPm

Los métodos analíticos estandarizados empleados para la arena quedan definidos en la tabla 2.11. para cada uno de los parámetros de caracterización ; para aquellos parámetros determinados por un método no estandarizado se detallan las condiciones de análisis en la misma tabla.

Tabla 2.11. Parámetros y métodos estandarizados

Parámetros	Método analítico
Permeabilidad a saturación	medio saturado (Black 1965)
Densidad real	picnómetro de He (MAPA 1986)
Densidad aparente	método del cilindro (MAPA 1986)
Porosidad	cálculo a partir del valor de la densidad real y la aparente

Textura (tamizado en seco): Se ha determinado mediante tamices de distinta malla, dispuestos en un cilindro vertical, de forma que cada uno ha retenido las partículas de diámetro superior al de la malla, dejando pasar el resto de la muestra

Composición mineralógica : Se han efectuado análisis de fases por Difracción de Rayos X por el método del polvo cristalino. Se ha determinado mediante un difractómetro de geometría Bragg-Brentano $\theta/2\theta$ con radiación de Cu a 40 kV y 30 mA. Con monocromador secundario de grafito que permite aislar la $K\alpha$ del Cu ($\lambda=1,5418 \text{ \AA}$).

Ventana de divergencia : 1° . Ventana de recepción : $0,05^\circ$.

Se ha efectuado barridos de 4 a $70^\circ 2\theta$ con incrementos de paso de $0,05^\circ (2\theta)$ y tiempo de medición de $3''$ por paso.

Análisis cualitativo

Se realiza por comparación con el set mineral del banco de datos PDF (Powder Diffraction File) del JCPDS (Joint Committee of Powder Diffraction Standards) (PDF-2, 1995).

Análisis semicuantitativo

Los análisis semicuantitativos se han realizado mediante ajustes por el método de Rietveld (1969), con estructuras cristalinas fijas, por medio del programa FULLPROF (Rodríguez-Carvajal, 1990) y utilizando las relaciones entre los factores de escala de las fases (minerales) cuantificadas (Bisch et al, 1988)

2.3.2. Agua

Estudiamos por separado los parámetros físico-químicos y microbiológicos

Parámetros físicos y químicos

Se emplearon los parámetros adecuados para la caracterización de las aguas residuales (pH, C.E., N-NTK, N-NH₄⁺, N-NO₃⁻, N-NO₂⁻, DQO, SS, Ca²⁺, Mg²⁺, Na⁺ y K⁺).

Se indican los parámetros analizados con la referencia del método de análisis estandarizado empleado en la tabla 2.12.

Tabla 2.12.: Parámetros y métodos estandarizados

Parámetro	Método analítico
pH	Standard Methods 1995, referencia 4500-H ⁺ . Se ha utilizado un pHmetro Crison, modelo micropH 2002.
Conductividad	Standard Methods 1995, referencia 2510 A . Se ha utilizado un conductímetro Crison, modelo 525.
N-NTK	Standard Methods (1995), Referencia 4500 N-org. Para la destilación de la muestra se utilizó un destilador Buchi modelo 315 ; con el destilado se procedió según el método descrito en Standard Methods (1995), Referencia 4500-NH ₃ (titrimetric Method)
N-NH₄⁺	Se procedió igual que para el nitrógeno total Kjeldahl excepto en que no es necesaria la digestión de la muestra.
N-NO₃⁻	Standard Methods (1995), Referencia 4500-NO ₃ Se trabajó con cromatografía líquida iónica HPLC , cromatógrafo KONIK modelo KNK 500, con columna Waters IC-PAK a 35°C
N-NO₂⁻	Standard Methods (1995), Referencia 4500-NO ₂ Se trabajó con cromatografía líquida iónica HPLC , cromatógrafo KONIK modelo KNK 500, con columna Waters IC-PAK a 35°C
D.Q.O.	Standard Methods (1995), Referencia 5220 C Closed Reflux, titrimetric Method.
S.S.	Standard Methods (1995), Referencia 2540B
Ca²⁺	Standard Methods (1995), Referencia 3500D.EDTA titrimetic Method
Mg²⁺	Standard Methods (1995), Referencia 3500D.EDTA titrimetic Method
Na⁺	Standard Methods (1995), Referencia 3500-Na Flame emission Se trabajó con un fotómetro de llama modelo Jenway PFP 7
K⁺	Standard Methods (1995), Referencia 3500-K Flame emission Se trabajó con un fotómetro de llama modelo Jenway PFP 7

Parámetros microbiológicos

Se recurrió a la determinación del indicador más habitual de contaminación fecal en aguas (Coliformes fecales = CF), con analíticas adicionales de Coliformes totales (CT) y Colifagos de dos tipos (CN13 y F⁺).

Se indican los analizados y la referencia del método estandarizado de análisis empleado en la tabla 2.13.

Tabla 2.13.: Parámetros y métodos estandarizados.

Parámetros	Método analítico
Coliformes totales	Standard Methods (1995), Referencia 9222-C Standard Total Coliform Membrane Filter Procedure
Coliformes fecales	Standard Methods (1995), Referencia 9222-D Fecal Coliform Membrane Filter Procedure

Colifagos F⁺ y CN13 : Se analizaron por medio de la técnica de la doble capa en agar triptona. La muestra para colifagos F⁺ y CN13 (salida del sistema secundario y salida del sistema terciario) se filtró, con filtros de 0,22 µm. El agua de salida del sistema secundario se diluyó a 10⁻¹.

El agua filtrada se puso en contacto con agar blando (adicionando estreptomicina y ampicilina en el caso del fago F-específico y ácido nalidíxico en el caso del fago CN13) y la correspondiente cepa de *Escherichia coli*. Se sembraron 10 placas para cada muestra y se llevaron a incubar a 37°C durante 24 horas. Pasado el tiempo de incubación se hizo el recuento de las placas de lisis. El resultado se expresa como UFP/100ml.(unidades formadoras de placa/100ml)

2.4. PROCEDIMIENTOS DE OBTENCION DE MUESTRAS DE AGUA

Como parece obvio, los procedimientos de muestreo empleados han sido distintos según se trate de columnas o de filtros. En consecuencia vamos a proceder a su descripción por separado.

2.4.1. Muestreos en Columnas

El agua de alimentación de las columnas procedía de la depuradora de Gavà-Viladecans en la primera fase de estudio con estos dispositivos, y de la depuradora de Sant Feliu de Llobregat en la segunda fase.

Debido a los volúmenes de agua residual necesarios, que variaron según las cargas empleadas, se obtuvieron las cantidades necesarias desde dos a cinco veces por semana.

El efluente a aplicar se guardaba en un arcón refrigerador, estabilizado a 4°C, para evitar en lo posible la variación de las características del agua. Aproximadamente una hora antes de la alimentación de las columnas, los volúmenes necesarios de agua para la aplicación a las columnas se dejaban fuera del arcón, con lo que se conseguía que su temperatura se igualara con la del ambiente $25 \pm 3^{\circ}\text{C}$. De esta agua se obtenía una alícuota para el análisis correspondiente, siempre que fuese necesario.

Analítica fisico-química

La toma de muestra para los análisis fisico-químicos del agua aplicada se realizaba tres veces por semana a partir del agua extraída del arcón; y siempre coincidía con los tres últimos días de la semana.

Para el muestreo del agua percolada se recuperaba todo el volumen que salía de la columna entre dos aplicaciones sucesivas, este volumen se mezclaba por agitación durante 60 segundos y de él se tomaban alícuotas para su conservación y posterior análisis.

Analítica microbiológica

La toma de muestra para los análisis de coliformes se realizaba una vez por semana, también en el lapso de tiempo transcurrido desde dos aplicaciones sucesivas, de la forma siguiente :

- T_0 : Se aplicaba agua a la columna (en su parte superior y de la forma habitual)
- T_1 : Momento en el que comenzaba la salida de agua por la parte inferior de la columna ; se tomaba muestra, denominada h_1
- En $T_1 + 1$ hora, y consecutivamente cada hora, se tomaron muestras (h_2, h_3, \dots, h_n). El número final de muestras para una secuencia de aplicación dependía de la carga hidráulica aplicada, que marcaba el intervalo de tiempo entre aplicaciones.

El agua recogida se guardaba en nevera a 4°C y las muestras $h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$ eran procesadas al final de la secuencia de alimentación.

También se realizaban controles del agua de alimentación para poder detectar las posibles variaciones de contenido de coliformes.

La toma de muestra para la detección de los colifagos se realizaba para cada carga hidráulica en 2ª y 4ª semana de funcionamiento y en cada ocasión se tomaban dos muestras puntuales. Se analizaba cada muestra y se da el resultado como media de las dos determinaciones en el día. Se analizaba el agua de entrada a las columnas.

2.4.2. Muestreos en Filtros

Para la obtención del efluente aplicado a cada uno de los filtros, en las EDAR de Vall-Llobrega, Sant Lluís y Piera, se dispone de sistemas de alimentación conectados directamente con el terciario.

Las muestras se tomaron

- en recipientes de plástico de 1000 ml de capacidad para los análisis físico-químicos ;
- en recipientes de Pyrex de 250 ml de capacidad previamente esterilizados para los análisis microbiológicos

Tanto unos como otros se conservaban en nevera portátil para su traslado al laboratorio donde eran procesadas.

Aguas de entrada (efluente primario y secundario)

En cada uno de los tres sistemas se tomaron muestras del agua de entrada al filtro cada 30 minutos durante un ciclo de riego, con un total de 3 muestras por cada carga hidráulica aplicada.

Aguas de salida

El muestreo del efluente de los filtros, correspondiente a la salida del sistema de infiltración-percolación, presentaba variaciones dependiendo de la carga hidráulica aplicada, y fue algo distinto en los tres filtros, por lo que se procede a su descripción detallada.

Filtro de Vall-Llobrega

Después de realizar diversos ensayos previos, en los que se analizaba agua de salida a diferentes tiempos, se decidió que se obtenía un máximo de información con un mínimo de análisis tomando 6 muestras a lo largo del tiempo que transcurría entre dos aplicaciones sucesivas. El tiempo entre dos muestreos consecutivos dependía de la carga hidráulica aplicada, tomando t_0 como el tiempo en que se iniciaba una aplicación, y en el que se tomaba muestra ; y el protocolo final fue el siguiente:

- para la carga hidráulica de 0,165 se tomaron 6 muestras: t_0 , t_{1h} , t_{2h} , t_{3h} , ..., t_{6h} .
- para la carga hidráulica de 0,247 se tomaron 6 muestras: t_0 , t_{40m} , ..., t_{4h}

- para la carga hidráulica de 0,330 se tomaron 6 muestras $t_0, t_{30m}, \dots, t_{3h}$
- para la carga hidráulica de 0,412 se tomaron 6 muestras $t_0, t_{24m}, \dots, t_{144m}$
- para la carga hidráulica de 0,550 se tomaron 6 muestras $t_0, t_{18m}, \dots, t_{108m}$

Filtro de Sant Lluís

Después de realizar diversos ensayos previos, en los que se analizaba agua de salida a diferentes tiempos, se decidió que se obtenía un máximo de información con un mínimo de análisis con muestras tomadas cada 30 minutos a lo largo del tiempo que transcurría entre dos aplicaciones sucesivas. El número de muestras de efluente terciario dependía en este caso del tiempo transcurrido entre dos aplicaciones consecutivas, lo que a su vez depende de la carga hidráulica aplicada. Con estas condiciones, el protocolo final fue el siguiente:

- para la carga hidráulica 0,219 se tomaron 6 muestras
- para la carga hidráulica 0,365 se tomaron 4 muestras
- para la carga hidráulica 0,427 se tomaron 2 muestras

Filtro de Piera

En el filtro de Piera, debido a que en este filtro se empleó otro modelo de aplicación, se decidió tomar muestras cada 10 minutos durante una hora, desde el momento en que empezaba un ciclo o periodo de alimentación, y se mantuvo este criterio para todas las cargas hidráulicas aplicadas. De esta forma, la información que se obtuvo en este filtro daba una información distinta de la conseguida en los otros dos filtros. Como consecuencia del modelo de muestreo :

- para la carga hidráulica 0,222 se tomaron 6 muestras
- para la carga hidráulica 0,314 se tomaron 6 muestras
- para la carga hidráulica 0,547* se tomaron 6 muestras (* agua procedente de la instalación de pretratamiento de la depuradora)
- para la carga hidráulica 0,524 se tomaron 6 muestras

- para la carga hidráulica 0,678 se tomaron 6 muestras

2.5. DETERMINACION DEL TIEMPO DE RETENCION MEDIANTE TRAZADOR.

Debido a que la eficiencia de funcionamiento de los sistemas de IPm depende en gran manera del tiempo de retención del agua en el macizo filtrante, es importante determinar este parámetro, lo que se puede hacer empleando trazadores.

Mediante estos ensayos se podrá determinar para cada una de las aplicaciones:

- la distribución del tiempo de residencia (DTR) mediante la curva E (ver apartado 1.2.4.). Esto nos indicará la distribución de la concentración de salida con respecto al tiempo.

- el Tiempo medio de residencia del trazador (T_{medio}). Nos definirá los límites de calidad, ya que estos quedan definidos en parte por el tiempo mínimo de estancia del agua residual en el sistema.

- el Número de dispersión axial (d). Nos informará acerca de si nuestro sistema es apto para un proceso de IPm. Recordemos que si el número de dispersión axial es cero, el reactor funciona como un sistema de flujo de pistón. Si el valor de d es infinito el sistema reacciona en régimen de mezcla completa. Un sistema de IPm sería adecuado si $d < 0,25$.

- la relación entre el número de fraccionamientos y la carga hidráulica con la desinfección, su eficiencia y cinética.

Como trazador se ha optado por la utilización de NaCl. El NaCl es un trazador universal ampliamente utilizado, que cumple muy aceptablemente los requisitos que debería cumplir un trazador ideal (ver apartado 1.2.4.).

2.5.1. Columnas

La determinación del tiempo de retención del agua en las columnas se realizó para las cargas de 0,165; 0,227; 0,330; 0,412 y 0,495 m·día⁻¹ empleando como trazador cloruro sódico, por las razones que se explican en otro lugar de este trabajo.

Previamente a la aplicación de agua con sal, las columnas se dejaban estabilizar un mínimo de dos días aplicando la carga hidráulica a evaluar. Una vez conseguida la estabilización, se llenaba de agua de la depuradora el depósito D2 (ver página 114), y a ésta se añadían aproximadamente 7 g de NaCl. La solución se agitaba durante unos minutos, comprobando la disolución completa de la sal y se determinaba en ella la conductividad. Los aportes posteriores a las columnas se efectuaban con agua residual sin sal.

A la salida del efluente de cada columna se tomaban medidas de conductividad desde el tiempo cero (comienzo del riego del agua con trazador), hasta la recuperación de la conductividad de base (conductividad residual). El medidor utilizado fue un conductímetro.

2.5.2. Filtros

Para poder realizar esta experiencia se tuvieron en cuenta toda una serie de factores asociados a cada una de las plantas de tratamiento en las que estaba ubicado el filtro, por lo que la experiencia fue distinta en cada uno de ellos.

Filtro de Vall Llobrega

En un recipiente de 50 litros se disolvieron en operaciones sucesivas doscientos kilogramos de sal gruesa comercial, de una riqueza en ion cloruro del 58 % en peso. La solución se fue vertiendo poco a poco con el fin de obtener una mezcla homogénea con el agua proveniente del tratamiento secundario de la planta. El volumen de solución obtenido fue de 62 m³.

Como recipiente de mezcla se utilizó el canal de cloración de la planta, previamente vaciado y limpiado.

Para asegurar la homogeneidad, se instaló una bomba que forzó la recirculación del agua desde el extremo este al oeste del canal. Se controló la conductividad del agua en puntos alejados y se inició la aplicación cuando se obtuvo un valor idéntico en todos los puntos.

Para cada una de las cargas hidráulicas en las que se llevó a cabo la determinación, se dejó estabilizar el filtro durante dos días con la carga hidráulica a estudiar. Una vez estabilizado el filtro se aplicó agua del canal de cloración (agua con sal) en una única vuelta del pivote. Las aplicaciones siguientes se realizaron con el agua procedente del sistema secundario (agua sin sal).

En la arqueta de recogida, se realizaron mediciones de conductividad del agua de salida del filtro. El periodo de muestreo comprendió desde el tiempo cero (comienzo del riego del agua con trazador) hasta veinticuatro horas después. El seguimiento de la conductividad se hizo in situ y en continuo en el punto de salida del efluente. El medidor utilizado fue un conductímetro.

Filtro de Sant Lluís

Se trabajó con una concentración en cloruro de sodio de 4 g/l, con un volumen de agua salada de 46 m³, lo que corresponde a un peso de sal de 184 kg. Este volumen se homogeneizó en la arqueta desde la que se impulsa el agua con tratamiento secundario hasta el filtro.

Para obtener esta concentración, fueron necesarias diversas operaciones de disolución, equivalentes a las descritas para los otros filtros.

Debido a las dificultades de control de la conductividad en esta planta, se tuvo que proceder a tomar muestras cada 3 horas durante 3 días consecutivos, con el fin de obtener la distribución del tiempo de retención del agua en el filtro. Las medidas de

conductividad se tomaban a la salida del filtro. Para obtener más datos, se tomaron algunas muestras suplementarias más espaciadas durante 2 días más.

Filtro de Piera

Para poder llevar a cabo el experimento de trazado en el filtro de Piera, se disolvieron en el depósito de captación del agua procedente del sistema secundario 50 kilogramos de sal gruesa comercial. Se procedió a la homogeneización del agua con sal utilizando un motor fuera borda.

El pozo de captación dejó de recibir agua durante el periodo que duró la experiencia para evitar diluciones del agua con sal por entrada de agua procedente del canal de oxidación.

Periódicamente se realizó un control de la conductividad para asegurar que no hubiera variaciones en este parámetro

Para cada una de las cargas hidráulicas con las que se trabajó, se dejó estabilizar el filtro un mínimo de dos días. Una vez estabilizado el filtro se aplicó agua con sal en el pivote de riego en un único paso del pivote, y las aplicaciones siguientes se realizaron con agua procedente del tratamiento secundario (agua sin sal).

Se realizaron mediciones de conductividad del agua de salida del filtro en la arqueta de recogida de agua tratada. El periodo de determinación de la conductividad comprendió desde el tiempo cero (comienzo del riego con agua salada), hasta la recuperación de la conductividad de base (conductividad residual). El seguimiento de la conductividad se hizo in situ y en continuo en el punto de salida del efluente. El medidor utilizado fue un conductímetro.

3. RESULTADOS E INTERPRETACION

3. RESULTADOS E INTERPRETACION

En este apartado se recogen los resultados obtenidos en los experimentos llevados a cabo tanto en el estudio en columnas de laboratorio como en filtros a escala real.

Se ha dividido en subapartados en los que se detallan los resultados obtenidos en :

- el estudio de las arenas empleadas
- el estudio de los parámetros físico-químicos y microbiológicos tanto del agua de entrada a como de salida de las columnas y filtros a escala real.
- el estudio de la hidráulica del sistema mediante la utilización de trazadores.

3.1. ESTUDIO DE LAS ARENAS DE COLUMNAS Y FILTROS.

Como ya se ha indicado en el capítulo II (Material y métodos) se utilizaron tres arenas de distinta procedencia para las tres columnas de laboratorio C1, C2 y C3 que coinciden con las de los tres filtros

- C1, correspondiente al filtro de Vall-Llobrega (Girona),
- C2, correspondiente al filtro de Sant Lluís (Menorca, Baleares) y
- C3, correspondiente al filtro de Piera (Barcelona).

Con el fin de poder caracterizar las arenas empleadas se han analizado los siguientes parámetros :

Textura

Composición mineralógica.

Permeabilidad a saturación (K)

Densidad real

Densidad aparente

Porosidad

Textura

Se ha realizado el análisis granulométrico de las muestras, mediante tamices de diferente tamaño de malla con el fin de obtener el diagrama granulométrico acumulativo.

En las tablas 3.1. ; 3.2. y 3.3. se detalla la distribución granulométrica de las muestras en función del tamaño de partícula, obtenida a partir del estudio de la curva acumulativa, y el % en peso retenido por cada tamiz.

A partir de la curva acumulativa y tal como se indica en las figuras 3.1. ; 3.2. y 3.3., se han calculado los coeficientes D_{60} y D_{10} , para poder obtener el coeficiente de uniformidad de la arena ($U =$ coeficiente de Hazen).

Arena columna C1, filtro Vall-Llobrega (Girona)

Tabla 3.1. : Distribución granulométrica de la arena de la columna C1

Diámetro del tamiz (mm).	C1 (Vall-Llobrega) %peso	Peso acumulativo (%)
>2	0,59	99,41
2-1	1,41	98,00
1-0,5	24,12	73,88
0,5-0,25	61,43	12,45
0,25-0,10	11,39	1,06
0,10-0,05	0,73	0,33
<0,05	0,33	0

Con base en la clasificación dada por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA), puede observarse que la arena media (0,5-0,25 mm) es la fracción dominante representando un 61,43 % del total, le sigue a continuación la arena gruesa (2-0,5 mm) que representa un 25,53 % ; la arena fina (0,25-0,10 mm) representa el 11,39 % ; la arena muy fina (0,10-0,05mm) representa un 0,73 % del total, y tan sólo un 0,33 % representa la fracción limo (< 0,05 mm).

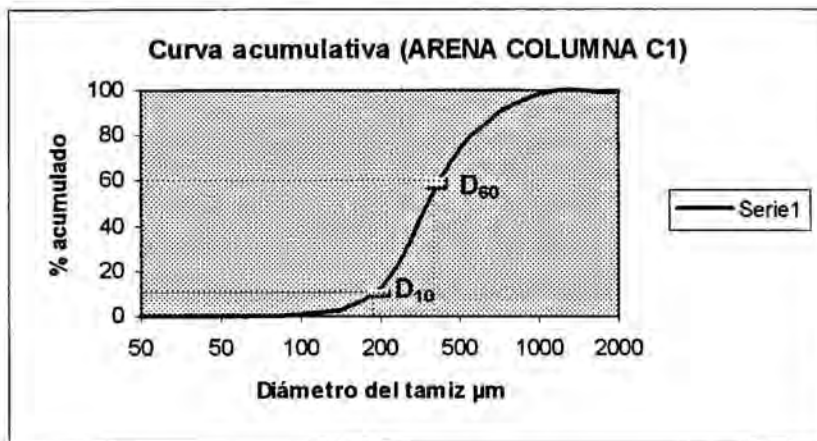


Figura 17. : Fracciones granulométricas acumulativas para la arena de la columna C1

De la figura 17. se deduce el valor del coeficiente D_{10} que es $180 \mu\text{m}$; y el del coeficiente D_{60} que es $400 \mu\text{m}$. Con estos valores se obtiene el coeficiente de Hazen $U = 2,2$. Recordemos que se considera que la granulometría es tanto más uniforme, cuando $U \leq 2$; por lo que podemos considerar que la arena empleada para la columna C1 y en consecuencia para el filtro de Vall-Llobrega cumple, con una de las características necesarias para el buen funcionamiento de los sistemas de IPm.

Arena columna C2, filtro Sant Lluís (Menorca)

Tabla 3.2. Distribución granulométrica de la arena de la columna C2

Diámetro del tamiz (mm).	C2 (Sant Lluís) % peso	Peso acumulativo (%)
>2	0,56	99,44
2-1	0,27	99,17
1-0,5	24,90	74,27
0,5-0,25	68,93	5,34
0,25-0,10	5,02	0,32
0,10-0,05	0,21	0,11
<0,05	0,11	0,00

Con base en la clasificación dada por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA), puede observarse que la arena media (0,5-0,25 mm) es la fracción dominante, representando un 68,93 % del total ; le sigue a continuación la arena gruesa (2-0,5 mm) que representa un 25,73 % ; la arena fina (0,25-0,10 mm) representa el 5,02 % ; la arena muy fina (0,10-0,05mm) representa un 0,21 % del total, y tan sólo un 0,11 % representa la fracción limo (< 0,05 mm).

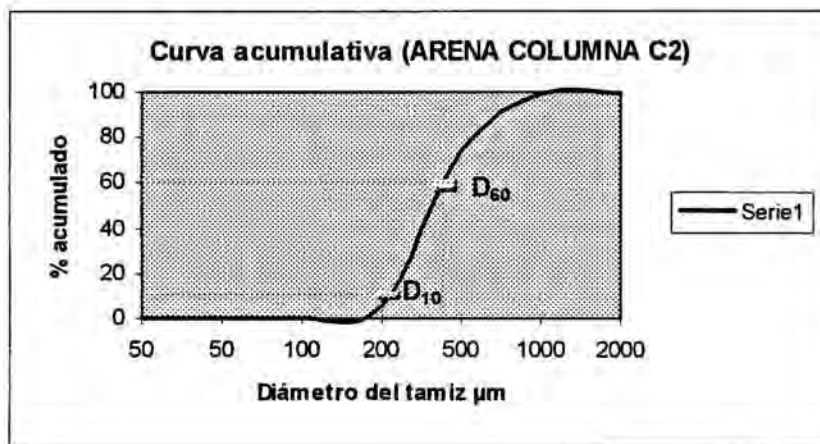


Figura 18. : Fracciones granulométricas acumulativas para la arena de la columna C2

De la figura 18. se deduce el valor del coeficiente D_{10} que es 200 μm ; y el del coeficiente D_{60} que es 400 μm , con estos valores se obtiene el coeficiente de Hazen $U = 2$; por lo que podemos considerar que la arena empleada para la columna C2 y en consecuencia para el filtro de Sant Lluís, cumple con una de las características requeridas para el buen funcionamiento de los sistemas de IPm.

Arena columna C3, filtro (Piera)

Tabla 3.3. Distribución granulométrica de la arena de la columna C3

Diámetro del tamiz (mm).	C2 (Piera) % peso	Peso acumulativo (%)
>2	30,86	69,14
2-1	28,59	40,25
1-0,5	17,97	22,58
0,5-0,25	15,03	7,55
0,25-0,10	5,96	1,59
0,10-0,05	1,25	0,34
<0,05	0,34	0,00

Con base en la clasificación dada por el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA), puede observarse que la arena gruesa (2-0,5 mm) es la fracción dominante, representando un 77,42 % del total, le sigue a continuación la arena media (0,5 -0,25 mm) que representa un 15,03 % ; la arena fina (0,25-0,10 mm) representa el 5,96 % ; la arena muy fina (0,10-0,05mm) representa un 1,25 % del total, y tan sólo un 0,34 % representa la fracción limo (< 0,05 mm).

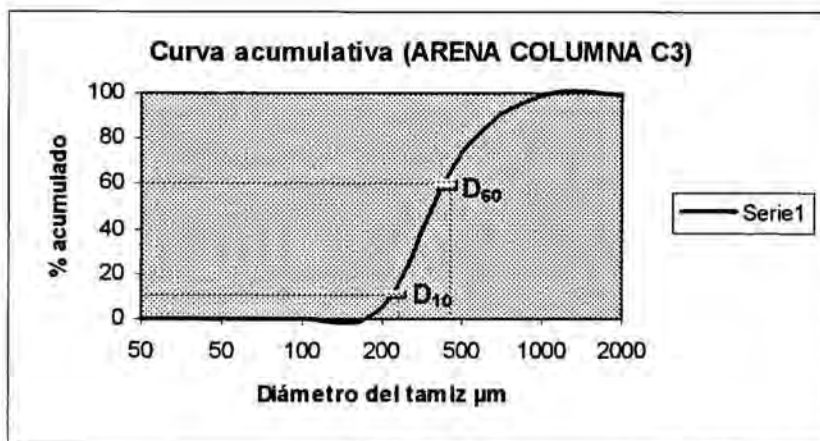


Figura 19. : Fracciones granulométricas acumulativas para la arena de la columna C3

De la figura 19. se deduce el valor del coeficiente D_{10} que es 220 μm ; y el del coeficiente D_{60} que es 480 μm , con estos valores se obtiene el coeficiente de Hazen $U = 2,18$, por lo que podemos considerar que la arena empleada para la columna C2 y en

consecuencia para el filtro de Sant Lluís, cumple con una de las características requeridas para el buen funcionamiento de los sistemas de IPm.

En general podemos interpretar que las tres arenas empleadas : son lo suficientemente uniformes, y debido a la buena construcción y a la uniformidad de las arenas no hay caminos preferenciales ; y con una granulometría adecuada difícilmente susceptible a la colmatación.

Composición mineralógica

En la tabla 3.4. se indica para las tres arenas el porcentaje de sílice, carbonatos y feldespatos, con valores semicuantitativos obtenidos a partir de la intensidad de los picos en los diagramas de fases por difracción de rayos X. Ver anexo (de A-XIV a A-XVI)

Tabla 3.4.análisis semicuantitativo de las arenas C1, C2 y C3

	Arena C1	Arena C2	Arena C3
Sílice	69,63	33,06	13,30
Carbonatos	14,83	22,19	85,91
Feldespatos	15,54	44,75	0,79

En el análisis semicuantitativo de las tres arenas empleadas se observan claras diferencias en cuanto a su composición mineralógica.

La arena de relleno de la columna C1 presenta un 69,63% de sílice con fracciones entre un 14,83 % y un 15,54 % en carbonatos y feldespatos respectivamente.

La arena que contiene la columna C2 presenta una fracción mayoritaria en feldespatos de un 44,75 %, siendo un 33,06 % de sílice y un 22,19 % de carbonatos.

La arena de relleno para la columna C3 presenta una fracción mayoritaria de carbonatos que representan un 85,91 % del total ; con un contenido en sílice de 13,30 % y tan solo un 0,79 % en feldespatos.

A pesar de las diferencias en cuanto a la composición mineralógica de las tres arenas empleadas los resultados obtenidos después de la percolación del agua residual a través de ellas han sido altamente satisfactorios.

Permeabilidad a saturación (K)

Tabla 3.5 Permeabilidad a saturación de las arenas empleadas.

Arena C1	$3,37 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \cdot \text{seg}^{-1}$
Arena C2	$3,50 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \cdot \text{seg}^{-1}$
Arena C3	$9,29 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \cdot \text{seg}^{-1}$

Si comparamos los valores obtenidos con los de la tabla 3.6, las arenas C1 y C2 se consideran moderadamente rápidas, a diferencia de la arena C3 que queda clasificada como rápida.

Tabla : 3.6 Clasificación de suelos según la permeabilidad (EPA, 1977)

Permeabilidad (in.h⁻¹)	Clase
<0,06	muy lenta
0,06 - 0,2	lenta
0,2 - 0,6	moderadamente lenta
0,6 - 2,0	moderada
2,0 - 6,0	moderadamente rápida
6,0 - 20	rápida
>20	muy rápida

1 in.h⁻¹ = 2,54 cm.h⁻¹

Según los valores obtenidos en la tabla 3.5 las tres arenas empleadas presentan una permeabilidad que podemos considerar adecuada para ser utilizada en los sistemas de IPm, ya que nos permiten una adecuada percolación del agua y unos tiempos de retención adecuados para que tenga lugar la cinética de las reacciones.

Densidad real, densidad aparente, porosidad

Tabla 3.6. Densidad real, densidad aparente y porosidad de las arenas empleadas

	Densidad real	Densidad aparente	Porosidad
Arena C1	2,57 g.cm ⁻³	1,75 g.cm ⁻³	31,90%
Arena C2	2,65 g.cm ⁻³	1,94 g.cm ⁻³	26,79%
Arena C3	2,69 g.cm ⁻³	1,87 g.cm ⁻³	30,53%

Una vez estudiadas las tres arenas de relleno de columnas y filtros a escala real, podríamos citar seis consideraciones básicas a la hora de elegir un suelo aportado en el sistema de IPm

- la arena debe estar lavada con el fin de eliminar los finos, debido a que cuanto mayor sea la presencia de limo y arcilla mayor será la probabilidad de colmatación.
- los medios con coeficiente de uniformidad mayor de 10 deben evitarse, debido a la formación de caminos preferenciales.
- las arenas de granulometrías inferiores a la arena de duna son más susceptibles de colmatación.
- las arenas de granulometría gruesa conducen a velocidades elevadas de percolación, no siendo efectiva la eliminación de microorganismos.
- la formación de la biopelícula modifica las propiedades hidrodinámicas de la arena y como consecuencia conduce a velocidades de percolación mas lentas.
- es recomendable la utilización de arenas esencialmente de silicio, pero a lo largo de nuestros experimentos hemos podido observar que la arena con un alto contenido en carbonatos es admisible.

3.2- RESULTADOS EN COLUMNAS

Como se indica en el apartado "protocolo", de material y métodos, el trabajo en columnas se llevo a cabo en dos periodos:

- periodo 1994-95
- periodo 1995-97

3.2.1. Periodo 1994-95

Columna	Carga hidráulica	Carga hidráulica dividida en "n" aplicaciones		
C1	0,250 m.día ⁻¹	n=2	n=4	n=6
	0,400 m.día ⁻¹	n=2	n=4	n=6
C2	0,250 m.día ⁻¹	n=2	n=4	n=6
	0,400 m.día ⁻¹	n=2	n=4	

3.2.1.1. Columna C1

Agua procedente de la depuradora de Gavà-Viladecans

Datos de funcionamiento

<p align="center">Carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹ en 2 aplicaciones diarias :</p> <ul style="list-style-type: none"> • carga hidráulica por aplicación 12,5.10⁻²m • periodo A: 8 junio-23 junio 1994 tiempo de riego 15 minutos • periodo B: 24 junio-7 julio 1994 tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicos**Nitrógeno**Tabla 3.8. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹, en 2 aplicaciones. C1

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N-NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	% nitrificación
14-jun	42,30	27,28	4,12	2,76	1,44	31,42	64,54
16-jun	41,00	26,00	4,02	2,36	2,40	18,91	36,32
21-jun	40,50	25,29	3,87	3,00	1,21	31,44	68,07
23-jun	40,50	25,10	3,75	2,83	2,08	40,53	90,81
28-jun	41,20	23,20	4,01	3,10	2,01	29,20	61,14
30-jun	40,25	22,26	3,56	4,13	2,55	26,45	56,87
4-jul	39,80	20,26	3,90	2,31	1,90	30,50	66,83
7-jul	36,23	19,80	3,45	3,29	2,42	25,03	59,56
media	40,22	23,65	3,84	2,97	2,00	29,19	63,02
σ	1,78	2,72	0,23	0,58	0,48	6,22	15,03

- Las entradas de N-NTK, N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻, son prácticamente constantes, presentando desviaciones estándar de 1,78 ; 2,72 y 0,23 respectivamente. Se observa una entrada media de 44,06 mgL⁻¹ N (N-NTK+N-NO₃⁻), habiendo una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 6,74 mgL⁻¹ de N.
- A la vista de estos resultados podemos considerar homogénea el agua de entrada a la columna en este periodo de funcionamiento.
- En la entrada, más del 50% del nitrógeno es N-NH₄⁺ y aproximadamente el 10% es N-NO₃⁻, siendo el N-orgánico aproximadamente un 40%.
- Las salidas de N-NTK y N-NH₄⁺ son prácticamente constantes, presentando desviaciones estándar de 0,58 y 0,48 ; respectivamente. Para el N-NTK hay una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 1,82 mgL⁻¹, siendo la media de 2,97 mgL⁻¹. Para el N-NH₄⁺ la diferencia entre el máximo y el mínimo es de 1,34 mgL⁻¹, para una media de 2,00 mgL⁻¹.
- Las salidas de N-NO₃⁻ presentan una variación mayor, ya que la diferencia entre el valor máximo y el mínimo es de 21,62 mgL⁻¹, para una media de 29,19 mgL⁻¹. La desviación estándar es de 6,22
- Podemos decir que el N-NTK representa un 9 % del total, siendo el 85% N-NO₃⁻.

- Con respecto a los cambios de tiempo de aplicación (periodo A y periodo B) podemos indicar que :
 - Se observan oscilaciones en cuanto a los resultados en el periodo A
 - Hay más constancia de funcionamiento en el periodo B.

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.9. : Resultados de DQO para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones.

C1

Día	E DQO (mgL^{-1})	S DQO (mgL^{-1})	%reducción	
14-jun	139,30	75,29	45,95	
16-jun	180,25	123,60	31,43	
21-jun	183,08	55,72	69,57	42,71
23-jun	183,08	139,30	23,91	
28-jun	91,54	55,72	39,13	
30-jun	91,54	59,70	34,78	29,26
4-jul	91,54	72,09	21,25	
7-jul	91,54	71,50	21,89	
media	131,48	81,62	35,99	
σ.	44,95	31,95	15,09	

- La entrada de DQO durante este ciclo de funcionamiento presenta una desviación estándar de 44,95 ; y hay una diferencia entre el mínimo y el máximo de $91,54 \text{ mgL}^{-1}$; para una media de $131,48 \text{ mgL}^{-1}$. El agua de entrada presenta una gran heterogeneidad respecto a la DQO.
- En cuanto al agua de salida de la columna, se observa una media de 81,62 con una desviación estándar de 31,95 y hay una diferencia entre el valor mínimo y el máximo de $83,58 \text{ mgL}^{-1}$.
- Se observa una media de reducción de DQO del 36% a lo largo de este ciclo de funcionamiento, pero es importante diferenciar entre el periodo A y el periodo B, ya que el tanto por ciento de reducción para el periodo A fue del 43 % siendo del 29 % en el periodo B.

A la vista de estos resultados, podemos interpretar lo siguiente:

- Hay una reducción apreciable de la DQO incidente.

- Durante este ciclo de funcionamiento el tanto por ciento de reducción fue mayor para las entradas de mayor carga contaminante, lo que coincide con tiempos de riego más largos.

pH y conductividad

Tabla 3.10. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1

Día	E pH	S pH	E C.E.($\mu\text{S/cm}$)	S C.E.($\mu\text{S/cm}$)
14-jun	7,69	7,20	2900	2490
16-jun	7,86	7,17	3000	2589
21-jun	7,65	7,23	2850	2750
23-jun	7,86	7,32	2750	2590
28-jun	7,75	7,20	2803	2780
30-jun	7,76	7,17	3200	3000
4-jul	8,09	7,20	3000	2950
7-jul	8,03	7,23	2950	2780
media	7,84	7,22	2932	2741
σ	0,16	0,05	141	178

- Presentan variaciones mínimas a lo largo de este ciclo de funcionamiento tanto en entradas como en salidas.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales**

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.11. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1. Periodo A (16/6/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,50	1,60	2,90
2		1,85	2,65
3		1,70	2,80
4		1,00	3,50
5		1,78	2,72
6		1,30	3,20
7		1,76	2,74
8		1,65	2,85
9		1,30	3,20
10		1,60	2,90
11		1,70	2,80
12		1,30	3,20
media		1,55	2,96
σ.		0,26	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,26 para una media de 1,55.
- La media de 12 horas de muestreo presenta una reducción de 2,96 unidades logarítmicas; la mayor reducción se consigue en el muestreo realizado en la cuarta hora, manteniéndose más o menos constante en los muestreos posteriores.

Tabla 3.12. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1. Periodo B (5/7/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,04	2,32	2,72
2		2,64	2,40
3		2,00	3,04
4		2,49	2,55
5		2,71	2,33
6		2,83	2,21
7		2,75	2,29
8		2,75	2,29
9		2,76	2,28
10		2,63	2,41
11		2,64	2,40
12		2,49	2,55
media		2,58	2,46
σ		0,23	

- Se observa que para una entrada de 5,04 unidades logarítmicas, la reducción fue de 2,46 unidades

Con respecto a los cambios de tiempo de aplicación -periodo A y periodo B- :
la reducción en cuanto al contenido de coliformes fecales fue más efectiva en el periodo A que en el B

Coliformes Totales

Ver apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.13. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1 Periodo A (16/6/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,74	3,91	1,83
2		2,97	2,77
3		2,88	2,86
4		3,16	2,58
5		2,95	2,79
6		2,85	2,89
7		2,81	2,93
8		2,90	2,84
9		2,78	2,96
10		2,81	2,93
11		2,85	2,89
12		2,94	2,80
media		2,98	2,76
σ		0,31	0,31

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,31 para una media de 2,98.
- La media de 12 horas de muestreo presenta un reducción de 2,76 unidades logarítmicas.

Tabla 3.14. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1 periodo B (5/7/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	6,07	2,28	3,79
2		2,91	3,16
3		3,11	2,96
4		2,34	3,73
5		2,52	3,55
6		2,79	3,28
7		2,00	4,07
8		2,21	3,86
9		2,99	3,08
10		3,08	2,99
11		3,09	2,98
12		3,08	2,99
media		2,70	3,37
σ		0,41	

- En este periodo B, se consigue una reducción aproximada de 3,37 con una desviación estándar de 0,41.
- La mayor reducción se consigue en la séptima hora siendo de 4,07 unidades logarítmicas.

Datos de funcionamiento

Carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹ en 4 aplicaciones diarias :	
•	carga hidráulica por aplicación 6,25 · 10 ⁻² m
•	periodo A: 11 julio-27 julio 1994 tiempo de riego 15 minutos
•	periodo B: 12 septiembre -29 septiembre 1994 tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicos

Nitrógeno

Tabla 3.15. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹, en 4 aplicaciones. C1

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N-NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	% nitrificación
19-jul	41,50	22,80	3,05	3,30	2,16	34,49	75,76
21-jul	39,75	19,95	3,01	3,48	2,72	34,56	79,37
26-jul	36,80	22,65	3,52	4,95	3,64	33,49	81,44
27-jul	39,40	21,69	3,28	7,28	4,95	30,25	68,45
20-sep	31,67	19,62	2,55	3,75	2,14	24,16	68,23
22-sep	30,69	18,26	2,83	4,10	3,29	26,35	76,64
27-sep	33,91	20,46	2,97	3,24	2,13	26,78	70,22
29-sep	36,27	20,10	3,00	3,06	2,25	30,25	75,13
media	36,25	20,69	3,03	4,15	2,91	30,04	74,41
σ	3,92	1,57	0,29	1,40	1,01	3,98	4,97

- Las entradas de N-NTK, N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ presentan desviaciones estándar de 3,92; 1,57 y 0,29 respectivamente. La diferencia entre el valor máximo y el mínimo de N-

NTK es de $10,81 \text{ mgL}^{-1}$; mientras que para el N-NH_4^+ es de $4,54 \text{ mgL}^{-1}$; siendo tan sólo de $0,97 \text{ mgL}^{-1}$ para el N-NO_3^- .

- En la entrada el 53% del nitrógeno está en forma de N-NH_4^+ , el 39% en forma de N-orgánico y el 8 % restante en forma de N-NO_3^- .
- Las salidas de N-NTK, y N-NH_4^+ presentan una desviación estándar de 1,40 y 1,01 respectivamente, y hay una diferencia entre el máximo y el mínimo de $4,22 \text{ mgL}^{-1}$ para el N-NTK y de $2,8 \text{ mgL}^{-1}$ para N-NH_4^+ . El día 27 de julio se observa la desviación mayor respecto a la media para los valores de N-NTK y N-NH_4^+ . Esta variación puede ser debida al tiempo de funcionamiento de la columna. El día 20 de septiembre tiene lugar un comportamiento similar, pero en este caso atribuible a que la columna ha estado en reposo, (no ha recibido riego) durante un mes por lo que hay un periodo de adaptación para que tenga lugar el proceso de nitrificación.
- Las salidas de N-NO_3^- presentan una variación mayor ya que la diferencia entre el valor máximo y el mínimo es de $10,4 \text{ mgL}^{-1}$; la desviación estándar es de 3,98.
- El N-NTK representa el 12% de nitrógeno total a la salida, siendo el 88% nitrógeno en forma de N-NO_3^- .
- Con respecto a los cambios de tiempo de aplicación - periodo A y periodo B-, el tanto por ciento de nitrificación fue algo mejor en el primer periodo, del 76 %, siendo del 72% en el periodo B.

Demanda química de oxígeno.

Tabla 3.16.: Resultados de DQO para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1

Día	E DQO (mgL^{-1})	S DQO (mgL^{-1})	%reducción	
19-jul	254	167	34,25	
21-jul	232	131	43,53	
26-jul	256	167	34,77	40,04
27-jul	250	131	47,60	
20-sep	338	144	57,40	
22-sep	334	164	50,90	
27-sep	330	68	79,39	62,15
29-sep	348	136	60,92	
media	292,75	138,50	51,10	
σ	48,64	32,50	14,91	

- La entrada de DQO durante este ciclo de funcionamiento presenta una desviación estándar de 48,64 ; y hay una diferencia entre el mínimo y el máximo de 116 mgL^{-1} , para una media de 293 mgL^{-1} . El agua de entrada presenta una gran heterogeneidad respecto a la DQO.
- En cuanto al agua de salida de la columna, se observa una desviación estándar de 32,5 y hay una diferencia entre el valor mínimo y máximo de 99 mgL^{-1} .
- Se observa una media de reducción de DQO del 51 % a lo largo de este ciclo de funcionamiento, pero es importante diferenciar entre periodo A y periodo B, ya que la reducción para el periodo A fue del 40 % siendo del 62 % en el periodo B.

pH y conductividad

Tabla 3.17. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1

Día	E pH	S pH	E C.E. ($\mu\text{S/cm}$)	S C.E. ($\mu\text{S/cm}$)
19-jul	7,96	7,60	3500	3600
21-jul	7,98	7,58	4000	3400
26-jul	8,00	7,65	3500	3500
27-jul	8,14	8,00	3400	3300
20-sep	8,10	8,13	2300	2500
22-sep	8,12	8,05	2400	2100
27-sep	7,91	8,04	2500	2700
29-sep	7,9	8,01	2400	2200
media	8,01	7,88	3000	2913
σ	0,09	0,23	668	608

- Presentan variaciones mínimas a lo largo de este ciclo de funcionamiento tanto en entradas como en salidas.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales**

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.18. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1. Periodo A (25/7/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,38	1,15	2,23
2		0,30	3,08
3		0,00	3,38
4		0,00	3,38
5		0,30	3,08
6		0,60	2,78
media		0,39	2,99
σ		0,43	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,43 para una media de 0,39.
- La media de 6 horas de muestreo da una reducción de 2,99 unidades logarítmicas.
- Hay una disminución de casi 3 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento. Posiblemente no sea mayor debido a la concentración reducida inicial.

Tabla 3.19. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1. Periodo B (21/9/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,34	0,00	3,34
2		0,00	3,34
3		0,30	3,04
4		1,20	2,14
5		0,00	3,34
6		0,95	2,39
media		0,41	2,93
σ		0,54	

- Se sigue encontrando una disminución media de casi 3 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada. Se observa un mínimo de reducción a la cuarta hora.

Coliformes Totales

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.20. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1. Periodo A (25/7/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,20	3,00	2,20
2		2,96	2,24
3		2,38	2,82
4		2,10	3,10
5		2,00	3,20
6		1,90	3,30
media		2,39	2,81
σ		0,48	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,48 para una media de 2,39.
- La media de 6 horas de muestreo presenta una reducción de 2,81 unidades logarítmicas

Tabla 3.21. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1. Periodo B (21/9/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,80	2,81	2,99
2		2,00	3,80
3		2,70	3,10
4		2,79	3,01
5		2,81	2,99
6		2,00	3,80
media		2,52	3,28
σ		0,40	

- En este periodo B, se consigue una reducción media de 3,28 unidades logarítmicas

Datos de funcionamiento

Carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$ en 6 aplicaciones diarias :	
•	carga hidráulica por aplicación $4,16 \cdot 10^{-2} \text{ m}$
•	periodo A: 10 octubre-28 octubre 1994 tiempo de riego 15 minutos
•	periodo B: 2 noviembre-11 noviembre 1994 tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicos

Nitrógeno

Tabla 3.22. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N-NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	%nitrificación
18-oct	21,97	17,62	2,90	2,60	1,90	22,43	88,89
20-oct	20,99	17,83	3,02	4,04	2,03	20,54	83,47
25-oct	21,80	18,23	3,03	3,81	3,06	21,23	83,49
27-oct	20,95	19,01	2,96	3,69	2,89	18,66	74,94
3-nov	23,92	21,70	3,56	3,76	2,60	20,99	72,87
5-nov	22,90	20,54	3,57	5,43	3,52	20,99	76,07
8-nov	23,75	20,78	3,40	5,14	1,79	20,87	73,56
10-nov	23,73	21,90	3,30	3,98	2,03	22,68	81,67
media	22,50	19,70	3,22	4,06	2,48	21,05	79,37
σ	1,24	1,74	0,27	0,88	0,63	1,23	5,81

- Las entradas de N-NTK ; N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ son prácticamente constantes, la desviación estándar es de 1,24 ; 1,74 y 0,27 respectivamente. La diferencia entre el valor máximo y mínimo es de 2,97 mgL⁻¹ para el N-NTK, de 4,28 mgL⁻¹ para el N-NH₄⁺ y de 0,67 mgL⁻¹ de N-NO₃⁻. El agua de entrada a la columna se considera como homogénea en este periodo de funcionamiento.
- En la entrada el 77 % de nitrógeno se encuentra en forma de N-NH₄⁺, el 12 % en forma de N-NO₃⁻ y el 11 % restante en forma de N-orgánico.
- Las salidas de N-NTK y N-NH₄⁺ tienen como desviación estándar 0,88 y 0,63 respectivamente. La diferencia entre el valor máximo y el mínimo es de 2,83 mgL⁻¹ para el N-NTK, de 1,73 mgL⁻¹ para el N-NH₄⁺.
- Las salidas de N-NO₃⁻ presentan poca variación a lo largo de este periodo ; la diferencia entre el valor máximo y mínimo es de 4,0 mgL⁻¹ para una media de 21,05 mgL⁻¹.

Con respecto a los cambios de tiempo de aplicación (15 a 3 minutos) podemos indicar que:

- Hay más constancia de funcionamiento en el periodo A,
- Hay una mejor nitrificación, del 83 %, en el periodo A respecto al 76 % para el periodo B.

Demanda química de oxígeno.

Tabla 3.23. : Resultados de DQO para la carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹, en 6 aplicaciones. C1

Día	E DQO (mgL ⁻¹)	S DQO (mgL ⁻¹)	%reducción	
18-oct	235	116	50,64	
20-oct	218	125	42,66	
25-oct	235	120	48,94	50,81
27-oct	254	99	61,02	
3-nov	330	136	58,79	
5-nov	312	125	59,94	
8-nov	299	99	66,89	60,59
10-nov	289	125	56,75	
media	271,50	118,13	55,70	
σ	41,33	13,10	7,78	

- La entrada de DQO durante este ciclo de funcionamiento presenta una desviación estándar de 41,3 y hay una diferencia entre el mínimo y el máximo de 112 mgL^{-1} , para una media de $271,5 \text{ mgL}^{-1}$. El agua de entrada presenta una gran heterogeneidad respecto a la DQO.
- En cuanto al agua de salida de la columna, se observa una desviación estándar de 13,1 y hay una diferencia entre el valor mínimo y el máximo de 37 mgL^{-1} .
- Se observa una media de reducción de DQO del 56 %, a lo largo de este ciclo de funcionamiento, pero es importante diferenciar entre periodo A y periodo B, ya que el tanto por ciento de reducción para el periodo A fue del 51 % siendo del 61 % en el periodo B.

pH y conductividad

Tabla 3.24. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1

Día	E pH	S pH	E C.E ($\mu\text{S/cm}$)	S C.E ($\mu\text{S/cm}$)
18-oct	7,85	7,45	2100	2450
20-oct	7,89	7,65	2300	2400
25-oct	7,79	7,25	2352	2100
27-oct	7,86	7,54	2400	1950
3-nov	7,85	7,86	2600	2563
5-nov	7,96	7,59	2530	2365
8-nov	7,85	7,80	2500	2589
10-nov	7,85	7,82	2400	2567
media	7,86	7,62	2398	2373
σ	0,05	0,21	155	233

- Presentan mínimas variaciones a lo largo de este ciclo de funcionamiento tanto en entradas como en salidas.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales**

Ver el apartado "muestreo" en material y métodos.

Tabla 3.25. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1 Periodo A (26/10/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,38	0,30	3,08
2		0,00	3,38
3		0,60	2,78
4		0,00	3,38
media		0,23	3,16
σ		0,29	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,29 para una media de 0,23.
- La media de 4 horas de muestreo presenta una reducción de 3,16 unidades logarítmicas

Tabla 3.26. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1 Periodo B (11/11/94) :

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,53	1,00	2,53
2		0,00	3,53
3		1,00	2,53
4		0,78	2,75
media		0,70	2,84
σ		0,47	

- En este periodo B se consigue una reducción de 2,84 unidades logarítmicas
- La máxima reducción se consigue en la segunda hora de muestreo.

Coliformes totales

Ver apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.27. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1. Periodo A (26/10/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,38	2,28	3,10
2		1,30	4,08
3		1,80	3,58
4		1,70	3,68
media		1,77	3,61
σ		0,40	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,40 para una media de 1,77.
- La media de reducción en este periodo fue de 3,61 unidades logarítmicas.

Tabla 3.28. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1. Periodo B (11/11/94) :

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,32	1,00	4,32
2		1,80	3,52
3		1,78	3,54
4		1,30	4,02
media		1,47	3,85
σ		0,39	

- En este periodo B se consigue una reducción de 3,85 unidades logarítmicas respecto a la cantidad de coliformes a la entrada.

Estos resultados coinciden con otros trabajos realizados en columnas de laboratorio (Laplace, 1988 ; Lefevre, 1988 ; Makni, 1995 ; Bancole, 1995 ; ...).

Por tanto, podemos decir que el fraccionamiento de la carga diaria aplicada mejora la renovación de la fase gaseosa. Los buenos resultados son atribuibles al aumento en el tiempo de paso del agua aplicada a través de la columna.

En cuanto a los dos tiempos diferentes de aplicación considerados en nuestros experimentos (15 minutos y 3 minutos) se observa que al aumentar el tiempo de aplicación del agua, el porcentaje de nitrificación mejora sensiblemente. Esto puede atribuirse

A) a que se mejora la aportación de oxígeno por difusión, ya que la altura de la lámina de agua que aplicamos es menor para la misma superficie, y

B) a una mejora en el aporte de oxígeno a la fase gaseosa por convección.

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.30 : Reducción (%) de DQO para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Nº aplicaciones	% reducción (A)	% reducción (B)
2	42,71	29,26
4	40,04	62,15
6	50,81	60,59

Se observan rendimientos que oscilan entre un 30 % y un 62 % aproximadamente en reducción de materia orgánica. A lo largo de este periodo de estudio hay una gran variabilidad en los resultados, debido a la gran heterogeneidad del agua de entrada a la columna. La entrada de DQO oscila entre 91 mgL^{-1} y 348 mgL^{-1} .

De todas formas, se puede indicar que hay mejores resultados al aumentar el fraccionamiento de la carga hidráulica diaria ; para $f = 6$ se obtiene una reducción del 60,59 %, mientras que para un fraccionamiento de $f = 2$ la reducción fue del 40 % aproximadamente.

En cuanto al tiempo de aplicación del agua, 15 ó 3 minutos , los mejores resultados se obtienen en las aplicaciones de 3 minutos para fraccionamientos de $f = 4$ y $f = 6$, coincidiendo siempre con entradas más elevadas en materia orgánica.

pH y conductividad

Tabla 3.31 : Valores promedio de pH para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Nº aplicaciones	Entrada pH	Salida pH
2	7,84	7,22
4	8,01	7,88
6	7,86	7,62

Tabla 3.32 : Valores promedio de conductividad para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Nº aplicaciones	Entrada Conductividad $\mu\text{S.cm}^{-1}$	Salida Conductividad $\mu\text{S.cm}^{-1}$
2	2932	2741
4	3000	2913
6	2398	2373

En la conductividad se puede apreciar una cierta disminución en el agua de "salida". En este caso creemos que se deberían analizar series más largas, ya que hemos podido observar una cierta tendencia a que el sistema homogeneice estos valores.

En el pH también se observa una cierta tendencia a obtener valores más reducidos en el agua de "salida". Esto puede ser atribuible a las variaciones inducidas por la actividad microbiana.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales.**

Tabla 3.33 : Reducción de coliformes fecales en unidades logarítmicas para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Nº aplicaciones	reducción (A)	reducción (B)
2	2,96	2,46
4	2,99	2,93
6	3,16	2,84

En cuanto a la depuración bacteriológica, para un régimen de funcionamiento de dos aportes diarios ($f = 2$) hay una reducción de 2,96 unidades logarítmicas, y hay un aumento de reducción que llega a ser de 3,16 unidades logarítmicas a medida que aumenta el fraccionamiento de la carga hidráulica.

Con respecto a los cambios del tiempo de aplicación (en 15 minutos o en 3 minutos), se obtienen mejores resultados para tiempos de aplicación mayores (15 minutos). Estas diferencias pueden atribuirse al tiempo de permanencia del agua en la columna. El tiempo de permanencia siempre será mayor para tiempos de aplicación más lentos ya que el agua circula más lentamente en el seno del macizo filtrante.

Estos resultados coinciden con los encontrados en la bibliografía consultada : cuanto más se fraccione la carga hidráulica diaria, mejor será la calidad de la depuración microbiológica (Lefevre, 1988 ; Bancole, 1995). Estos mismos autores trabajaron aumentando el número de fraccionamientos hasta tal punto que el riego era casi continuo y encontraron que para un régimen de alimentación permanente la depuración microbiológica daba peores resultados.

Coliformes totales

Tabla 3.34 : Reducción de coliformes totales en unidades logarítmicas para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Nº aplicaciones	reducción (A)	reducción (B)
2	2,76	3,37
4	2,81	3,28
6	3,61	3,85

En cuanto a la eliminación de coliformes totales, se observa un comportamiento idéntico que para la de coliformes fecales, pero con una reducción algo más mediocre. Hay que tener en cuenta que la concentración de estos microorganismos a la entrada del sistema es de 3 unidades logarítmicas más que la concentración en coliformes fecales, y que tanto para unos como para otros ha tenido lugar una reducción entre 3 y 4 unidades logarítmicas aproximadamente.

Datos de funcionamiento

Carga hidráulica 0,400 m.día ⁻¹ en 2 aplicaciones diarias :	
•	carga hidráulica por aplicación 20.10 ⁻² m
•	periodo A: 4 abril-14 abril tiempo de riego 15 minutos
•	periodo B: 17 abril-5 mayo tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicos**Nitrógeno**Tabla 3.35. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 2 aplicaciones. C1

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N-NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	%nitrificación
12-abr	32,54	25,63	3,21	5,73	2,48	21,92	57,50
14-abr	32,62	27,35	3,45	4,30	2,56	21,45	55,18
19-abr	33,25	25,69	3,65	4,01	3,51	22,40	56,39
21-abr	34,12	29,32	4,02	3,72	2,95	23,75	57,83
26-abr	32,42	27,38	3,98	3,29	2,15	21,46	53,92
28-abr	35,26	27,38	3,78	3,27	2,68	19,80	45,43
3-may	37,24	30,23	3,78	3,25	2,91	23,66	53,38
5-may	35,42	31,27	3,65	3,01	2,50	21,84	51,36
media	34,11	28,03	3,69	3,82	2,72	22,04	53,87
σ	1,74	2,05	0,27	0,89	0,41	1,28	4,05

- Las entradas de N-NTK, N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ son prácticamente constantes, con desviación estándar de 1,74 ; 2,05 y 0,27 respectivamente, y hay una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 4,82 mgL⁻¹ para N-NTK ; 5,64 mgL⁻¹ para N-NH₄⁺ y 0,81 mgL⁻¹ para el N-NO₃⁻.
- En la entrada, en la especiación para el nitrógeno, el N-NH₄⁺ representa el 74% ; y el N-NO₃ el 10% ; siendo el N-orgánico del 16 %.
- Las salidas de N-NTK y N-NH₄⁺ se consideran constantes, con desviación estándar de 0,89 y 0,41 respectivamente, y hay una diferencia entre el máximo y el mínimo de 2,72 mgL⁻¹ para el N-NTK y de 1,36 mgL⁻¹ para el N-NH₄⁺.

- Las salidas de N-NO_3^- presentan una diferencia entre el máximo y el mínimo de $3,95 \text{ mgL}^{-1}$ con desviación estándar de $1,28$; por lo que podemos considerar las prácticamente constantes.
- En la salida el 10% del nitrógeno se encuentra en forma de N-NTK ; siendo de 85% el N-NO_3^- .

Con respecto a los cambios de tiempo en la aplicación del agua de 15 minutos (periodo A) o de 3 minutos (periodo B), podemos considerar que:

- en el periodo A se consigue una mayor homogeneidad de resultados
- en el periodo A la nitrificación es del 57% , mientras que para el B es del 51% .

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.36.: Resultados de DQO para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1

Día	E DQO (mgL^{-1})	S DQO (mgL^{-1})	%reducción	
12-abr	99,23	79,21	20,18	
14-abr	98,10	80,12	18,33	
19-abr	100,30	77,30	22,93	19,31
21-abr	101,13	85,13	15,82	
26-abr	105,12	79,23	24,63	
28-abr	102,12	86,23	15,56	
3-may	99,40	84,40	15,09	18,62
5-may	98,15	79,30	19,21	
media	100,44	81,37	18,97	
σ	2,34	3,35	3,51	

- Las entradas de DQO son prácticamente constantes, presentan una desviación estándar de $2,34$; y hay una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de $7,02 \text{ mgL}^{-1}$, para una media de $100,44 \text{ mgL}^{-1}$.
- Las salidas de DQO se pueden considerar prácticamente constantes, con desviación estándar de $3,35$ y una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de $8,93 \text{ mgL}^{-1}$.
- En cuanto a los dos periodos de funcionamiento, no se observan diferencias significativas ya que en el tanto por ciento de reducción a la salida sólo se diferencia en el 1% .

pH y conductividad

Tabla 3.37. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1

Día	E pH	S pH	E C.E. ($\mu\text{S/cm}$)	S C.E. ($\mu\text{S/cm}$)
12-abr	7,80	7,86	2750	2654
14-abr	7,75	7,59	2650	2436
19-abr	7,68	7,68	2753	2587
21-abr	7,78	7,59	2459	2354
26-abr	7,90	7,68	2560	2356
28-abr	7,58	7,56	2456	2156
3-may	7,59	7,89	2365	2453
5-may	7,68	7,65	2598	2560
media	7,72	7,69	2574	2445
σ	0,11	0,12	142	159

- No se observan diferencias significativas entre la entrada y la salida.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales**

Ver apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.38. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1. Periodo A (12/4/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,00	2,48	1,52
2		2,65	1,35
3		2,11	1,89
4		2,78	1,22
5		2,86	1,14
6		2,86	1,14
7		2,54	1,46
8		2,65	1,35
9		2,41	1,59
10		2,60	1,40
11		2,65	1,35
12		2,80	1,20
media		2,62	1,38
σ		0,21	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,21 para una media de 2,62.
- La media de 12 horas de muestreo presenta una disminución de 1,38 unidades logarítmicas.

Tabla 3.39. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1. Periodo B (28/4/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,85	2,65	1,20
2		2,54	1,31
3		2,38	1,47
4		2,78	1,07
5		2,54	1,31
6		2,62	1,23
7		2,05	1,80
8		2,42	1,43
9		2,07	1,78
10		2,08	1,77
11		2,11	1,74
12		2,17	1,68
media		2,37	1,48
σ		0,26	

- En este periodo B se consigue una reducción de 1,48 unidades logarítmicas.

Coliformes totales

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.40. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1. Periodo A (12/4/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	6,50	3,91	2,59
2		3,10	3,40
3		3,12	3,38
4		2,99	3,51
5		2,80	3,70
6		2,90	3,60
7		2,81	3,69
8		2,90	3,60
9		2,90	3,60
10		2,75	3,75
11		2,85	3,65
12		2,69	3,81
media		2,98	3,52
σ		0,32	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,32 para una media de 2,98 unidades.
- La media de 12 horas de muestreo presenta una disminución de 3,52 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento.

Tabla 3.41. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C1. Periodo B (28/4/95):

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,17	2,32	2,85
2		2,69	2,48
3		2,98	2,19
4		2,75	2,42
5		2,81	2,36
6		2,60	2,57
7		2,98	2,19
8		2,70	2,47
9		2,68	2,49
10		2,70	2,47
11		2,70	2,47
12		2,70	2,47
media		2,72	2,45
σ.		0,17	

- En este periodo B se consigue una reducción de 2,45 unidades logarítmicas. La reducción es prácticamente constante a lo largo del tiempo de muestreo.

Datos de funcionamiento

**Carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$ en
4 aplicaciones diarias :**

- carga hidráulica por aplicación $10 \cdot 10^{-2} \text{ m}$
- periodo A: 8 mayo-20 mayo
tiempo de riego 15 minutos
- periodo B: 22 mayo-3 junio
tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicos**Nitrógeno**Tabla 3.42. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 4 aplicaciones. C1

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N-NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	%nitrificación
10-may	35,64	30,22	3,02	2,80	2,20	27,03	67,37
12-may	35,23	30,15	3,24	2,60	2,01	25,10	62,05
17-may	34,29	33,21	3,33	2,50	2,12	24,15	60,72
19-may	37,00	31,05	3,29	2,60	2,12	22,77	52,65
24-may	35,28	33,25	4,01	3,80	2,15	20,47	46,66
26-may	37,29	34,12	3,87	4,20	2,69	22,77	50,68
31-may	37,24	34,58	3,77	3,20	2,65	23,24	52,28
1-jun	36,00	35,10	3,70	3,29	2,33	23,16	54,06
media	36,00	32,71	3,53	3,12	2,28	23,59	55,81
σ	1,09	1,97	0,35	0,62	0,25	1,92	6,89

- Las entradas de N-NTK, N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ son prácticamente constantes, con desviación estándar de 1,09 ; 1,97 y 0,35 respectivamente, y hay una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 3,00 mgL⁻¹ para N-NTK ; 4,95 mgL⁻¹ para N-NH₄⁺ y 0,99 mgL⁻¹ para el N-NO₃⁻
- En la entrada, el 83 % es N-NH₄⁺ ; el 8 % es N-NO₃⁻ y el 9% restante N-orgánico.
- Las salidas de N-NTK y N-NH₄⁺, tienen una desviación estándar de 0,62 y 0,25 respectivamente, y hay una diferencia entre el máximo y el mínimo de 1,70 mgL⁻¹ para el N-NTK y de 0,68 mgL⁻¹ para el N-NH₄⁺.
- Las salidas de N-NO₃ presentan una diferencia entre el máximo y el mínimo de 6,56 mgL⁻¹ con desviación estándar de 1,92.

Con respecto a los cambios de tiempo en la aplicación del agua ; de 15 minutos (periodo A) o de 3 minutos (periodo B), podemos considerar que:

- en el periodo B se consigue una mayor homogeneidad de resultados.
- en el periodo A la nitrificación es del 61 % mientras que para el B es del 51 %.

En la evaluación global de funcionamiento explicaremos con mayor profundidad estas diferencias.

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.43.: Resultados de DQO para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1

Día	E DQO (mgL^{-1})	S DQO (mgL^{-1})	%reducción	
10-may	109,00	76	30,28	
12-may	111,00	75	32,43	
17-may	110,52	78	29,42	31,90
19-may	110,00	71	35,45	
24-may	120,00	80	33,33	
26-may	123,00	85	30,89	
31-may	122,00	87	28,69	28,66
1-jun	115,00	90	21,74	
media	115,07	80,25	30,26	
σ	5,79	6,54	4,09	

- Las entradas de DQO son prácticamente constantes, presentan una desviación estándar de 5,79 ; y hay una diferencia entre el valor máximo y mínimo de 14 mgL^{-1} , para una media de $115,07 \text{ mgL}^{-1}$.
- Las salidas de DQO se pueden considerar prácticamente constantes, con desviación estándar de 6,54 y una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 19 mgL^{-1} .
- En cuanto a los dos periodos de funcionamiento, se observa una diferencia del 3 % en la reducción entre periodo A y B.

pH y conductividad

Tabla 3.44.: Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1

Día	E pH	S pH	E C.E. ($\mu\text{S/cm}$)	S C.E. ($\mu\text{S/cm}$)
10-may	7,65	7,56	2456	2654
12-may	7,56	7,49	2985	2435
17-may	7,59	7,98	2456	2837
19-may	7,98	7,53	2365	2635
24-may	7,56	7,45	2782	2438
26-may	7,85	7,26	2432	2963
31-may	7,69	7,00	2156	2156
1-jun	7,68	7,23	2368	2169
media	7,695	7,44	2500	2536
σ	0,15	0,29	261	292

- No se observan diferencias significativas entre la entrada y la salida.

Parámetros microbiológicos

Coliformes fecales

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.45. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1. Periodo A (18/5/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,29	1,77	2,52
2		1,83	2,46
3		1,81	2,48
4		1,82	2,47
5		1,78	2,51
6		1,84	2,45
media		1,81	2,48
σ		0,03	

- La media de 6 horas de muestreo indica una disminución de 2,48 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento ; la reducción que se mantiene de forma muy estable.

Tabla 3.46. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1. Periodo B (2/6/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,23	1,82	2,41
2		1,84	2,39
3		1,79	2,44
4		1,78	2,45
5		1,84	2,39
6		1,85	2,38
media		1,82	2,41
σ		0,03	

- Se consigue una disminución de 2,41 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada.

Coliformes totales

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.47. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1. Periodo A (18/5/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	6,44	2,40	4,04
2		2,47	3,97
3		2,49	3,95
4		2,48	3,96
5		2,40	4,04
6		2,29	4,15
media		2,42	4,02
σ		0,08	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,08 para una media de 2,42.
- La media de 6 horas de muestreo presenta una disminución de 4,02 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento ; disminución que se mantiene de forma muy estable.

Tabla 3.48. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1. Periodo B (2/6/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,28	2,40	2,88
2		2,29	2,99
3		2,53	2,75
4		2,58	2,70
5		2,29	2,99
6		2,32	2,96
media		2,40	2,88
σ		0,13	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 2,88 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada.

Datos de funcionamiento

Carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹ en 6 aplicaciones diarias : <ul style="list-style-type: none"> • carga hidráulica por aplicación 6,67 · 10⁻² m • periodo A: 5 junio-16 junio tiempo de riego 15 minutos • periodo B: 19 junio-30 junio tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicosNitrógenoTabla 3.49. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 6 aplicaciones. C1

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N-NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	%nitrificación
7-jun	35,23	30,22	3,12	1,80	1,20	29,85	75,87
9-jun	35,02	30,15	3,23	1,60	1,40	29,21	74,19
14-jun	34,00	33,21	3,34	1,95	1,65	28,58	74,24
16-jun	33,25	31,05	3,24	2,45	2,00	26,42	69,71
21-jun	35,00	33,25	3,76	2,80	2,16	25,15	61,11
23-jun	35,23	34,12	3,65	3,21	2,15	25,15	61,03
28-jun	36,00	34,58	3,58	2,98	2,10	25,68	61,39
30-jun	36,20	35,10	3,65	3,12	2,20	25,68	60,86
media	34,99	32,71	3,45	2,49	1,86	26,97	67,30
σ	0,97	1,97	0,24	0,63	0,39	1,93	6,85

- Las entradas de N-NTK, N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ son prácticamente constantes, con desviación estándar de 0,97 ; 1,97 y 0,24 respectivamente, y hay una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 2,95 mgL⁻¹ para N-NTK ; 4,95 mgL⁻¹ para N-NH₄⁺ y 0,64 mgL⁻¹ para el N-NO₃⁻.
- En la entrada, en la especiación del nitrógeno, el N-NH₄⁺ representa el 85 %; y el N-NO₃ el 9 % siendo el N-orgánico del 6 %.
- Las salidas de N-NTK y N-NH₄⁺ se consideran constantes, con desviación estándar de 0,63 y 0,39 respectivamente, y hay una diferencia entre el máximo y el mínimo de 1,61 mgL⁻¹ para el N-NTK y de 1,00 mgL⁻¹ para el N-NH₄⁺.

- Las salidas de N-NO_3^- presentan una diferencia entre el máximo y el mínimo de $4,70 \text{ mgL}^{-1}$ con desviación estándar de $1,93$; por lo que podemos considerarlas prácticamente constantes.

Con respecto a los cambios de tiempo en la aplicación de agua de 15 minutos (periodo A) o de 3 minutos (periodo B), podemos considerar que:

- en el periodo B se consigue una mayor homogeneidad de resultados.
- en el periodo A la nitrificación es del 73 % mientras que para el B es del 61 %.

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.50.: Resultados de DQO para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1

Día	E DQO (mgL^{-1})	S DQO (mgL^{-1})	% reducción	
7-jun	105,00	68	35,24	
9-jun	99,00	59	40,40	
14-jun	99,00	58	41,41	39,26
16-jun	100,00	60	40,00	
21-jun	110,00	68	38,18	
23-jun	111,00	77	30,63	
28-jun	120,00	79	34,17	31,59
30-jun	124,00	95	23,39	
media	108,50	70,50	35,43	
σ	9,61	12,68	6,08	

- Las entradas de DQO, presentan una desviación estándar de $9,61$; y hay una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 25 mgL^{-1} , para una media de 108 mgL^{-1} .
- Las salidas de DQO, presentan heterogeneidad, con desviación estándar de $12,68$ y una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 37 mgL^{-1} .
- En cuanto a los dos periodos de funcionamiento, no se observan diferencias significativas ya que en el tanto por ciento de reducción a la salida sólo se diferencian en el $0,3 \%$.

A la vista de los resultados obtenidos podemos concluir que la reducción de la DQO se consigue en un 35% con desviación estándar de un $6,08$.

pH y conductividad

Tabla 3.51. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 6 aplicaciones. C1

Dia	E pH	S pH	E C.E.(μS/cm)	S C.E.(μS/cm)
7-jun	7,26	7,32	2365	2365
9-jun	7,69	7,45	2548	2159
14-jun	7,56	7,12	2943	2456
16-jun	7,36	7,65	2686	2317
21-jun	7,65	7,36	2185	2196
23-jun	7,66	7,26	2963	2863
28-jun	7,63	7,26	2312	2315
30-jun	7,25	7,23	2557	2315
media	7,51	7,33	2566	2373
σ	0,19	0,16	286	218

- No se observan diferencias significativas entre la entrada y la salida.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales**

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.52. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 6 aplicaciones. C1. Periodo A (16/6/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,23	1,65	2,58
2		1,63	2,60
3		1,65	2,58
4		1,60	2,63
media		1,63	2,60
σ		0,02	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,02 para una media de 1,63.
- La media de 4 horas de muestreo indica una disminución de 2,60 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento.

Tabla 3.53. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1. Periodo B (30/6/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,36	1,90	2,46
2		1,89	2,47
3		1,90	2,46
4		1,60	2,76
media		1,82	2,54
σ		0,15	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 2,54 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada. Se observa un comportamiento homogéneo

Coliformes totales

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.54. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1. Periodo A (16/6/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,19	1,10	4,09
2		2,00	3,19
3		1,90	3,29
4		1,90	3,29
media		1,73	3,47
σ		0,36	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,36 para una media de 1,73.
- La media de 4 horas de muestreo indica una reducción de 3,47 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento.

Tabla 3.55. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C1. Periodo B (30/6/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	6,44	2,48	3,96
2		2,50	3,94
3		2,48	3,96
4		2,42	4,02
media		2,47	3,97
σ		0,03	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 3,97 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada. Se observa un comportamiento homogéneo.

INTERPRETACION DE LA CARGA HIDRAULICA 0,400 m.día⁻¹

Una vez analizados los resultados obtenidos en la columna C1 para cada uno de los fraccionamientos en que se dividió la carga hidráulica de 0,400 m.día⁻¹, se procede a una evaluación global.

Datos de funcionamiento

Carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹	
2, 4 y 6 aplicaciones diarias	
Altura de la columna 1 metro	
Tiempo de riego	15 minutos (A)
	3 minutos (B)
4 abril-30 junio 1995	

Parámetros fisico-químicos**Nitrógeno**

Tabla 3.56 : Nitrificación (%) para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹. C1

Nº aplicaciones	% Nitrificación (A)	% Nitrificación (B)
2	56,72	51,02
4	60,70	50,92
6	73,50	61,10

Los resultados obtenidos en este periodo de funcionamiento, para el cual aplicamos una carga hidráulica de 0,400 m.día⁻¹, muestran una clara oxidación por vía biológica del N-NTK a N-NO₃⁻. El porcentaje de oxidación varía entre el 51 % y el 73 % aproximadamente.

Los mayores porcentajes de nitrificación tienen lugar a medida que fraccionamos la carga hidráulica diaria, coincidiendo con los resultados obtenidos para la carga hidráulica de 0,250 m.día⁻¹.

En cuanto a los tiempos de aplicación del agua (15 minutos ó 3 minutos) se observa una diferencia entre el 10 % y 20 % en la nitrificación, encontrándose los mejores resultados cuando la aplicación de agua se llevaba a cabo en 15 minutos para cualquiera de los fraccionamientos realizados.

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.57 : Reducción (%) de DQO para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Nº aplicaciones	% reducción (A)	% reducción (B)
2	19,31	18,62
4	31,90	28,66
6	39,26	31,59

Se consiguen reducciones de DQO entre un 19 % y un 39 % aproximadamente. Con el fraccionamiento máximo y el tiempo de aplicación más largo (6 fracciones y 15 minutos de tiempo de aplicación) se consigue la mayor reducción de materia orgánica.

pH y conductividad

Tabla 3.58 : Valores promedio de pH para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Tabla 3.59 : Valores promedio de conductividad para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Nº aplicaciones	Entrada pH	Salida pH
2	7,72	7,69
4	7,70	7,44
6	7,51	7,33

Nº aplicaciones	Entrada Conductividad ($\mu\text{S.cm}^{-1}$)	Salida Conductividad ($\mu\text{S.cm}^{-1}$)
2	2574	2445
4	2500	2536
6	2566	2373

Se constata una ligera reducción del pH en todos los casos, posiblemente atribuible al metabolismo bacteriano.

En cuanto a la conductividad, no se puede definir una tendencia clara, ya que se debería contar con mayor número de datos y series más largas. Podría apuntarse, con los datos existentes, que hay una acumulación de sales en las columnas, lo que no parece lógico dado el lavado a que están sometidas. Es posible que deba modificarse el protocolo de muestreo si se desea interpretar la variación de salinidad.

Parámetros microbiológicos

Coliformes fecales.

Tabla 3.60 : Reducción de coliformes fecales en unidades logarítmicas para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Nº aplicaciones	reducción (A)	reducción (B)
2	1,38	1,48
4	2,48	2,41
6	2,60	2,54

En cuanto a la depuración microbiológica hay una disminución en el número de coliformes fecales, que podemos considerar mediocre. Para un fraccionamiento de $f = 2$, tan sólo se consigue una disminución de 1,38 unidades logarítmicas. Este resultado puede atribuirse a la circulación rápida del agua en el interior del macizo filtrante, observándose un ligero incremento en el número de coliformes fecales para el filtrado recuperado después de la tercera hora de alimentación de la columna.

Para un fraccionamiento de $f = 4$ se observa una ligera mejoría en cuanto a la depuración bacteriana, ya que se logra disminuir 2,48 unidades logarítmicas respecto al agua de entrada.

Los mejores rendimientos se obtuvieron cuando el fraccionamiento fue $f = 6$; y para un tiempo de aplicación de 15 minutos la reducción fue de 2,60 unidades logarítmicas.

Coliformes totales.

Tabla 3.61 : Reducción de coliformes totales en unidades logarítmicas para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$. C1

Nº aplicaciones	reducción (A)	reducción (B)
2	3,52	2,45
4	4,02	2,88
6	3,47	3,97

Se observa un comportamiento idéntico que para los coliformes fecales; el fraccionamiento de la carga hidráulica diaria favorece la eliminación de coliformes totales. En nuestro estudio el máximo de reducción se alcanzó para un fraccionamiento $f = 6$ con un tiempo de aplicación de 3 minutos.

INTERPRETACION DE LAS CARGA HIDRAULICA $0,250 \text{ m.día}^{-1}$ y $0,400 \text{ m.día}^{-1}$

En general y una vez analizados los datos obtenidos en la columna C1 de 1m de altura , a la cual sometimos a dos cargas hidráulicas distintas, $0,250 \text{ m.día}^{-1}$ y $0,400 \text{ m.día}^{-1}$; fraccionadas 2, 4 y 6 veces y cuya ficha técnica especificamos

**Carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$
 $0,400 \text{ m.día}^{-1}$ en
 2, 4, y 6 aplicaciones diarias
 Altura de la columna 1 metro
 Tiempo de riego - 15 minutos (A)
 - 3 minutos (B)
 8 junio de 1994-30 junio de 1995**

podemos indicar que se observan mejores rendimientos de depuración, tanto para los parámetros físico-químicos como microbiológicos analizados, para la carga hidráulica de $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. Esto parece lógico, ya que a menor carga hidráulica diaria aplicada y cuanto mayor sea el fraccionamiento de ésta, más podemos asegurar los dos mecanismos que contribuyen al aprovisionamiento de oxígeno (la convección y la difusión molecular),

para que tenga lugar la oxidación de la materia orgánica, y la oxidación del nitrógeno orgánico.

En cuanto a la eliminación de microorganismos se observa una relación directa entre la carga hidráulica aplicada y el fraccionamiento. Bancole, (1995) ha demostrado una correlación entre la carga hidráulica aplicada para una misma calidad de agua de entrada y la eliminación de coliformes fecales con los tiempos de retención del agua en el macizo filtrante, ya que a mayor carga hidráulica diaria aplicada menores son los tiempos de retención y peor es la calidad bacteriológica del filtrado. Nuestros resultados se ajustan en gran medida a los obtenidos en otras experiencias de la bibliografía consultada.

3.2.1.2. Columna C2

Agua procedente de la depuradora de Gavà-Viladecans.

Datos de funcionamiento

Carga hidráulica 0,250 m.día ⁻¹ en 2 aplicaciones diarias :	
•	carga hidráulica por aplicación 12,5.10 ⁻² m
•	periodo A: 8 junio-23 junio 1994 tiempo de riego 15 minutos
•	periodo B: 24 junio-7 julio 1994 tiempo de riego 3 minutos

Parámetros fisico-químicos**Nitrógeno**

Tabla 3.62. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹, en 2 aplicaciones. C2

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N-NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	%nitrificación
14-jun	42,30	27,28	4,12	2,83	1,21	31,05	63,66
16-jun	41,00	26,00	4,02	2,54	1,45	27,29	56,76
21-jun	40,50	25,29	3,87	3,64	2,42	36,21	79,85
23-jun	40,50	25,10	3,75	4,95	2,83	33,36	73,11
28-jun	41,20	23,20	4,01	2,82	2,45	30,25	63,69
30-jun	40,25	22,26	3,56	2,93	2,61	29,50	64,45
4-jul	39,80	20,26	3,90	2,31	2,25	30,00	65,58
7-jul	36,23	19,80	3,45	3,17	2,25	28,00	67,76
media	40,22	23,65	3,84	3,15	2,18	30,71	66,86
σ.	1,78	2,72	0,23	0,83	0,56	2,89	6,95

- Las entradas de N-NTK, N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ son prácticamente constantes, presentando desviaciones estándar de 1,78 ; 2,72 y 0,23 respectivamente. Se observa una entrada media en nitrógeno de 44,06 mgL⁻¹ N (N-NTK+N-NO₃⁻), habiendo una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 6,74 mgL⁻¹.

- A la vista de estos resultados podemos considerar homogénea el agua de entrada a la columna en este periodo de funcionamiento.
- En la entrada, más del 50 % del nitrógeno es N-NH_4^+ , y aproximadamente el 10 % es N-NO_3^- , siendo el N-orgánico aproximadamente un 40 %.
- Las salidas de N-NTK y N-NH_4^+ presentan una desviación estándar de 0,83 y 0,56 respectivamente. Para el N-NTK hay una diferencia entre el valor máximo y mínimo de $2,64 \text{ mgL}^{-1}$, siendo la media de 3,15. Para el N-NH_4^+ la diferencia entre el máximo y el mínimo es de $1,62 \text{ mgL}^{-1}$, para una media de 2,18.
- Las salidas de N-NO_3^- presentan una variación ligeramente superior, ya que la diferencia entre el valor máximo y el mínimo es de $8,92 \text{ mgL}^{-1}$; para una media de $30,71 \text{ mgL}^{-1}$. La desviación estándar es de 2,89
- Con respecto a los cambios de tiempo de aplicación (periodo A y periodo B) podemos indicar :
 - un comportamiento homogéneo para los dos periodos, siempre que no tengamos en cuenta el día 16 de enero, para el cual el % de nitrificación disminuye hasta el 57%.

Demanda química de oxígeno.

Tabla 3.63. : Resultados de DQO para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C2

Día	E DQO (mgL^{-1})	S DQO (mgL^{-1})	%reducción	
14-jun	139,30	65,78	52,78	
16-jun	180,25	93,82	47,95	
21-jun	183,08	143,28	21,74	44,75
23-jun	183,08	79,60	56,52	
28-jun	91,54	71,64	21,74	
30-jun	91,54	31,84	65,22	
4-jul	91,54	71,64	21,74	34,91
7-jul	91,54	63,20	30,96	
media	131,48	77,60	40,98	
σ	44,95	31,83	17,80	

- La entrada de DQO durante este ciclo de funcionamiento presenta una desviación estándar de 44,95, y hay una diferencia entre el mínimo y el máximo de $91,54 \text{ mgL}^{-1}$,

para una media de 131,48 mgL⁻¹. El agua de entrada presenta una gran heterogeneidad respecto a la DQO.

- En cuanto al agua de salida de la columna, se observa una desviación estándar de 31,83 y hay una diferencia entre el valor mínimo y máximo de 111,44 mgL⁻¹.
- Se observa una media de reducción de DQO del 41 % a lo largo de este ciclo de funcionamiento, pero es importante diferenciar entre el periodo A y periodo B, ya que el tanto por ciento de reducción para el periodo A fue del 45 siendo del 35 % en el periodo B.

pH y conductividad

Tabla 3.64. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹, en 2 aplicaciones. C2

Día	E pH	S pH	E C.E. (μS/cm)	S C.E. (μS/cm)
14-jun	7,69	7,09	2900	2390
16-jun	7,86	7,15	3000	2530
21-jun	7,65	7,25	2850	2458
23-jun	7,86	7,85	2750	2755
28-jun	7,75	7,25	2803	2780
30-jun	7,76	7,16	3200	3125
4-jul	8,09	7,23	3000	2956
7-jul	8,03	7,19	2950	2850
media	7,84	7,27	2932	2731
σ	0,16	0,24	141	255

- Presentan mínimas variaciones a lo largo de este ciclo de funcionamiento tanto en entradas como en salidas.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales**

Ver apartado "muestreo" en material y métodos.

Tabla 3.65. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C2. Periodo A (16/6/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,50	1,38	3,12
2		1,39	3,11
3		1,38	3,12
4		1,34	3,16
5		1,30	3,20
6		0,00	4,50
7		1,39	3,11
8		1,38	3,12
9		1,34	3,16
10		0,00	4,50
11		1,43	3,07
12		0,00	4,50
media		1,03	3,47
σ		0,62	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,62 para una media de 1,03.
- La media de 12 horas de muestreo es de 3,47 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento, la mayor reducción se consigue en el muestreo realizado en la sexta y décima hora, manteniéndose más o menos constante en los demás muestreos.

Tabla 3.66. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C2. Periodo B (5/7/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,04	1,17	3,87
2		1,23	3,81
3		1,43	3,61
4		1,44	3,60
5		1,43	3,61
6		1,23	3,81
7		0,00	5,04
8		1,27	3,77
9		1,25	3,79
10		0,00	5,04
11		1,25	3,79
12		0,00	5,04
media		0,98	4,07
σ		0,59	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 4,07 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada. La mayor reducción se consigue a la sexta y décima hora

Coliformes totales

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.67. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C2 Periodo A (16/6/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,74	1,70	4,04
2		2,28	3,46
3		2,70	3,04
4		2,60	3,14
5		2,10	3,64
6		2,60	3,14
7		2,70	3,04
8		2,60	3,14
9		2,50	3,24
10		2,50	3,24
11		1,90	3,84
12		1,60	4,14
media		2,32	3,43
σ		0,40	

- La media de 12 horas de muestreo presenta reducción de 3,43 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento

Tabla 3.68. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C2 periodo B (5/7/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	6,07	2,82	3,25
2		2,71	3,36
3		1,85	4,22
4		1,85	4,22
5		2,26	3,81
6		2,90	3,17
7		2,90	3,17
8		2,78	3,29
9		2,70	3,37
10		2,71	3,36
11		1,82	4,25
12		1,90	4,17
media		2,43	3,64
σ		0,46	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 3,64 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada.

Datos de funcionamiento**Carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹ en
4 aplicaciones diarias :**

- carga hidráulica por aplicación $6,25 \cdot 10^{-2}$ m
- periodo A: 11 julio-27 julio 1994
tiempo de riego 15 minutos
- periodo B: 12 septiembre -29 septiembre 1994
tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicos**Nitrógeno**Tabla 3.69. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹, en 4 aplicaciones. C2

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N-NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	%nitrificación
19-jul	41,50	22,80	3,05	3,45	2,53	35,35	77,83
21-jul	39,75	19,95	3,01	3,50	2,93	34,00	77,96
26-jul	36,80	22,65	3,52	5,65	3,64	29,12	69,57
27-jul	39,40	21,69	3,28	5,33	3,91	38,43	89,21
20-sep	31,67	19,62	2,55	2,94	2,48	19,50	53,52
22-sep	30,69	18,26	2,83	3,40	3,30	21,62	61,23
27-sep	33,91	20,46	2,97	3,35	2,25	26,78	70,22
29-sep	36,27	20,10	3,00	2,71	1,79	29,40	72,79
media	36,25	20,69	3,03	3,79	2,85	29,28	71,54
σ.	3,92	1,57	0,29	1,09	0,73	6,58	10,90

- Las entradas de N-NTK, N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ presentan desviaciones estándar de 3,92 ; 1,57 y 0,29 respectivamente. La diferencia entre el valor máximo y el mínimo de N-NTK es de 10,81 mgL⁻¹, mientras que para el N-NH₄⁺ es de 4,54 mgL⁻¹, siendo tan sólo de 0,97 mgL⁻¹ para el N-NO₃⁻.
- En la entrada el 53% del nitrógeno está en forma de N-NH₄⁺, el 39% en forma de N-orgánico y el 8% restante en forma de N-NO₃⁻.
- Las salidas de N-NTK, y N-NH₄⁺ presentan una desviación estándar de 1,09 y 0,73 respectivamente, y hay una diferencia entre el máximo y el mínimo de 2,94 mgL⁻¹ para el N-NTK y de 2,12 mgL⁻¹ para N-NH₄⁺. El día 20 de septiembre tiene lugar el % de

nitrificación más bajo, del 54%, atribuible a que la columna ha estado en reposo (no ha recibido riego) durante un mes por lo que hay un periodo de adaptación para que tenga lugar el proceso de nitrificación.

- Las salidas de N-NO_3^- presentan una variación mayor ya que la diferencia entre el valor máximo y el mínimo es de $18,93 \text{ mgL}^{-1}$, la desviación estándar es de 6,58
- El N-NTK representa el 11% del nitrógeno total a la salida, siendo de 89 % el nitrógeno en forma de N-NO_3^- .
- Con respecto a los cambios de tiempo de aplicación -periodo A y periodo B-, el tanto por ciento de nitrificación fue mayor en el periodo A (79 %), siendo en el periodo B (69 %).

Demanda química de oxígeno.

Tabla 3.70.: Resultados de DQO para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C2

Día	E DQO (mgL^{-1})	S DQO (mgL^{-1})	%reducción	
19-jul	254	150	40,94	
21-jul	232	110	52,59	
26-jul	256	120	53,13	47,36
27-jul	250	143	42,80	
20-sep	338	200	40,83	
22-sep	334	190	43,11	
27-sep	330	170	48,48	43,67
29-sep	348	201	42,24	
media	292,75	160,50	45,18	
σ	48,64	35,39	5,12	

- La entrada de DQO durante este ciclo de funcionamiento presenta una desviación estándar de 48,64, y hay una diferencia entre el mínimo y el máximo de 116 mgL^{-1} , para una media de $292,8 \text{ mgL}^{-1}$. El agua de entrada presenta una gran heterogeneidad respecto a la DQO.
- En cuanto al agua de salida de la columna, se observa una desviación estándar de 35,39 y hay una diferencia entre el valor mínimo y el máximo de 91 mgL^{-1} .

- Se observa una media de reducción de DQO del 45% a lo largo de este ciclo de funcionamiento; entre el periodo A y B sólo hay una diferencia de un 4%
- Durante este ciclo de funcionamiento el tanto por ciento de reducción fue mayor en el periodo A.

pH y conductividad

Tabla 3.71. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹, en 4 aplicaciones. C2

Día	E pH	S pH	E C.E. (µS/cm)	S C.E. (µS/cm)
19-jul	7,96	7,65	3500	3521
21-jul	7,98	7,52	4000	3412
26-jul	8,00	7,56	3500	3251
27-jul	8,14	7,00	3400	3251
20-sep	8,10	8,12	2300	2610
22-sep	8,12	8,00	2400	2220
27-sep	7,91	7,95	2500	2560
29-sep	7,90	7,32	2400	2350
media	8,01	7,64	3000	2897
σ	0,09	0,38	668	515

- Presentan variaciones mínimas a lo largo de este ciclo de funcionamiento tanto en entradas como en salidas.

Parámetros microbiológicos

Coliformes fecales

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.72. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹, en 4 aplicaciones. C2. Periodo A (25/7/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,38	0,00	3,38
2		0,00	3,38
3		0,00	3,38
4		0,00	3,38
5		0,00	3,38
6		0,00	3,38
media		0,00	3,38
σ.		0,00	

- Se observa una reducción total de coliformes fecales respecto a la concentración del agua de entrada.

•
 Tabla 3.73. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C2. Periodo B (21/9/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,34	0,30	3,34
2		0,00	3,34
3		0,30	3,34
4		0,00	3,34
5		0,00	3,34
6		0,00	3,34
media		0,10	3,34
σ		0,15	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 3,34 unidades logarítmicas prácticamente total respecto a la concentración del agua de entrada.

Coliformes totales

Ver el apartado "muestreo" en material y métodos.

Tabla 3.74. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C2. Periodo A (25/7/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,20	1,90	3,30
2		2,32	2,88
3		1,90	3,30
4		1,08	4,12
5		1,10	4,10
6		1,20	4,00
media		1,58	3,62
σ		0,52	

- Se sigue encontrando una disminución de 3,62 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada.

Tabla 3.75. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C2. Periodo B (21/9/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,80	1,85	3,95
2		1,91	3,89
3		2,49	3,31
4		2,61	3,19
5		2,00	3,80
6		2,49	3,31
media		2,23	3,58
σ		0,34	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 3,58 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada.

Datos de funcionamiento

Carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$ en 6 aplicaciones diarias :	
•	carga hidráulica por aplicación $4,16 \cdot 10^{-2} \text{ m}$
•	periodo A: 10 octubre-28 octubre 1994 tiempo de riego 15 minutos
•	periodo B: 2 noviembre-11 noviembre 1994 tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicosNitrógeno

Tabla 3.76. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C2

Día	E N-NTK (mgL^{-1})	E N-NH ₄ ⁺ (mgL^{-1})	E N-NO ₃ ⁻ (mgL^{-1})	S N-NTK (mgL^{-1})	S N-NH ₄ ⁺ (mgL^{-1})	S N-NO ₃ ⁻ (mgL^{-1})	%nitrificación
18-oct	21,97	17,62	2,90	3,06	2,77	21,67	85,43
20-oct	20,99	17,83	3,02	3,64	2,48	20,60	83,75
25-oct	21,80	18,23	3,03	4,27	2,68	22,09	87,43
27-oct	20,95	19,01	2,96	2,83	1,45	19,08	76,95
3-nov	23,92	21,70	3,56	4,56	2,48	23,23	82,23
5-nov	22,90	20,54	3,57	4,91	2,43	22,00	80,48
8-nov	23,75	20,76	3,40	5,78	2,13	20,02	69,98
10-nov	23,73	21,90	3,30	4,56	3,47	21,23	75,56
media	22,50	19,70	3,22	4,20	2,49	21,24	80,23
σ	1,24	1,74	0,27	0,98	0,57	1,31	5,77

- Las entradas de N-NTK ; N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ son prácticamente constantes, la desviación estándar es de 1,24 ; 1,74 y 0,27 respectivamente. La diferencia entre el valor máximo y el mínimo es de $2,97 \text{ mgL}^{-1}$ para el N-NTK, de $4,28 \text{ mgL}^{-1}$ para el N-NH₄⁺ y de $0,67 \text{ mgL}^{-1}$ para el N-NO₃⁻. El agua de entrada a la columna se considera homogénea en este periodo de funcionamiento.
- En la entrada el 77% de nitrógeno se encuentra en forma de N-NH₄⁺, el 12% en forma de N-NO₃⁻ y el 11% restante en forma de N-orgánico.

- Las salidas de N-NTK y N-NH₄⁺ tienen como desviación estándar 0,98 y 0,57 respectivamente. La diferencia entre el valor máximo y el mínimo es de 2,95 mgL⁻¹ para el N-NTK, y de 2,02 mgL⁻¹ para el N-NH₄⁺.
- Las salidas de N-NO₃⁻ presentan una desviación estándar de 1,31 a lo largo de este periodo, la diferencia entre el valor máximo y mínimo es de 4,15 mgL⁻¹ para una media de 21,24 mgL⁻¹.
- Los procesos de nitrificación sufren poca variación; para una media de 80 % hay una desviación de 5,77 ; con un valor mínimo de 70 % y uno máximo de 87 %.
- Con respecto a los cambios de tiempo de aplicación (15 a 3 minutos) podemos indicar que:
 - en el periodo A se observa más constancia de funcionamiento.
 - se observa una nitrificación 83 % en el periodo A, respecto al 77 % del periodo

B.

Demanda química de oxígeno.

Tabla 3.77. : Resultados de DQO para la carga hidráulica 0,250 m.día⁻¹, en 6 aplicaciones. C2

Día	E DQO (mgL ⁻¹)	S DQO (mgL ⁻¹)	%reducción	
18-oct	235	105	55,32	
20-oct	218	100	54,13	
25-oct	235	95	59,57	57,91
27-oct	254	95	62,60	
3-nov	330	123	62,73	
5-nov	312	123	60,58	
8-nov	299	99	66,89	61,91
10-nov	289	123	57,44	
media	271,50	107,88	60,27	
σ	41,33	12,91	4,23	

- La entrada de DQO durante este ciclo de funcionamiento presenta una desviación estándar de 41,33 y hay una diferencia entre el mínimo y el máximo de 112 mgL⁻¹,

para una media de $271,5 \text{ mgL}^{-1}$. El agua de entrada presenta una gran heterogeneidad respecto a la DQO.

- En cuanto al agua de salida de la columna, se observa una desviación estándar de 12,91 y hay una diferencia entre el valor mínimo y el máximo de 28 mgL^{-1} .
- Se observa una media de reducción de DQO del 60 %, a lo largo de este ciclo de funcionamiento, pero es importante diferenciar entre el periodo A y periodo B, ya que el tanto por ciento de reducción para el periodo A fue del 58 % siendo del 62 % en el periodo B.
- Durante este ciclo de funcionamiento el tanto por ciento de reducción fue mayor en el periodo B.

pH y conductividad

Tabla 3.78. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C2

Día	E pH	S pH	E C.E. ($\mu\text{S/cm}$)	S C.E. ($\mu\text{S/cm}$)
18-oct	7,85	7,53	2100	2350
20-oct	7,89	7,25	2300	2156
25-oct	7,79	7,76	2352	2452
27-oct	7,86	7,58	2400	1980
3-nov	7,85	7,29	2600	2452
5-nov	7,96	7,64	2530	2560
8-nov	7,85	7,79	2500	2500
10-nov	7,85	7,26	2400	2600
media	7,86	7,51	2398	2381
σ	0,05	0,22	155	213

- Presentan mínimas variaciones a lo largo de este ciclo de funcionamiento tanto en entradas como en salidas.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales**

Ver el apartado "muestreo" en material y métodos.

Tabla 3.79. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C2 Periodo A (26/10/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,38	0,00	3,38
2		0,00	3,38
3		0,00	3,38
4		0,00	3,38
media		0,00	3,38
σ		0,00	

- Hay una eliminación total en este periodo de funcionamiento.

Tabla 3.80. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C2 Periodo B (11/11/94) :

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,53	0,30	3,23
2		0,60	2,93
3		0,00	3,53
4		0,00	3,53
media		0,23	3,31
σ		0,29	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 3,31 unidades logarítmicas, prácticamente total respecto a la concentración del agua de entrada.

Coliformes totales

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.81. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C2. Periodo A (26/10/94)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,38	1,86	3,52
2		1,58	3,80
3		0,30	5,08
4		1,69	3,69
media		0,91	4,47
σ		0,71	

- El agua de salida presenta una reducción de 4,47 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento.

Tabla 3.82. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, en 6 aplicaciones. C2. Periodo B (11/11/94) :

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,32	1,30	4,02
2		1,85	3,47
3		1,10	4,22
4		1,10	4,22
media		1,34	3,98
σ		0,35	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 3,98 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada..

En cuanto a los dos tiempos de aplicación considerados, 15 y 3 minutos, se observa que al aumentar el tiempo de aplicación el porcentaje de nitrificación mejora sensiblemente.

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.84 : Reducción (%) de DQO para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C2

Nº aplicaciones	% Oxidación (A)	% Oxidación (B)
2	44,75	34,91
4	47,36	43,67
6	57,91	61,91

La DQO después de la percolación a través de 1,5 m de arena presenta un porcentaje de reducción que varía entre el 44 % y el 62 % aproximadamente. En general se observa una gran heterogeneidad en cuanto al contenido de materia orgánica del agua aplicada a la columna -las entradas de DQO varían entre 91 mg.l^{-1} y 348 mg.l^{-1} - y de ahí la gran variabilidad de resultados en el filtrado.

El porcentaje de oxidación más alto tiene lugar para un fraccionamiento de $f = 6$, obteniéndose una reducción de aproximadamente el 62 % de la DQO de entrada.

pH y conductividad

Tabla 3.85 : Valores promedio de pH para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C2

Tabla 3.86 : Valores promedio de conductividad para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C2

Nº aplicaciones	Entrada pH	Salida pH
2	7,72	7,64
4	7,70	7,55
6	7,86	7,51

Nº aplicaciones	Entrada conductividad ($\mu\text{S.cm}^{-1}$)	Salida conductividad ($\mu\text{S.cm}^{-1}$)
2	2574	2445
4	2500	2166
6	2398	2381

El pH del agua de entrada presenta una variación de 0,14 unidades de pH entre el valor mínimo y el máximo, por lo que podemos considerar un valor de pH homogéneo a lo largo de este experimento. A la salida se observa una cierta tendencia a disminuir el pH en todos los casos.

Los valores de conductividad tanto en el agua de entrada a la columna como en la de salida no presentan variaciones significativas.

Parámetros microbiológicos

Coliformes fecales.

Tabla 3.87 : Reducción de coliformes fecales en unidades logarítmicas para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C2

Nº aplicaciones	reducción (A)	reducción (B)
2	3,47	4,07
4	3,38	3,24
6	3,53	3,16

En cuanto a la depuración bacteriológica se obtiene una reducción total para un fraccionamiento de $f = 4$ y también para $f = 6$, si comparamos con el contenido en coliformes fecales del agua de entrada.

Con respecto a los tiempos de aplicación de 15 minutos y 3 minutos no se observan diferencias significativas; en ambos experimentos la reducción en el contenido de coliformes fecales es excelente.

Coliformes totales

Tabla 3.88 : Reducción de coliformes totales en unidades logarítmicas para la carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$. C2

Nº aplicaciones	reducción (A)	reducción (B)
2	3,43	3,64
4	3,62	3,58
6	4,47	2,98

Se observa un comportamiento similar en cuanto a la reducción en coliformes totales y en coliformes fecales, encontrándose el máximo de reducción para un fraccionamiento $f = 6$ y un tiempo de aplicación de 15 minutos.

En general, en cuanto a la reducción de microorganismos que tiene lugar en la columna C2 para la carga hidráulica de $0,250 \text{ m.día}^{-1}$, se observa una mejor reducción al ir aumentando el fraccionamiento ; ahora bien, hay que considerar que el contenido en microorganismos del agua de entrada ha sido variable a lo largo de este experimento.

Datos de funcionamiento

Carga hidráulica 0,400 m.día ⁻¹ en 2 aplicaciones diarias :	
•	carga hidráulica por aplicación 20.10 ⁻² m
•	periodo A: 4 abril-14 abril 1995 tiempo de riego 15 minutos
•	periodo B: 17 abril-28 abril 1995 tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicosNitrógenoTabla 3.89. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 2 aplicaciones. C2.

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N- NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	%nitrificación
12-abr	32,54	25,63	3,21	4,70	2,30	23,80	63,28
14-abr	32,62	27,35	3,45	3,75	2,32	25,10	66,37
19-abr	33,25	25,69	3,65	3,54	3,51	21,10	52,48
21-abr	34,12	29,32	4,02	3,72	2,95	23,75	57,83
26-abr	32,42	27,38	3,98	5,10	4,15	17,22	40,84
28-abr	35,26	27,38	3,78	5,40	3,68	19,70	45,15
3-may	37,24	30,23	3,78	5,15	4,22	19,70	42,75
5-may	35,42	31,27	3,65	5,68	5,01	18,30	41,36
media	34,11	28,03	3,69	4,63	3,52	21,08	51,26
σ	1,74	2,05	0,27	0,84	0,96	2,86	10,24

- Las entradas de N-NTK, N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ son prácticamente constantes, con desviaciones estándar de 1,74; 2,05 y 0,27 respectivamente, y hay una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 4,82 mgL⁻¹ para N-NTK ; 5,64 mgL⁻¹ para N-NH₄⁺ y 0,81 mgL⁻¹ para el N-NO₃⁻.
- En la entrada, en la especiación para el nitrógeno, el N-NH₄⁺ representa el 74 % ; y el N-NO₃ el 10 % siendo el N-orgánico del 16 %.
- Las salidas de N-NTK y N-NH₄⁺ se consideran constantes, con desviación estándar de 0,84 y 0,96 respectivamente, y hay una diferencia entre el máximo y el mínimo de 2,74 mgL⁻¹ para el N-NTK y de 2,71 mgL⁻¹ para el N-NH₄⁺.

- Las salidas de $N-NO_3^-$ presentan una diferencia entre el máximo y el mínimo de $7,88 \text{ mgL}^{-1}$ con desviación estándar de $2,86$, se observa una disminución en el contenido de nitratos a medida que avanza esta experiencia.
- Con respecto a los cambios de tiempo en la aplicación del agua de 15 minutos (periodo A) o de 3 minutos (periodo B), podemos considerar que :
 - en el periodo A la nitrificación es del 60% , mientras que para el B es tan sólo del 42% .

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.90. : Resultados de DQO para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C2

Día	E DQO (mgL^{-1})	S DQO (mgL^{-1})	%reducción	
12-abr	99,23	79,21	20,18	
14-abr	98,10	68,59	30,08	
19-abr	100,30	76,15	24,08	22,02
21-abr	101,13	87,24	13,73	
26-abr	105,12	79,01	24,84	
28-abr	102,12	96,34	5,66	
3-may	99,40	84,56	14,93	14,96
5-may	96,15	84,00	14,42	
media	100,44	81,89	18,49	
σ	2,34	8,23	7,79	

- Las entradas de DQO son prácticamente constantes, presentan una desviación estándar de $2,34$; y hay una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de $7,02 \text{ mgL}^{-1}$, para una media de $100,44 \text{ mgL}^{-1}$.
- Las salidas de DQO presentan una cierta variabilidad, con un porcentaje de oxidación que varía entre el 6% y el 30%
- En cuanto a los dos periodos de funcionamiento, se observan diferencias significativas ya que el tanto por ciento de reducción fue mayor en el periodo A que en el B.

pH y conductividad

Tabla 3.91. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 2 aplicaciones. C2

Dia	E pH	S pH	E C.E. (μS/cm)	S C.E.(μS/cm)
12-abr	7,80	7,62	2750	2654
14-abr	7,75	7,69	2650	2436
19-abr	7,68	7,40	2753	2587
21-abr	7,78	7,68	2459	2354
26-abr	7,90	7,62	2560	2356
28-abr	7,58	7,56	2456	2156
3-may	7,59	7,89	2365	2453
5-may	7,68	7,65	2598	2560
media	7,72	7,64	2574	2445
σ	0,11	0,14	142	159

- No se observan diferencias significativas entre la entrada y la salida.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales**

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.92. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 2 aplicaciones. C2. Periodo A (12/4/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,00	1,49	2,51
2		1,44	2,56
3		1,49	2,51
4		1,39	2,61
5		1,41	2,59
6		1,36	2,64
7		1,34	2,66
8		1,36	2,64
9		1,32	2,68
10		1,27	2,73
11		1,20	2,80
12		1,20	2,80
media		1,36	2,64
σ.		0,10	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,10 para una media de 1,36.
- La media de 12 horas de muestreo presenta una disminución de 2,64 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento, con valores constantes durante este periodo.

Tabla 3.93. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 2 aplicaciones. C2. Periodo B (28/4/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	3,85	1,54	2,31
2	3,85	1,65	2,20
3	3,85	1,62	2,23
4	3,85	1,10	2,75
5	3,85	1,00	2,85
6	3,85	1,00	2,85
7	3,85	0,00	3,85
8	3,85	0,00	3,85
9	3,85	0,00	3,85
10	3,85	0,00	3,85
11	3,85	0,00	3,85
12	3,85	0,00	3,85
media		0,66	3,19
σ		0,72	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 3,19 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada. La mayor reducción se consigue a partir de la séptima hora de muestreo teniendo lugar una reducción total del contenido en coliformes fecales.

Coliformes totales

Ver el apartado "muestreo" en material y métodos.

Tabla 3.94. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 2 aplicaciones. C2. Periodo A (12/4/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	6,50	2,90	3,60
2		2,00	4,50
3		2,00	4,50
4		1,50	5,00
5		1,60	4,90
6		1,20	5,30
7		1,80	4,70
8		1,00	5,50
9		1,00	5,50
10		0,00	6,50
11		0,00	6,50
12		0,00	6,50
media		1,25	5,25
σ.		0,91	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,91 para una media de 1,25.
- La media de 12 horas de muestreo presenta una disminución de 5,25 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento. En las dos últimas horas de muestreo se consigue una reducción total.

Tabla 3.95. : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 2 aplicaciones. C2. Periodo B (28/4/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,17	2,30	2,87
2		2,10	3,07
3		2,70	2,47
4		2,50	2,67
5		2,10	3,07
6		1,60	3,57
7		1,10	4,07
8		1,10	4,07
9		0,90	4,27
10		0,00	5,17
11		0,00	5,17
12		0,00	5,17
media	5,17	1,37	3,80
σ	0,00	1,00	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 3,80 unidades logarítmicas respecto a la concentración del agua de entrada.

Datos de funcionamiento

Carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹ en 4 aplicaciones diarias :	
•	carga hidráulica por aplicación 10.10 ⁻² m
•	periodo A: 8 mayo-20 mayo 1995 tiempo de riego 15 minutos
•	periodo B: 22 mayo-3 junio 1995 tiempo de riego 3 minutos

Parámetros físico-químicos

Nitrógeno

Tabla 3.96. : Resultados del nitrógeno para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 4 aplicaciones. C2

Día	E N-NTK (mgL ⁻¹)	E N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	E N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	S N- NTK (mgL ⁻¹)	S N-NH ₄ ⁺ (mgL ⁻¹)	S N-NO ₃ ⁻ (mgL ⁻¹)	%nitrificación
10-may	35,64	30,22	3,02	7,84	4,30	22,18	53,76
12-may	35,23	30,15	3,24	7,70	4,58	21,10	50,70
17-may	34,29	33,21	3,33	9,35	8,32	19,70	47,74
19-may	37,00	31,05	3,29	15,68	14,24	8,62	14,41
24-may	35,28	33,25	4,01	15,73	13,28	6,20	6,21
26-may	37,29	34,12	3,87	27,30	25,12	5,21	3,59
31-may	37,24	34,58	3,77	28,32	25,34	4,20	1,15
1-jun	36,00	35,10	3,70	29,98	27,15	4,01	0,86
media	36,00	32,71	3,53	17,74	15,29	11,40	22,30
σ	1,09	1,97	0,35	9,49	9,47	8,10	23,97

- Las entradas de N-NTK, N-NH₄⁺ y N-NO₃⁻ son prácticamente constantes, con desviación estándar de 1,09; 1,97 y 0,35 respectivamente, y hay una diferencia entre el valor máximo y el mínimo de 3,00 mgL⁻¹ para N-NTK ; 4,95 mgL⁻¹ para N-NH₄⁺ y 0,99 mgL⁻¹ para el N-NO₃⁻
- En la entrada, el 83 % es N-NH₄⁺ ; el 8 % es N-NO₃⁻ y el 9 % restante N-orgánico.

- Las salidas de N-NTK y N-NH₄⁺, presentan una desviación estándar de 9,49 y 9,47 respectivamente, y hay una diferencia entre el máximo y el mínimo de 22,28 mgL⁻¹ para el N-NTK y de 22,85 mgL⁻¹ para el N-NH₄⁺.
- Las salidas de N-NO₃⁻ presentan una diferencia entre el máximo y el mínimo de 18,17 mgL⁻¹ con desviación estándar de 8,10.
- En el periodo A la nitrificación es del 61 % mientras que para el B es del 51 %. En la evaluación global de funcionamiento intentaremos explicar con mayor profundidad estas diferencias.
- Hay una transformación clara de N-NTK a N-NO₃⁻: tiene lugar el proceso de nitrificación que representa el 41,6 del N-NTK original en el periodo A, siendo tan solo de 2,95 en el periodo B, para este periodo cabe indicar que el agua permanecía durante un tiempo importante en la superficie, obteniéndose pequeños volúmenes en el filtrado. Durante este periodo la renovación del oxígeno en la fase gaseosa fue cada vez menor, por lo que los resultados en cuanto a la nitrificación fueron cada vez peores.

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.97.: Resultados de DQO para la carga hidráulica 0,400 m.día⁻¹, en 4 aplicaciones. C2

Día	E DQO (mgL ⁻¹)	S DQO (mgL ⁻¹)	%reducción	
10-may	109,00	54	50,46	
12-may	111,00	63	43,24	
17-may	110,52	61	44,81	42,81
19-may	110,00	74	32,73	
24-may	120,00	99	17,50	
26-may	123,00	102	17,07	
31-may	122,00	111	9,02	13,51
1-jun	115,00	103	10,43	
media	115,07	83,38	27,54	
σ	5,79	22,70	16,65	

- Las entradas de DQO son prácticamente constantes, presentan una desviación estándar de 5,79 ; y hay una diferencia entre el valor máximo y mínimo de 14 mgL⁻¹, para una media de 115,07 mgL⁻¹.

- En la salida se observa un porcentaje de oxidación de la materia orgánica mediocre, con una disminución tan solo del 28 %
- Estos resultados coinciden con la mala nitrificación que tiene lugar en este periodo ; cada vez se hizo más difícil la obtención de muestra a la salida, por lo que se procedió a dejar de regar la columna durante una semana , al iniciar de nuevo la experiencia se observó que el tiempo de infiltración del agua seguía siendo muy lento, por lo que se decidió desmontar la columna, encontrándose una capa de limo de 50 mm de espesor y situada a unos 50 cm de la superficie. Se procedió a eliminar esta capa y a montar de nuevo la columna.

pH y conductividad

Tabla 3.98. : Resultados de pH y conductividad para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C2

Día	E pH	S pH	E C.E.($\mu\text{S/cm}$)	S C.E.($\mu\text{S/cm}$)
10-may	7,65	7,36	2456	2423
12-may	7,56	7,58	2985	2863
17-may	7,59	7,32	2456	3520
19-may	7,98	7,65	2365	2300
24-may	7,56	7,50	2782	2680
26-may	7,85	7,82	2432	2358
31-may	7,69	7,60	2156	2120
1-jun	7,68	7,60	2368	2231
media	7,69	7,55	2500	2166
σ	0,15	0,16	261	772

- No se observan diferencias significativas entre la entrada y la salida.

Parámetros microbiológicos**Coliformes fecales**

Ver el apartado "muestreo" en material y métodos.

Tabla 3.99. : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C2. Periodo A (18/5/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,29	1,50	2,79
2		1,47	2,82
3		1,50	2,79
4		1,32	2,97
5		1,12	3,17
6		1,10	3,19
media		1,34	2,96
σ		0,19	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,19 para una media de 1,34.
- La media de 6 horas de muestreo presenta una disminución de 2,96 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento, que se mantiene de forma muy estable.

Tabla 3.100 : Resultados de coliformes fecales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C2. Periodo B (2/6/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	4,23	0,00	4,23
2		0,00	4,23
3		0,00	4,23
4		0,00	4,23
5		0,00	4,23
6		0,00	4,23
media		0,00	4,23
σ		0,00	

- En este periodo B, se consigue una reducción total en el contenido en coliformes fecales del agua de entrada. La eliminación total de coliformes fecales en este periodo

puede atribuirse a la compactación que tuvo en la columna, los microorganismos quedan retenidos por completo a este nivel.

Coliformes totales

Ver el apartado “muestreo” en material y métodos.

Tabla 3.101 : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C1. Periodo A (18/5/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	6,44	1,70	4,74
2		1,77	4,67
3		1,76	4,68
4		1,69	4,75
5		1,50	4,94
6		1,50	4,94
media		1,65	4,79
σ		0,12	

- El agua de salida presenta una desviación estándar de 0,12 para una media de 1,65.
- La media de 6 horas de muestreo presenta una disminución de 4,79 unidades logarítmicas en este periodo de funcionamiento que se mantiene de forma muy estable.

Tabla 3.102 : Resultados de coliformes totales para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$, en 4 aplicaciones. C2. Periodo B (2/6/95)

horas	E log (UFC/100ml)	S log (UFC/100ml)	reducción
1	5,28	0,00	5,28
2		0,00	5,28
3		0,00	5,28
4		0,00	5,28
5		0,00	5,28
6		0,00	5,28
media		0,00	5,28
σ .		0,00	

- En este periodo B, se consigue una reducción de 5,28 unidades logarítmicas, hay una reducción total de microorganismos debido al problema de compactación.

de unos 50 mm de espesor. Se eliminó la capa limosa, se volvió a montar la columna, y se siguió trabajando con ella para el segundo protocolo, ya que su funcionamiento posterior fue correcto.

En las tablas se recogen los valores medios para cada uno de los parámetros analizados.

Parámetros físico-químicos

Nitrógeno

Tabla 3.103: Nitrificación (%) para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$. C2

Nº aplicaciones	% Nitrificación (A)	% Nitrificación (B)
2	59,99	42,52
4	41,65	2,95

Demanda química de oxígeno

Tabla 3.104: Reducción (%) de DQO para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$. C2

Nº aplicaciones	%Oxidación (A)	% Oxidación (B)
2	22,02	14,96
4	42,80	13,51

Parámetros microbiológicos

Coliformes fecales

Tabla 3.105: Reducción de coliformes fecales en unidades logarítmicas para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$. C2

Nº aplicaciones	reducción (A)	reducción (B)
2	2,64	3,19
4	2,96	4,23

Coliformes totales

Tabla 3.106: Reducción de coliformes totales en unidades logarítmicas para la carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$. C2

Nº aplicaciones	reducción (A)	reducción (B)
2	5,25	3,80
4	4,79	5,28

Debido al mal funcionamiento de la columna C2 durante el periodo (B) y al no poder finalizar el experimento que se llevaba a cabo, resulta imposible poder hacer una comparación entre las dos cargas hidráulicas ($0,250 \text{ m.día}^{-1}$ y $0,400 \text{ m.día}^{-1}$).

INTERPRETACION DEL PRIMER PROTOCOLO

Una vez analizados los datos obtenidos en las columnas C1 de 1 m de altura y de la columna C2 de 1,5 m de altura, y cuya ficha técnica especificamos.

Carga hidráulica $0,250 \text{ m.día}^{-1}$ en 2, 4 y 6 aplicaciones diarias
Carga hidráulica $0,400 \text{ m.día}^{-1}$ en 2, 4 y 6 aplicaciones diarias
Altura de la columna
1 metro columna C1
1,5 metros columna C2
Tiempo de riego : 15 minutos (A)
3 minutos (B)
8 junio 1994-30 junio 1995

podemos interpretar que para una misma carga hidráulica diaria aplicada se obtiene mejor calidad del agua filtrada en cuanto a parámetros microbiológicos en la columna C2 de 1,5 m de altura que en la C1 de 1 m de altura.

En un principio tanto en la columna de 1,0 m como en la de 1,5 m, ha habido eliminación de microorganismos por el mecanismo de filtración. Las características granulométricas son similares ; ambas presentan un 98 % de fracción granulométrica inferior a 1mm ; por lo que podríamos considerar que el factor implicado en la mayor eliminación de microorganismos en la columna C2 es el tiempo de permanencia del agua en la columna, debido a la diferencia de altura. Además, se observa que al aumentar el fraccionamiento de la carga hidráulica las diferencias de eliminación de microorganismos entre las dos columnas son menores.

En cuanto a la calidad de los parámetros fisico-químicos del agua de los percolados en ambas columnas no se observan diferencias significativas en relación a la altura de las columnas, mientras que sí se observa una relación directa con la carga hidráulica aplicada y el fraccionamiento de ésta.

En cuanto al fraccionamiento de la carga hidráulica diaria se puede interpretar que :

El fraccionamiento de la carga hidráulica diaria, tiende a mejorar la depuración fisico-química y microbiológica, que se puede atribuir a dos causas esenciales :

- el fraccionamiento aumenta considerablemente la posibilidad de renovación convectiva en la fase gaseosa tanto en la columna de 1 metro como en la de 1,5 m de altura, dando como resultado un aumento en la capacidad de oxidación de la carga contaminante.
- el fraccionamiento aumenta el tiempo de paso del agua a través de las columnas, y como consecuencia tiene lugar una mejor eliminación de microorganismos en el agua filtrada.

En el análisis estadístico según el método de la covarianza en los que se toman como parámetros cuantitativos

- N-NTK,
- N-NH₄⁺
- N-NO₃⁻
- DQO y
- coliformes fecales y totales ;

como cualitativos,

- carga hidráulica aplicada,
- altura de la columna,
- fraccionamiento de la carga hidráulica y
- tiempo de aplicación

cuyo nivel de significación “p- valores” correspondientes a las comparaciones entre los distintos valores de cada variable, para cada parámetro indicamos en la tabla.....

Tabla 3.107 Nivel de significación

	N-NTK	N-NH ₄ ⁺	N-NO ₃ ⁻	DQO	Coliformes fecales	Coliformes totales
Carga hidráulica	0,0003 ***	0,0471 **	0,0094 ***	0,0496 **	0,0000 ***	0,0062 ***
Fraccionamiento de la carga hidráulica	0,0007 ***	0,0008 ***	0,0000 ***	0,0198 *	0,0000 ***	0,0000 ***
Tiempo de aplicación	0,6728	0,9714	0,0014 ***	0,6041	0,0032 ***	0,0244 **
Altura	0,9675	0,7973	0,7764	0,5907	0,0000 ***	0,0000 ***
Concentración inicial del parámetro	0,0000 ***	0,0000 ***	0,9000	0,0000 ***	0,0000 ***	0,0000 ***

Los símbolos * ; ** ; *** ; representan respectivamente diferencias a un nivel de significación de 0,1 ; 0,05 y < 0,01

N-NTK : presenta un alto nivel de significación respecto a la carga hidráulica aplicada, al fraccionamiento de la carga hidráulica y a la concentración en N-NTK del agua de entrada a la columna. No se observa una relación importante para el tiempo de aplicación y la altura.

N-NO₃⁻ : presenta un alto nivel de significación respecto a la carga hidráulica aplicada, al fraccionamiento de la carga hidráulica y el tiempo de aplicación No se observa una relación respecto a la concentración de este parámetro a la entrada y a la altura de la columna.

Coliformes fecales y totales : presentan un alto nivel de significación respecto a todas las variables planteadas.