Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones

GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE MEDIO AMBIENTE
Y MEDIO RURAL Y MARINO

Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones

Enrique Ortega de Miguel (CEDEX)
Yasmina Ferrer Medina (CEDEX)
Juan José Salas Rodríguez (CENTA)
Carlos Aragón Cruz (CENTA)
Álvaro Real Jiménez (CENTA)

GOBIERNO DE ESPAÑA
MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y MEDIO RURAL Y MARINO

Fotografía de la portada: EDAR de Mendigorría (Navarra). Cortesía de NILSA.

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y MEDIO RURAL Y MARINO

Secretaria General Técnica: Alicia Camacho García. **Subdirección General de Información al Ciudadano, Documentación y Publicaciones:** José Abellán Gómez. **Director del Centro de Publicaciones:** Juan Carlos Palacios López. **Jefa del Servicio de Producción y Edición:** M.ª Dolores López Hernández. **Coordinación: Directora General del Agua:** Marta Moren Abat. **Jefe de Servicio de Estudios y Proyectos:** José Ramón Bernardo de Quirós.

Edita
© Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino
Secretaría General Técnica
Centro de Publicaciones

Distribución y venta:
Pº de la Infanta Isabel, 1
Teléfono: 91 347 55 41
Fax: 91 347 57 22

Maquetación, impresión y encuadernación:
V.A. Impresores, S.A.

Plaza San Juan de la Cruz, s/n
Teléfono: 91 597 61 87
Fax: 91 597 61 86

NIPO: 770-10-061-3
ISBN: 978-84-491-1071-9
Depósito Legal: M-54437-2010
Catálogo General de Publicaciones Oficiales:
http://www.060.es
(servicios en línea/oficina virtual/Publicaciones)

Tienda virtual: www.marm.es
centropublicaciones@marm.es

Datos técnicos: Formato: 17 x 24 cm. Caja de texto: 13,6 x 19,5 cm. Composición: una columna. Tipografía: Futura a cuerpos 10 a 12. Papel: Interior en estucado con certificación FSC® de 115 g. Cubierta en Symbol Card de 300 g. con certificación FSC®. Tintas: 4/4. Encuadernación: Rústica, cosido con hilo vegetal.

El certificado FSC® (Forest Stewardship Council®) asegura que la fibra virgen utilizada en la fabricación de este papel procede de masas certificadas con las máximas garantías de una gestión forestal social y ambientalmente responsable y de otras fuentes controladas. Consumiendo papel FSC promovemos la conservación de los bosques del planeta y su uso responsable.

MIXTO
Papel procedente de fuentes responsables
FSC® C023840
FSC www.fsc.org

ÍNDICE

Pag.

PRESENTACIÓN **7**

1. ASPECTOS GENERALES **11**

1.1 El concepto de pequeña población 11
1.2 Marco normativo y planificación 11
1.3 La situación de la depuración en las pequeñas poblaciones en España 16
1.4 Singularidades del saneamiento y depuración en las pequeñas poblaciones .. 18

Referencias 24

2. INFORMACIÓN BÁSICA PARA LA REDACCIÓN DE PROYECTOS DE ESTACIONES DEPURADORAS EN PEQUEÑAS POBLACIONES **25**

2.1 Introducción 25
2.2 Información de carácter administrativo y legal 25
2.3 Definición del nivel de aglomeración 26
2.4 Población servida y horizonte de proyecto 28
2.5 Instalaciones de saneamiento existentes 28
2.6 Gestión del sistema de depuración 29
2.7 Condicionantes de la ubicación de la depuradora 30
2.8 Gestión de las aguas de lluvia 31
2.9 Calidad exigida al efluente tratado 33
2.10 Características del agua residual a tratar 34
2.11 Caudales y cargas para el diseño de la estación depuradora 39

Referencias 46

3. TECNOLOGÍAS DE DEPURACIÓN APLICABLES EN PEQUEÑAS POBLACIONES ... **47**

3.1 Selección de tecnologías 47
3.2 Aspectos analizados en cada tratamiento 50

Referencias 56

4. OBRA DE LLEGADA, PRETRATAMIENTO Y MEDIDA DE CAUDAL **57**

4.1 Introducción 57
4.2 Diagramas de flujo 68

4.3 Características del tratamiento 72
4.4 Ventajas e inconvenientes 75
4.5 Diseño y construcción 76
4.6 Puesta en marcha 83
4.7 Explotación y mantenimiento 83
Referencias 88

5. TRATAMIENTOS PRIMARIOS 89

5.1 Introducción 89
5.2 Fosas Sépticas 89
5.3 Tanques Imhoff 107
5.4 Decantación Primaria 124
Referencias 139

6. TRATAMIENTOS SECUNDARIOS EXTENSIVOS 141

6.1 Introducción 141
6.2 Humedales Artificiales 141
6.3 Filtros Intermitentes de Arena 180
6.4 Infiltración-Percolación 200
6.5 Filtros de Turba 221
6.6 Lagunaje 242
Referencias 264

7. TRATAMIENTOS SECUNDARIOS INTENSIVOS 269

7.1 Introdución 269
7.2 Aireación Prolongada 269
7.3 Lechos Bacterianos 302
7.4 Contactores Biológicos Rotativos 340
7.5 Reactores Secuenciales Discontinuos 371
7.6 Sistema de Biomasa Fija sobre Lecho Móvil 381
Referencias 392

8. COMBINACIÓN DE TECNOLOGÍAS 395

8.1 Introdución 395
8.2 Empleo de una etapa anaerobia en cabecera 395
8.3 Sistemas de aplicación al terreno para vertido de aguas depuradas 397

8.4 Lagunas de Maduración como tratamiento de desinfección 403
8.5 Combinaciones de Filtros de Turba 405
8.6 Combinaciones con Humedales Artificiales 409
Referencias 410

9. LA GESTIÓN DEL FANGO EN PEQUEÑAS POBLACIONES 413

9.1 Introdución 413
9.2 Tipos de fangos 413
9.3 Marco normativo y planificación 416
9.4 Gestión de fangos en pequeñas poblaciones 421
9.5 Tratamientos de fangos "in situ" en pequeñas estaciones depuradoras 424
Referencias 432

10. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO 435

10.1 Introducción 435
10.2 Criterios técnicos 438
10.3 Criterios ambientales 450
10.4 Criterios económicos 453
Referencias 455

PRESENTACIÓN

En el año 1995, la entonces Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Vivienda del Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente, puso en marcha el Plan Nacional de Saneamiento y Depuración, con el horizonte puesto en el año 2005, fecha clave señalada por la Directiva 91/271/CEE para alcanzar la conformidad de los sistemas de depuración de las aglomeraciones urbanas.

Desde que se iniciara la ejecución de este plan, se han generado una serie de cambios, que han influido significativamente en la percepción de la problemática del saneamiento y depuración de las aguas residuales urbanas. Paralelamente se ha producido una clara evolución de la conciencia ambiental de la sociedad, que aspira a disfrutar de unos ríos y mares limpios, fuentes tanto de riqueza natural y de biodiversidad, como de riqueza económica. Con posterioridad, la aprobación y transposición de la Directiva Marco del Agua (2000), ha aportado un nuevo enfoque integrado de la gestión del agua, imponiendo objetivos medioambientales más exigentes.

En el año 2007, el Ministerio de Medio Ambiente, en colaboración con las Comunidades Autónomas, redactó el Plan Nacional de Calidad de las Aguas: Saneamiento y Depuración 2007-2015 (PNCA), que pretende dar respuesta tanto a los objetivos no alcanzados por el anterior plan, como a las nuevas necesidades de alcanzar el buen estado ecológico de las masas de agua y a los objetivos de calidad asociados a los diferentes usos.

El Plan Nacional de Saneamiento y Depuración del año 1995 estimaba en unos 13 millones de habitantes equivalentes los correspondientes a las aglomeraciones menores de 2.000 h-e que vertían en aguas continentales y estuarios, y a las aglomeraciones menores de 10.000 h-e que lo hacían en aguas costeras. En este rango de población equivalente, la Directiva 91/271/CEE exige realizar "un tratamiento adecuado" para el cumplimiento de los objetivos de calidad fijados en el medio receptor. Uno de los problemas que no abordó directamente este plan fue la depuración de los vertidos de las pequeñas aglomeraciones urbanas, ya que en ese momento todavía muchas ciudades importantes no contaban con sistemas de depuración.

A pesar de no ser considerados en el plan de 1995, las Comunidades Autónomas, en sus respectivas planificaciones, sí han impulsado la depuración en los núcleos de menor población y, en particular, en las zonas protegidas. Pese a ello, en la situación actual, las pequeñas aglomeraciones son las que presentan más carencias en materia de saneamiento y depuración, estimándose entre 3 y 4 millones de habitantes equivalentes la carga que todavía no recibe un tratamiento adecuado en poblaciones por debajo de los 2.000 h-e. Por ello,

es en este rango de población donde deberá hacerse, en un futuro próximo, un gran esfuerzo para corregir sus deficiencias y cumplir la normativa vigente.

La nueva planificación afronta ahora este reto, dado que la contaminación provocada por estas pequeñas poblaciones está afectando a la consecución de los objetivos de calidad y del estado ecológico de las masas de agua. El PNCA orienta sus esfuerzos a aquellas poblaciones ubicadas en espacios protegidos, pero en los planes desarrollados por las Comunidades Autónomas, una vez solventados los problemas de mayor envergadura, también se están incrementando las actuaciones sobre las aglomeraciones de menor población. Por otra parte, los nuevos Planes de Cuenca identifican las masas de agua con riesgo de no alcanzar los objetivos ambientales y establecen las medidas correctoras necesarias para su consecución, tratándose en muchos casos de actuaciones de saneamiento en pequeñas poblaciones.

La distribución competencial en la materia, la escasa entidad de las actuaciones, la casuística tan variada que se puede presentar en este rango de población y la falta de experiencia, han provocado que la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones no sea una materia suficientemente conocida por las administraciones responsables de realizar estas actuaciones. Con frecuencia, las plantas depuradoras para el tratamiento de los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones urbanas, se han concebido y diseñado como meros modelos a escala reducida de las grandes instalaciones de depuración. Como consecuencia, un gran número de estaciones de tratamiento de pequeños núcleos de población presentan unos costes de explotación y mantenimiento difícilmente asumibles por estas entidades, dotadas generalmente con recursos técnicos y económicos muy limitados.

En el MARM, ante el previsible desarrollo que se va a producir en los próximos años, se ha creído necesario, dentro de las actuaciones del PNCA, dotar a las administraciones, y a la sociedad en general, de un instrumento de consulta que, recopilando al máximo la enseñanza de experiencias pasadas, pueda aportar unos criterios consensuados que faciliten la toma de decisiones, evitando el tropiezo en errores ya conocidos y la reiteración de esfuerzos de las diferentes administraciones.

Con este propósito el MARM encargó al CEDEX y al CENTA la realización de un estudio sobre *"Tecnologías de depuración adecuadas a pequeñas poblaciones"*, cuyos objetivos eran:

- Analizar las tendencias actuales en la depuración de las pequeñas poblaciones y su aplicación al contexto español.

- Identificar prioridades en I+D+i respecto al saneamiento y la depuración de pequeñas poblaciones.

- Redactar un Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones, donde se establezcan criterios para la selección de soluciones de depuración adecuadas y recomendaciones de carácter técnico para la redacción de proyectos, puesta en marcha, mantenimiento y explotación de estos sistemas.

- Divulgar los trabajos realizados a través de publicaciones y de la celebración de encuentros y jornadas.

En mayo de 2007 se firmó el Convenio de colaboración entre el CEDEX y el CENTA, para la realización de los citados trabajos.

El presente documento concreta uno de los trabajos derivados del Convenio y pretende ser un instrumento útil para todas aquellas administraciones y entidades, públicas o privadas, relacionadas de alguna manera con la planificación, implantación y explotación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones. Con este propósito, el Manual analiza las condiciones específicas que afectan a la depuración de las pequeñas poblaciones, define criterios para la selección de la solución más apropiada en cada caso concreto y establece recomendaciones de carácter técnico, tanto para redactar los correspondientes proyectos de construcción, como para la explotación y mantenimiento de las instalaciones.

La elaboración de este Manual ha sido un proceso participativo, en el que se ha contado con la contribución técnica de expertos en las distintas materias que se abordan en el mismo. El texto final es fruto del consenso, lo que le aporta universalidad y aplicabilidad.

El Manual se estructura en diez capítulos, comenzando con una breve descripción de las singularidades de las pequeñas poblaciones, la normativa que les afecta en cuanto al saneamiento y depuración y los modelos de gestión aplicables. En el segundo capítulo se detalla la información básica necesaria para la redacción de los proyectos de las estaciones de depuración de poblaciones menores a 2.000 habitantes equivalentes, incluyendo los estudios previos a realizar y las recomendaciones técnicas a considerar en esta etapa.

En un tercer capítulo se recogen las tecnologías de tratamientos seleccionadas para su posterior desarrollo y se detallan los distintos aspectos que se abordan.

Posteriormente, se presentan las tecnologías de depuración aplicables, dedicando dos capítulos a los pretratamientos y a los tratamientos primarios y dos capítulos posteriores a las tecnologías extensivas e intensivas. En estos capítulos se detallan: los fundamentos del proceso, los diagramas de flujo típicos, las características del tratamiento (rendimientos de depuración, rango de aplicación y superficie requerida, entre otros), los costes de implantación y de explotación, las principales ventajas e inconvenientes, los parámetros y métodos de diseño, los criterios constructivos, la puesta en marcha de las instalaciones y las operaciones comunes de mantenimiento y explotación.

Las combinaciones de tratamientos más interesantes, a fin de conseguir avances en el campo de la gestión y de la explotación de los sistemas de depuración, se recogen en un capítulo posterior.

Finalmente, en el Manual se incluyen dos capítulos dedicados a la gestión de los lodos generados en el proceso de depuración y a los criterios para la selección de la línea de tratamientos más adecuada para cada caso particular.

Hay que agradecer la colaboración prestada por un grupo de expertos, cuyas recomendaciones han sido fundamentales a la hora de fijar criterios y de redactar este Manual. Sus nombres, por órden alfabético, son: Alemany, Jaume (Institut Catalá de la Recerca de l´Aigua, ICRA); Becares, Eloy (Universidad de León); Bustamante, Irene (IMDEA): Cortacans, José Antonio (Universidad Politécnica de Madrid); del Río, Ignacio (CEDEX); García, Juan (Navarra de Infraestructuras Locales SA, NILSA); García, Joan (Universidad Politécnica de Cataluña); García, Pedro (Universidad de Valladolid); Jacome, Alfredo (Universidad da Coruña); Larrea, Luis (Centro de Estudios e Investigaciones de Guipúzcoa. CEIT); Polo, Pedro (Acciona Agua); Salgot, Miquel (Universidad de Barcelona); Sobrados, Lucía (CEDEX); Suárez, Joaquín (Universidad da Coruña) y Tejero, Ignacio (Universidad de Cantabria).

También ha sido importante la colaboración de algunas entidades públicas y privadas, que nos han aportado su experiencia en el diseño y operación de estaciones depuradoras para pequeñas poblaciones. En particular nuestro agradecimiento a la Agencia Catalana del Agua (ACA), la Confederación Hidrográfica del Tajo, la Confederación Hidrográfica del Cantábrico, la Confederación Hidrográfica del Duero, la Confederación Hidrográfica del Segura, Navarra Infraestructuras Locales S.A. (NILSA), Anox-Kaldness, Aqua Ambient, Bioazul, Biosistemas, Fullgas y Remosa.

Por último, agradecer a la Dirección General del Agua del MARM y en particular a Adolfo Gallardo y José Ramón Barro, el impulso realizado para que este trabajo se haya podido llevar a cabo.

LOS AUTORES

Enrique Ortega de Miguel (CEDEX)
Yasmina Ferrer Medina (CEDEX)
Juan José Salas Rodríguez (CENTA)
Carlos Aragón Cruz (CENTA)
Álvaro Real Jiménez (CENTA)

En Madrid, Junio de 2010

1. ASPECTOS GENERALES

1.1 EL CONCEPTO DE PEQUEÑA POBLACIÓN

No existe una definición que delimite el número concreto de habitantes por debajo del cuál una población se puede considerar pequeña. Sin embargo, en la Unión Europea cuando se habla de pequeñas aglomeraciones urbanas se suele hacer referencia a aquellas con una población inferior a los 2.000 habitantes equivalentes (h-e), coincidiendo con el límite establecido por la Directiva 91/271/CEE, por debajo del cual las aguas residuales requieren un *tratamiento adecuado*. Por otra parte, en el congreso sobre depuración en pequeñas poblaciones de Abril de 2010, de la International Water Association (IWA), se empleó también el límite de 2.000 h-e para hacer referencia a este tipo de poblaciones.

En consonancia con lo anterior el presente Manual se ha orientado a las aglomeraciones urbanas en el rango de 50 a 2.000 h-e, quedando fuera del estudio las viviendas aisladas y poblaciones muy pequeñas, que no dispongan de sistemas colectores para las aguas residuales urbanas y que no constituyen, por tanto, una aglomeración. Para la población no conectada a redes de saneamiento, conforme a lo previsto en la Directiva 91/271/CEE, se emplearán sistemas individuales, u otros sistemas adecuados, que consigan un nivel suficiente de protección medioambiental.

1.2 MARCO NORMATIVO Y PLANIFICACIÓN

En España existe un cuerpo de Derecho de Aguas muy antiguo, remontándose la primera Ley de Aguas a 1879. Esta Ley ha sufrido diversas modificaciones, siendo el Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprueba el Texto Refundido de la Ley de Aguas (en adelante TRLA o Ley de Aguas), el actualmente vigente. En este texto las cuestiones relacionadas con los vertidos, sus autorizaciones y los objetivos a alcanzar en el medio receptor, se tratan, principalmente, en los artículos 90, 92 a 94 y 100 a 108 bis.

El Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, que aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico (en adelante RDHP), desarrolla los títulos Preliminar, I, IV, V, VI, VII y VIII del TRLA. Este Real Decreto, que ha sufrido diversas modificaciones al incorporar nuevas disposiciones, dedica el Capítulo II del Título III a los vertidos (artículos 245 a 271).

No es objeto de este Manual realizar una revisión exhaustiva de toda la normativa de aplicación, sino repasar las normas más específicas que le puedan afectar. Para una visión completa de esta normativa, se recomienda la lectura del *"Manual para la gestión de vertidos. Autorización de vertido"*, editado por el Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino y disponible en su página de internet (www.marm.es).

1.2.1 Directiva 91/271/CEE del Consejo, de 21 de mayo de 1991, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas y su transposición al ordenamiento jurídico español

El objetivo de la Directiva 91/271/CEE es proteger al medio ambiente de los efectos negativos de los vertidos de las aguas residuales urbanas y de los procedentes de determinados sectores industriales. Para ello, establece unos requerimientos mínimos para su recogida y tratamiento, en función del tamaño de la aglomeración y de las características de la zona de vertido. Estos requerimientos se recogen en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Tratamientos exigidos por la Directiva 91/271/CEE en función de la población y zona de vertido

VERTIDO EN AGUAS COSTERAS			
Tamaño aglomeración	Zona menos sensible	Zona normal	Zona sensible
0 -10.000 h-e	T.A.	T.A.	T.A.
10.000 - 150.000 h-e	T.1º	T.2º	T.M.R.
>150.000 h-e	T.2º (ó T.1º)	T.2º	T.M.R

VERTIDO EN AGUAS DULCES Y ESTUARIOS				
Tamaño aglomeración	Zona menos sensible	Zona normal alta montaña	Zona normal	Zona sensible
0 - 2.000 h-e	T.A.	T.A.	T.A.	T.A.
2.000 - 10.000 h-e	T.1º	T.2º	T.2º	T.2º
> 10.000 h-e	T.2º	T.2º	T.2º	T.M.R.

T.A.: Tratamiento adecuado: el tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante cualquier proceso y/o sistema de eliminación en virtud del cual, después del vertido de dichas aguas, las aguas receptoras cumplan los objetivos de calidad y las disposiciones pertinentes de la presente y de las restantes Directivas comunitarias.

T.1º: Tratamiento primario: el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso físico y/o químico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos en los que la DBO_5 de las aguas residuales que entren se reduzca por lo menos en un 20% antes del vertido y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca por lo menos en un 50%.

T.2º: Tratamiento secundario: el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso que incluya, por lo general, un tratamiento biológico con sedimentación secundaria, u otro proceso en el que se respeten los requisitos del cuadro 1 del Anexo I.: reducción DBO_5> 70-90% o < 25 mg/l; reducción DQO > 75% o < 125 mg/l; reducción sólidos en suspensión > 90% o < 35 mg/l.

T.M.R: Tratamiento más riguroso que el secundario: tratamiento mediante el cual, según la situación local, se reduzca el nitrógeno total, el fósforo total o ambos parámetros, de acuerdo a los siguientes requisitos: para 10.000<Pob<100.000 h-e, reducción Nt >70-80% ó <15 mg/l, reducción Pt > 80% ó < 2 mg/l.; para Pob> 100.000 h-e, reducción Nt >70-80% ó <10 mg/l, reducción Pt > 80% ó < 1 mg/l.

Se observa, que para las aglomeraciones menores de 2.000 habitantes equivalentes, la Directiva 91/271/CEE exige un tratamiento adecuado, no estableciéndose límites específicos de vertido para este rango de población.

Esta Directiva fue transpuesta al ordenamiento jurídico español mediante el Real Decreto Ley 11/1995, por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. En 1996 se aprobó el Real Decreto 509/1996, de 15 de marzo, de desarrollo del citado Real Decreto Ley 11/1995. Esta disposición complementa las normas sobre recogida, depuración y vertido de las aguas residuales urbanas y completa la incorporación de la norma. Con posterioridad, el Real Decreto 2116/1998, de 2 de octubre, modificó el Real Decreto 509/1996, para recoger la Directiva 98/15/CEE, por la que se modifica la Directiva 91/271/CEE, en relación con determinados requisitos establecidos en su Anexo I.

El concepto de tratamiento adecuado

Más allá de la legislación mencionada, en España no existe una regulación específica para los vertidos de las aguas residuales generadas en las poblaciones menores de 2.000 h-e. En el anteriormente mencionado *"Manual de gestión de vertidos. Autorización de vertido"*, con el fin de dar apoyo en la elaboración de autorizaciones de vertido por parte de las Confederaciones Hidrográficas, se indica que los valores límite de emisión deben calcularse teniendo en cuenta los objetivos ambientales del medio receptor. La comprobación de las normas de calidad ambiental se puede valorar, bien por balance de masas, bien mediante el empleo de modelos matemáticos de simulación.

Otros países de la Unión Europea sí han optado por regular de forma directa el tratamiento y vertido de las pequeñas aglomeraciones urbanas. Países como Francia, Polonia o Reino Unido, han adoptado límites de vertido menos exigentes que los establecidos en la Directiva 91/271/CEE para poblaciones mayores. El caso más interesante, por su cercanía a España y sus similitudes geográficas y demográficas, es el de Francia, que desde 1997 ha promulgado decretos y circulares regulando este tema. En el año 2007 se aprobó un nuevo decreto (Arrêté de 22 de junio), cuyos requisitos mínimos de vertido se recogen en la Tabla 1.2, si bien, se aclara, que podrán establecerse límites más estrictos, si así lo requieren los objetivos de calidad del medio receptor.

Requerimientos de control

Para poder evaluar los rendimientos de depuración alcanzados en las estaciones de tratamiento, con objeto de poder determinar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, se hace necesaria la toma periódica de muestras, tanto de las aguas residuales influentes como de los efluentes depurados. Puesto que no existen recomendaciones específicas para las poblaciones menores de 2.000 habitantes equivalentes, en este Manual se proponen los mismos requisitos que la Directiva recoge para las aglomeraciones urbanas entre 2.000 y 9.999 habitantes equivalentes, es decir, un mínimo de 12 muestreos a lo largo del primer año de seguimiento de la estación depuradora. Las muestras se tomarán durante períodos de 24 horas, a intervalos regulares y proporcionales al caudal circulante. Del total de muestreos efectuados, deberán cumplir los requisitos exigidos, en cuanto a concentración o porcentaje de reducción un mínimo de 10. Si esto se cumple, en años próximos el número de muestras a tomar será de 4. En caso contrario seguirán siendo precisos 12 muestreos anuales.

Tabla 1.2. Límites de vertido establecidos por la legislación francesa para poblaciones menores de 2.000 h-e (Arrêté du 22 juin 2007).

RENDIMIENTOS MÍNIMOS HASTA EL 12 DE DICIEMBRE DE 2012		
Parámetro	**Concentración límite en el efluente depurado**	**Rendimiento mínimo**
LAGUNAJE		
DQO		60%
OTROS PROCESOS DE DEPURACIÓN		
DBO_5	35 mg/l 70 mg/l (en caso de se sobrepasen los caudales de referencia o en operaciones de mantenimiento o en circunstancias excepcionales)	60% (valor alternativo al límite de 35 mg/l)
DQO		60%
SS		50%
RENDIMIENTOS MÍNIMOS A PARTIR DEL 1 DE ENERO DE 2013 PARA TODOS LOS PROCESOS DE DEPURACIÓN		
Parámetro	**Concentración límite en el efluente depurado**	**Rendimiento mínimo**
DBO_5	35 mg/l 70 mg/l (en caso de se sobrepasen los caudales de referencia o en operaciones de mantenimiento o en circunstancias excepcionales)	60% (valor alternativo al límite de 35 mg/l)
DQO		60%
SS		50%

1.2.2 Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas

En el año 2000 se promulga la Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas. Esta Directiva tiene como objeto la protección y mejora de las masas de aguas superficiales y subterráneas y de sus ecosistemas asociados, la reducción progresiva de la contaminación, garantizar el suministro suficiente de agua superficial o subterránea en buen estado y paliar los efectos de sequías e inundaciones. Como objetivos ambientales principales la Directiva se plantea lograr el buen estado químico y ecológico de las masas de agua y evitar su deterioro.

La Directiva Marco del Agua (DMA) establece numerosas tareas y actividades, siendo su principal eje de implantación la realización de los Planes de Cuenca. Estos planes deben identificar las masas de agua donde no se alcanzan los objetivos, o se encuentran en riesgo, determinar las presiones generadoras de esos impactos y establecer las medidas adecuadas para la consecución de los objetivos propuestos en el año 2015.

Esta Directiva ha sido transpuesta al ordenamiento jurídico español, encontrándose regulada por la siguiente legislación:

- Real Decreto Legislativo 1/2001, de 20 de julio, por el que se aprobó el TRLA. Modificado por la Ley 62/2003 de 30 de diciembre (en la que se transpone la Directiva 2000/60/CE) y la Ley 11/2005 de 22 de junio.

- Real Decreto 606/2003 de 23 de mayo, por el que se modifica el RDPH.

- Real Decreto 907/2007, de 6 julio, por el que se aprueba el Reglamento de la Planificación Hidrológica.

- Orden ARM/2656/2008, de 10 septiembre, por la que se aprueba la Instrucción de Planificación Hidrológica (de aplicación en las demarcaciones con cuencas intercomunitarias).

El concepto de estado ecológico, introducido por la DMA, exige garantizar las condiciones de la componente abiótica (condiciones fisicoquímicas e hidromorfológicas), que permitan a la componente biótica mantenerse de una forma equilibrada. Así pues, son las características propias de las comunidades biológicas integrantes y asociadas a las masas de agua, además de los usos del recurso, las que van a imponer los requerimientos de calidad.

El tratamiento al que se han de someter las aguas residuales de las pequeñas poblaciones debe, por tanto, ser el adecuado para lograr los objetivos de la DMA, junto con los objetivos de calidad establecidos por otras Directivas.

Los vertidos de aguas residuales procedentes de pequeñas aglomeraciones urbanas, a pesar de su escaso volumen, pueden tener un impacto significativo sobre el medio receptor. En el caso de que estos vertidos se realicen en zonas de alto valor ecológico, o en masas de agua con caudales circundantes escasos, deben ser sometidos a un tratamiento intenso, que permita su descarga al medio preservando los objetivos de calidad y el estado ecológico. En otros casos, una alta capacidad de autodepuración del medio podría permitir el vertido tras un tratamiento simple (primario).

1.2.3 Plan Nacional de Calidad de las Aguas: Saneamiento y Depuración 2007-2015

De acuerdo con el artículo 19 de la Directiva 91/271/CEE, los Estados miembros debían habilitar las disposiciones legislativas, reglamentarias y administrativas necesarias para dar cumplimiento a esta Directiva, a más tardar, el 30 de junio de 1993, es decir, aproximadamente a los dos años de su publicación. Para cumplir con este calendario, la entonces Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Vivienda aprobó el Plan Nacional de Saneamiento y Depuración de Aguas Residuales (1995-2005), mediante Resolución de 28 de abril de 1995.

Las actuaciones llevadas a cabo en el marco de este plan estuvieron centradas, principalmente, en el tratamiento de las aguas generadas en medianas y grandes aglomeraciones urbanas, especialmente aquellas de más de 5.000 habitantes equivalentes, consideradas las más contaminantes. Gracias a este plan, en España se cuenta en la actualidad con instalaciones construidas, o en fase de proyecto y/o construcción, con capacidad para depurar más del 90% de la carga contaminante (Banco Público de Indicadores Ambientales, 2009). Las actuaciones sobre las poblaciones de menos de 2.000 habitantes equivalentes quedaron a voluntad de las políticas realizadas por cada Comunidad Autónoma, existiendo un grado de avance muy heterogéneo según la región.

El actual Plan Nacional de Calidad de las Aguas (PNCA) pretende dar respuesta tanto a los objetivos no alcanzados por el anterior, como a las nuevas necesidades planteadas por la Directiva Marco del Agua y por el Programa A.G.U.A. (Actuaciones para la Gestión y Utilización del Agua). El PNCA persigue el definitivo cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE y pretende contribuir a alcanzar el objetivo del buen estado ecológico, que la Directiva Marco del Agua propugna para el año 2015.

Este nuevo plan dedica especial atención a la depuración de las aguas en aglomeraciones urbanas de pequeño tamaño, principalmente aquellas que se encuentran dentro de espacios protegidos, como son los que integran la Red Natura 2000 (zonas LIC, *Lugares de Interés Comunitario*, y zonas ZEPA, *Zonas de Especial Protección de las Aves*). La inversión prevista para estas actuaciones se eleva a 2.291 millones de euros.

1.3 LA SITUACIÓN DE LA DEPURACIÓN EN LAS PEQUEÑAS POBLACIONES EN ESPAÑA

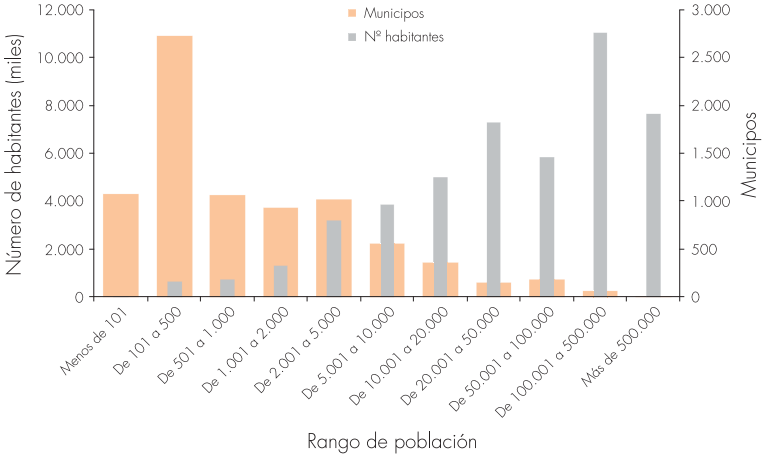
Una vez garantizada la depuración en la mayor parte de los núcleos de mayor tamaño, los nuevos planes, tanto los de cuenca como los planes de saneamiento nacionales y regionales, orientan sus actuaciones a las aglomeraciones menores de 2.000 habitantes equivalentes.

En España, de los más de 8.000 municipios existentes, cerca de 6.000 cuentan con una población menor de 2.000 habitantes (Figura 1.1). Desde el 1 de Enero de 2006, las aglomeraciones urbanas menores de 2.000 habitantes equivalentes, que vierten a aguas continentales o estuarios y que cuentan con red de saneamiento, están obligadas a someter a sus aguas residuales a un tratamiento adecuado (Real Decreto Ley 11/1995).

Se debe tener en cuenta, además, que en cada municipio suele haber varios núcleos y población diseminada. De acuerdo a los datos del censo del INE, más de un millón y medio de habitantes en España se puede considerar población diseminada. En las zonas rurales este tipo de población diseminada constituye el 17% del total.

El grado de depuración estimado en poblaciones de menos de 2.000 habitantes equivalentes es en general bajo (inferior al 40-50%), con algunas excepciones, como las Comunidades de Madrid, Valencia, Navarra o La Rioja, donde alcanza el 70-90%. La carga

Figura 1.1. Distribución del número de municipios y número de habitantes por rangos de población. Fuente INE, censo 2009



contaminante sin depurar en este rango de población se estima entre 3 y 4 millones de habitantes equivalentes para toda España. Aunque esta carga representa un pequeño porcentaje del total, el número de aglomeraciones a que corresponde se ha estimado en más de 6.000, muchas de ellas menores de 500 habitantes equivalentes, tal y como se recoge en el informe *"Situación actual de la depuración de las aguas residuales en pequeñas poblaciones"* realizado para la Dirección General del Agua (DGA) del MARM al amparo del Convenio CEDEX-CENTA.

Dado que la mayor parte de los núcleos de población en España disponen de red de alcantarillado, el tratamiento de las aguas residuales suele abordarse de forma centralizada. Tan sólo en el caso de viviendas individuales aisladas, o núcleos de población muy pequeños y dispersos en el ámbito rural, donde la construcción de una red de saneamiento es dificultosa, se recurre a la implantación de sistemas de tratamiento individualizados.

Un problema que afecta a un número importante de pequeñas poblaciones es el mal estado de sus redes de saneamiento, lo que repercute en el volumen y composición de las aguas residuales que se generan, dificultando su tratamiento. Solucionar estos problemas debiera ser prioritario, para poder llevar a cabo una efectiva depuración de las aguas residuales generadas en estas poblaciones.

En lo que respecta al calendario de actuaciones previstas en los planes autonómicos de saneamiento y depuración, se ha tomado, de forma generalizada, el año 2015 como el horizonte de depuración de las pequeñas poblaciones, coincidiendo con el límite impuesto por la Directiva Marco del Agua para alcanzar el buen estado ecológico de las masas de agua.

1.4 SINGULARIDADES DEL SANEAMIENTO Y DEPURACIÓN EN LAS PEQUEÑAS POBLACIONES

1.4.1 Definición de las aglomeraciones

El saneamiento y depuración de las aguas residuales urbanas son más complejos y costosos cuanto mayor es el grado de dispersión de la población. Si en una zona existen numerosos núcleos aislados de muy pequeño tamaño, la solución, siempre que sea técnica, económica y medioambientalmente factible, puede consistir en conducir las aguas residuales de todos ellos a un único punto, con objeto de realizar su depuración conjunta y compartir los costes asociados. Este agrupamiento es lo que se denomina una aglomeración. La correcta definición de las aglomeraciones es fundamental a la hora de abordar el saneamiento y depuración en una región determinada y, por tanto, debería ser un punto esencial en la planificación y, más aún, cuando hace referencia a los pequeños núcleos de población. Con esta definición se determinan aquellos núcleos que se van a sanear de manera conjunta y la parte de la población que quedará sin aglomerar, que se someterá a tratamiento descentralizado o "in-situ".

La definición de las aglomeraciones urbanas debe hacerse teniendo en cuenta numerosos factores, fundamentalmente, económicos, técnicos y medioambientales, que pueden llegar a ser de gran complejidad si la población se encuentra muy dispersa. La tendencia más extendida es agrupar al máximo posible los núcleos de población pero, en muchos casos, la constitución de estas aglomeraciones es inviable desde un punto de vista técnico-económico, o resulta desaconsejable por motivos medioambientales.

El grado de aglomeración constituye un elemento determinante en el tipo de tecnologías de depuración a implantar. Así, a nivel nacional, se ha observado que en aquellas regiones con un elevado grado de concentración de la población (Madrid, Murcia, Valencia y algunas de las Islas Canarias), la mayoría de los pequeños núcleos han sido aglutinados en aglomeraciones de más de 1.000 habitantes equivalentes, apostándose, en tales casos, por tecnologías de depuración intensivas. Por el contrario, en aquellas regiones con un mayor grado de dispersión de la población se ha empleado una mayor variedad de procesos, abriendo paso a los extensivos y, en algunos casos, a los tratamientos individualizados (normalmente en núcleos con menos de 50 habitantes equivalentes).

Para hacer frente a la complejidad de la planificación del saneamiento y depuración de las pequeñas aglomeraciones urbanas, algunas comunidades autónomas, como Galicia y Cataluña, han desarrollado metodologías específicas, que permiten dar una orientación sobre el grado de aglomeración aconsejable y el tratamiento más adecuado. En otros casos se han emprendido experiencias piloto dirigidas a profundizar sobre el comportamiento de los sistemas de depuración, ante las peculiaridades que caracterizan a las pequeñas poblaciones. Destaca el caso de la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (PECC-Sevilla), que desde su puesta en marcha en el año 1989 ha contribuido a la investigación e implantación de tecnologías apropiadas para pequeñas poblaciones, al amparo del Plan de Tecnologías no Convencionales (1987), de la Junta de Andalucía.

Figura 1.2. Vista aérea de la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (Sevilla)

1.4.2 Sistemas de gestión del saneamiento y depuración en pequeñas poblaciones

Según el artículo 25 de la Ley 7/1985, de 2 de abril, Reguladora de las Bases de Régimen Local, la competencia y responsabilidad de la gestión del alcantarillado y tratamiento de aguas residuales generadas en el término municipal, recae sobre las propias corporaciones locales, quienes pueden llevar a cabo la prestación de este servicio de forma directa, o a través de sociedades públicas, empresas privadas o empresas mixtas. No obstante, la experiencia ha demostrado que, debido a la escasez de recursos económicos y técnicos, propia de la mayor parte de las pequeñas poblaciones, cuando la gestión de las infraestructuras de saneamiento y depuración se realiza por el propio municipio, resulta comúnmente deficiente.

Una de las alternativas a la gestión municipal es la *gestión supramunicipal o mancomunada,* en la que varios municipios se asocian para compartir los costes y personal asociados a la prestación del servicio. Este sistema permite disminuir los costes de explotación y disponer de personal especializado para la gestión y explotación de las estaciones depuradoras incluidas en la mancomunidad o en el consorcio. La gestión supramunicipal está ampliamente implantada en España, donde también existen ejemplos de *gestión regional o provincial*, prestada por una entidad pública dependiente del gobierno autonómico o de la Diputación Provincial.

A la hora de seleccionar el tratamiento adecuado en un caso concreto, un factor a considerar será la futura gestión de las instalaciones. Generalmente, si ésta va a realizarse de forma autónoma por un municipio, las limitaciones en cuanto a requerimientos técnicos y costes de explotación, serán mucho más severas que en el caso de existir un ente regional o autonómico de gestión.

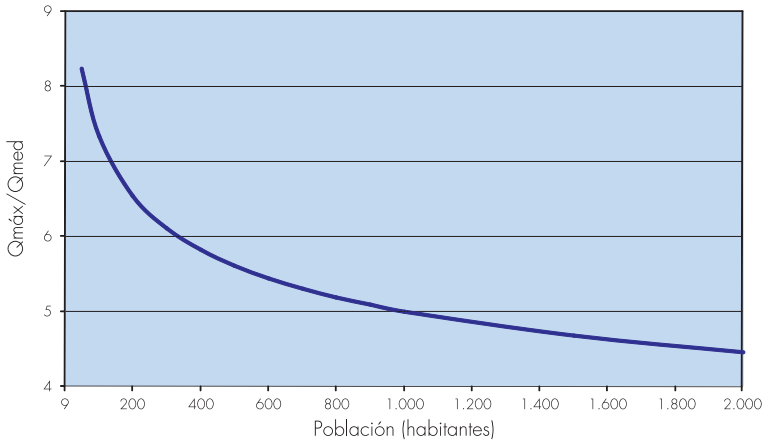
En la actualidad, la construcción o renovación de infraestructuras de depuración se financia, principalmente, a través de fondos del Gobierno Central, de las Comunidades Autónomas y, en menor medida, de las Diputaciones Provinciales. La explotación de dichas infraestructuras se sufraga, principalmente, mediante el canon de saneamiento, una tasa prácticamente generalizada en todas las regiones españolas. En este canon se pretende incluir también una parte de los costes de implantación de las infraestructuras de saneamiento y depuración.

1.4.3 Caudales y cargas de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas

Las aguas residuales generadas en pequeños núcleos de población difieren tanto en caudal como en composición de las generadas en las medianas y grandes aglomeraciones, debido tanto al diferente grado de desarrollo económico y social de la población, como a su condición de tamaño reducido, que las hace muy sensibles a cualquier alteración en sus condiciones. Las grandes poblaciones poseen una capacidad laminadora, por su superficie de aportación y caudal, con la que no cuentan las pequeñas aglomeraciones urbanas. La dotación de agua por habitante en este tipo de poblaciones suele ser menor, debido a que en muchos casos se trata de poblaciones rurales con un menor desarrollo económico.

Las oscilaciones de caudal horarias son más acusadas conforme menor es el tamaño de la población, debido a la menor diversidad de actividades y a la menor capacidad laminadora. A modo de ejemplo, la Figura 1.3 muestra la relación entre el Factor Punta (Q_{max}/Q_{med}) y el número de habitantes, para aglomeraciones inferiores a 2.000 habitantes (Eric H.N., 1988).

Figura 1.3. Relación entre Q_{max}/Q_{med} y el número de habitantes



Por otra parte, es una situación relativamente común encontrar poblaciones donde los caudales previsibles se ven incrementados por infiltraciones en la red de saneamiento, o por aportes de fuentes públicas. Estas aguas parásitas contribuyen a laminar los factores punta, resultando variaciones diarias mucho menos acusadas.

Los cambios estacionales de población también tienen una gran influencia en los vertidos de las pequeñas aglomeraciones, alterando de manera considerable sus características y el impacto que ejercen en el medio receptor. El caso extremo lo representan las aglomeraciones que únicamente están habitadas en determinados meses al año. Estas variaciones estacionales complican y encarecen el diseño de las instalaciones de depuración.

Las menores dotaciones de abastecimiento que, de forma general se registran en las pequeñas aglomeraciones, tienen una repercusión directa en la composición de las aguas residuales que se generan. La menor dilución de los contaminantes evacuados por la población, conlleva a un incremento de la concentración del vertido. Como resultado, las pequeñas poblaciones se caracterizan, en general, por generar menores volúmenes de aguas residuales, pero más concentradas. En contraposición, en situaciones donde existan caudales importantes de aguas parásitas, se generarán aguas residuales muy diluidas y en mayor volumen.

La escasa entidad de los vertidos típicamente domésticos generados en las pequeñas aglomeraciones hace que sus características sean muy variables en función de las circunstancias locales. Por ello, donde existan aportes de vertidos industriales (habitualmente de naturaleza agroalimentaria) o ganaderos, éstos van a tener una gran influencia sobre el caudal, y principalmente, sobre la composición de las aguas residuales.

De manera similar a la forma que en que fluctúan a lo largo del día los caudales de las aguas residuales que llegan a las estaciones depuradoras, fluctúan también las concentraciones de los contaminantes, tal y como se observa en la figura 1.4.

Figura 1.4. Evolución diaria de los sólidos en suspensión, DQO y DBO_5 en las aguas residuales urbanas generadas en una población de 2.000 h-e

Fuante: datos PECC-CENTA.

Por todo lo expuesto, y contrariamente a lo que suele ser habitual, en el caso de las pequeñas aglomeraciones se hace aún más necesaria, si cabe, la realización de campañas de aforo y muestreo para la correcta caracterización de las aguas residuales, como paso previo al diseño de las estaciones de tratamiento.

1.4.4 Tecnologías aplicables a la depuración en pequeños núcleos de población

En materia de tratamiento de aguas residuales, las pequeñas aglomeraciones precisan actuaciones que compatibilicen las condiciones exigidas a los efluentes depurados con téc-

nicas de funcionamiento sencillas y con costes de explotación y mantenimiento que puedan ser realmente asumidos.

La mayoría de las tecnologías de depuración existentes son también aplicables a las pequeñas aglomeraciones, si bien deben primarse las que mejor se ajusten a los siguientes requisitos (EPA 1977):

- Procesos que requieran un tiempo mínimo de operador
- Equipos que requieran un mínimo de mantenimiento
- Funcionamiento eficaz ante un amplio rango de caudal y carga
- Gasto mínimo de energía
- Instalaciones donde los posibles fallos de equipos y procesos causen el mínimo deterioro de calidad en el efluente
- Máxima integración en el medio ambiente

En las pequeñas aglomeraciones urbanas, las etapas de diseño, construcción y explotación de sus instalaciones de tratamiento, deben ser abordadas con la misma rigurosidad con la que se acometen estas etapas en las aglomeraciones de mayor tamaño.

Las tecnologías de depuración pueden ser clasificadas en dos grandes bloques: tecnologías intensivas y extensivas. La diferencia entre ambas radica en dos aspectos fundamentales: el empleo de equipos electromecánicos, con la consecuente necesidad de aportar energía eléctrica al sistema, y la superficie requerida para su implantación. A continuación, se enumeran las distintas tecnologías que actualmente se aplican en pequeñas aglomeraciones urbanas:

- **Tratamientos primarios:** *Fosas Sépticas, Tanques Imhoff y Decantadores Primarios.*
- **Tratamientos secundarios extensivos:** basados en la imitación de los procesos de depuración que ocurren de forma natural en los suelos y en los cuerpos de agua. Requieren una gran superficie de implantación pero, generalmente, no necesitan un aporte externo de energía. Entre ellos se encuentran:
  - Los que recurren al empleo del suelo como elemento depurador, tanto en aplicación subsuperficial (*Zanjas Filtrantes),* como superficial (*Filtros Verdes).*
  - Los que simulan las condiciones propias de los humedales naturales, como son los *Humedales Artificiales* en sus distintas modalidades: *Flujo Superficial* y *Flujo Subsuperficial (Vertical* y *Horizontal).*
  - Los que imitan los procesos naturales de depuración que se dan en ríos y lagos, como es el *Lagunaje.*
  - Los que se basan en la filtración de las aguas, como son los *Filtros de Arena,* los *Filtros de Turba* y los sistemas de *Infiltración-Percolación.*

- **Tratamientos secundarios intensivos:** se caracterizan por emplear un suministro externo de energía que acelera el proceso de depuración, por lo que requieren menor superficie que las tecnologías extensivas. En ellos se incluyen:

  - Los sistemas de cultivo en suspensión: *Aireación Prolongada y Reactores Secuenciales*.*
  - Los sistemas de biopelícula: *Lechos Bacterianos, Contactores Biológicos Rotativos (CBR)* y sistemas *de Biopelícula sobre Lecho Móvil (MBBR)*.*

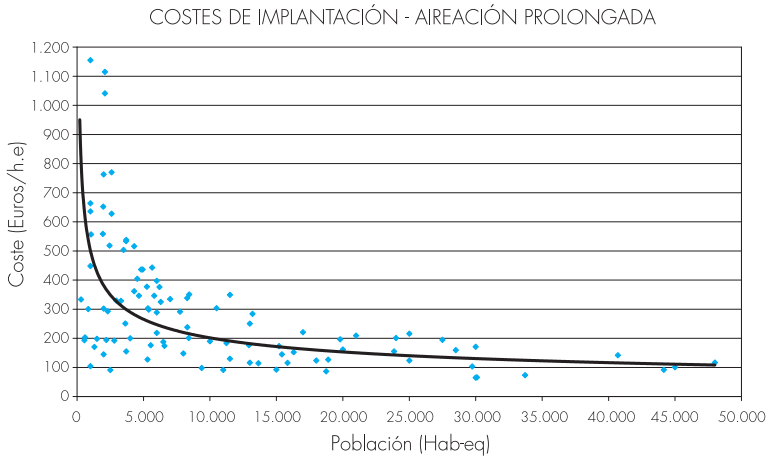
Si bien, cualquiera de estos tratamientos puede ser aplicado para el tratamiento de los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones urbanas en cada caso particular unos resultarán más adecuados que otros, tal y como como se analiza en posteriores capítulos de este Manual.

1.4.5 Costes de implantación y explotación

Las pequeñas aglomeraciones no se benefician de las ventajas que supone la economía de escala, lo que conduce a unos costes de implantación y de explotación por habitante cada vez más elevados según disminuye su tamaño (Figura 1.5). Además, en poblaciones dispersas los costes ligados a la red de saneamiento se incrementan notablemente.

Para mitigar en la medida de lo posible este hándicap, a la hora de seleccionar el tipo de tratamiento a aplicar se deben considerar tecnologías poco costosas en implantación y explotación y recurrir a la gestión de las infraestructuras mediante soluciones de tipo supramunicipal.

Figura 1.5. Inversión necesaria para la construcción de EDAR de Aireación Prolongada



Fuente: CEDEX, 2007.

* Esta teconología aún no se encuentra muy implantada en España, en este rango de población

REFERENCIAS

Directiva 91/271/CEE del Consejo, de 21 de mayo de 1991, relativa al tratamiento de las aguas residuales urbanas.

EPA (1977): *Response to Congress on Use of Decentralized Wastewater Treatment Systems*, EPA 832-R-97-001b, Environmental Protection Agency Office of Wastewater Management, Washington, DC.

Eric H.N. (1988). *Small water pollution control works, design and practice*. Ellis Horwood limited. England, pp 91-94; 220-224.

Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de Octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas.

2. INFORMACIÓN BÁSICA PARA LA REDACCIÓN DE PROYECTOS DE ESTACIONES DEPURADORAS EN PEQUEÑAS POBLACIONES

2.1 INTRODUCCIÓN

La identificación de la solución más adecuada de saneamiento y depuración en una pequeña población suele ser una tarea de mayor complejidad que en una población de mayor tamaño, dada la cantidad de variables que pueden condicionar dicha selección. Las aguas residuales, tal como se ha reflejado en el capítulo anterior, tienen unas características muy diferentes a las generadas en medianas y grandes poblaciones y, tanto los caudales como las cargas contaminantes, pueden variar enormemente en función de las circunstancias locales. Además de los condicionantes impuestos al vertido, factores como la dispersión y tamaño de la población, su capacidad técnica y económica para gestionar las depuradoras, la disponibilidad de terrenos y las condiciones orográficas y climáticas han de ser considerados y ponderados adecuadamente.

Todos estos factores condicionan tanto la selección como el diseño de las instalaciones, por lo que debe realizarse un esfuerzo por recopilar toda la información básica necesaria para asegurar la adecuación de la estación depuradora a las condiciones reales del entorno y de las características del agua residual.

En este capítulo se hace un repaso de la información que sería necesario conocer: la configuración de la aglomeración urbana, la gestión de pluviales y, sobre todo, los parámetros de caudales y cargas necesarios para el diseño de las instalaciones, aportando recomendaciones al respecto. Por lo general, parte de esta información no estará disponible y será necesario realizar una serie de estudios previos.

Para realizar una adecuada selección del proceso de depuración es preciso conocer las características de los diferentes tratamientos existentes, así como sus ventajas e inconvenientes, que se recogen ampliamente en los Capítulos 4, 5, 6 y 7 de este Manual. Una vez revisadas estas características, en el Capítulo 10 se establecen criterios de selección del tipo de depuradora más adecuada en función de los factores señalados anteriormente.

2.2 INFORMACIÓN DE CARÁCTER ADMINISTRATIVO Y LEGAL

Previamente al inicio del proyecto, se deberá recopilar toda la información de carácter administrativo o legal que pueda condicionar la ejecución de las obras.

A este respecto cabe destacar la normativa vigente de aplicación, tanto en lo referente a las autorizaciones necesarias para la construcción y explotación de las instalaciones y

tramitación ambiental, como a las autorizaciones y normas de calidad a cumplir con los vertidos.

Asimismo, ha de considerarse toda la planificación sectorial que pueda condicionar las actuaciones, destacando:

- Planes de cuenca, que tienen carácter normativo e imponen objetivos medioambientales a cumplir en las masas de agua.
- Planes directores de abastecimiento y saneamiento.
- Planes de ordenación del territorio.

2.3 DEFINICIÓN DEL NIVEL DE AGLOMERACIÓN

La determinación de los núcleos de población cuyas aguas residuales van a ser tratadas por la depuradora objeto del proyecto, constituye uno de los aspectos más importantes a tener en cuenta, ya que va a determinar el tamaño de la EDAR, condicionando la selección del sistema de tratamiento y posibilitando la economía de escala y un sistema de gestión eficiente.

En la mayoría de los casos, se tiende a agrupar varios núcleos cercanos en un solo punto de vertido, constituyendo una única aglomeración urbana. De esta forma, se reparten los costes asociados a la depuración entre las distintas entidades que constituyen la aglomeración.

No obstante, en determinadas ocasiones la aglomeración es imposible o no es recomendable, por motivos técnicos, económicos o medioambientales, resultando apropiado entrar a considerar tecnologías extensivas o naturales e, incluso, el saneamiento individualizado o in-situ (normalmente en núcleos de menos de 50 h-e). Estas soluciones pueden facilitar la viabilidad económica o técnica del saneamiento, manteniendo el mismo nivel de protección medioambiental.

La agrupación o no de los núcleos de población y la definición del nivel de aglomeración no deberían ser objeto de los estudios previos de un proyecto de EDAR, sino que normalmente se encuentra enmarcado en un plan de saneamiento a escala regional o autonómica. Para hacer frente a la complejidad en la toma de este tipo de decisiones en España algunas Comunidades Autónomas han desarrollado metodologías específicas para la planificación del saneamiento y depuración de pequeñas poblaciones, que permiten dar una orientación sobre el nivel de aglomeración más aconsejable, así como el tipo de tecnología más adecuada para la depuración de los efluentes.

Sin embargo, en ocasiones el nivel de aglomeración no está definido y debe ser objeto de estudio previo. En su definición deben tenerse en consideración no sólo aspectos económicos sino también medioambientales y sociales. A continuación se aportan algunas recomendaciones al respecto.

2.3.1 Factores medioambientales

Cada masa de agua ha de tener unos objetivos medioambientales definidos en los planes de cuenca. Dichos objetivos medioambientales deben abarcar no sólo aspectos cualitativos (calidad físico-química del agua y biológica de los ecosistemas asociados) sino también cuantitativos (mantenimiento de caudales ecológicos). Las características del medio receptor van a influir en la dificultad para alcanzar dichos objetivos y pueden condicionar la definición de la aglomeración. Así, se deben tener en cuenta:

- Grado de dilución de los vertidos: tomando normalmente como referencia el caudal de estiaje y el poder de dilución del medio de receptor.

- Factores hidromofológicos: tienen importancia en el caso de masas de agua en movimiento (ríos, arroyos, etc.). Junto con el grado de dilución, estos factores (pendiente, forma del lecho, etc.) influyen en el poder autodepurador de la masa de agua receptora.

- Nivel de detracción de agua: condiciona el caudal de dilución y puede ser un factor importante para el mantenimiento de los caudales ecológicos.

- Distancia del vertido a zonas protegidas o sensibles: la ubicación del punto de vertido puede ser un factor importante cuando se encuentra en las cercanías de determinadas zonas consideradas de mayor sensibilidad (zonas de alto valor ecológico, zonas de captación de agua potable o incluso zonas con alto riesgo de no alcanzar los objetivos de calidad establecidos).

- Número de estaciones de bombeo: cuanto mayor sea el número de estaciones de bombeo en la red de colectores planteada como solución, mayor será el riesgo de vertidos incontrolados por fallos en dichas estaciones.

Por otra parte, cuando se realiza la aglomeración de población dispersa, suele ser necesaria la construcción de largas conducciones de impulsión, lo que favorece la generación de olores, sobre todo con temperaturas elevadas. Estas circunstancias han de tenerse en cuenta para la elección de la ubicación de la EDAR.

2.3.2 Factores socioeconómicos

Se deben analizar los costes y medios requeridos por cada una de las posibles soluciones planteadas. Así, se deben considerar:

- Los costes de construcción y explotación de todas las infraestructuras necesarias (colectores, estaciones de bombeo, depuradoras, transporte y tratamiento de los fangos, etc.).

- Los medios disponibles para la explotación y mantenimiento de las infraestructuras: la disponibilidad de medios y recursos va a depender del nivel económico de la población, de su grado de concienciación medioambiental y de las posibilidades de optar

por algún tipo de gestión supramunicipal. Hay que tener en cuenta las infraestructuras ya existentes en la zona (tanto a nivel material como organizativo).

- Debe evaluarse la capacidad real de definir una aglomeración unificando núcleos que puedan pertenecer a diferentes municipios. Dado que ello conllevaría una gestión supramunicipal y no siempre es posible llegar a un acuerdo entre los diferentes ayuntamientos.

2.4 POBLACIÓN SERVIDA Y HORIZONTE DE PROYECTO

Se debe recopilar, a través de los censos, la población de hecho y de derecho de los núcleos que van a ser servidos por la EDAR, tanto en temporada alta, como en temporada baja.

La proyección de la población hasta el horizonte de proyecto, se realizará a través de los datos oficiales si existiesen, ya que estos se realizan generalmente mediante modelos que consideran una amplia gama de variables y requieren mucha información y de técnicos especializados para su elaboración. En caso de no contar con proyecciones oficiales, se realizarán proyecciones simples en función de la información y las previsiones municipales

El horizonte del proyecto, es decir, el año para el que se debe prever el dimensionamiento de la estación depuradora, debe acordarse con las autoridades administrativas municipales. Un horizonte entre 15 y 20 años a partir de la redacción del proyecto de construcción de la EDAR, constituye un periodo normal para este tipo de obras. Para periodos mayores, dada la dificultad de conocer con exactitud la evolución demográfica de la población, se recomienda tener previstos los terrenos adyacentes necesarios para las futuras ampliaciones de la EDAR.

En las poblaciones donde se identifiquen fenómenos de estacionalidad, bien por tratarse de núcleos turísticos o por tener un aumento de población en una temporada específica, se debe estimar la población estacional en base a datos de ocupación hotelera, número de viviendas de segunda residencia u otras informaciones y se proyectará hasta el horizonte de proyecto.

En base a la proyección de población, las ampliaciones de la red de colectores y las previsiones de conexión futura, se podrá estimar la población servida en el periodo del proyecto.

Además, se debe recopilar información sobre las actividades (presentes y futuras) que pueda haber en la población (industriales, ganaderas, comerciales y de servicios) y que viertan a los colectores municipales.

2.5 INSTALACIONES DE SANEAMIENTO EXISTENTES

Conocer las características del saneamiento y su estado es fundamental para prever la tipología del agua residual que va a tratar la EDAR. Un aspecto importante en pequeñas poblaciones es conocer el grado de infiltración a la red de aguas parásitas (procedentes del nivel freático cuando éste se sitúa por encima del nivel del alcantarillado, penetrando las aguas a través de juntas defectuosas, fracturas, grietas o paredes porosas y de otras aportaciones in-

controladas: arroyos, fuentes, derivaciones de riegos, etc.), dada su influencia en las características de las aguas residuales (caudales extraordinariamente altos, laminación de puntas horarias y bajas concentraciones de los elementos contaminantes).

La presencia de este tipo de aguas es bastante común en muchos pequeños municipios de España, en los cuales los sistemas de alcantarillado son bastante antiguos y los niveles freáticos elevados. Las infiltraciones pueden variar de forma horaria, diaria y estacional, de manera que su cuantificación es bastante compleja. Si los caudales de aguas de infiltración igualan o superan los caudales de aguas residuales es necesario plantearse la reparación de la red de alcantarillado, o bien, solucionar el problema de las aportaciones incontroladas antes de plantearse la construcción de la depuradora.

Por ello, deberían identificarse los siguientes aspectos:

- El tipo de saneamiento existente: unitario, separativo o mixto.
- La cobertura actual de la red de saneamiento.
- El porcentaje de conexión de las viviendas que cuentan con colector (pueden existir zonas con red de saneamiento pero en las que aun existan viviendas sin conectar).
- El estado de la red de saneamiento y su antigüedad.
- La previsión de cobertura futura y tasas de conexión hasta el horizonte del proyecto.
- El volumen de infiltraciones a la red (en función del nivel freático y del estado de los colectores).

Deben recopilarse la información disponible y planos de las infraestructuras existentes (redes, conexiones domiciliarias, pozos de bombeo, aliviaderos, etc.), así como los posibles proyectos de ampliación de las citadas infraestructuras.

2.6 GESTIÓN DEL SISTEMA DE DEPURACIÓN

Establecer el sistema de gestión de la EDAR, previamente a su construcción, es fundamental para asegurar su sostenibilidad, por lo que previamente a la preparación del proyecto deberían conocerse los siguientes aspectos:

- Los costes de implantación y explotación del sistema de depuración.
- La financiación de los costes de implantación y explotación y mantenimiento de la EDAR (se debe realizar un estudio económico–financiero que garantice el funcionamiento continuo de la instalación).
- El sistema de gestión de los fangos y otros subproductos generados en la EDAR.

- Análisis de la capacidad de gestión del Ayuntamiento del que dependerá la EDAR.
- Propuesta de un sistema de gestión que garantice la sostenibilidad del sistema de depuración.

En el apartado 1.4.2 de este Manual, se analizan someramente los sistemas de gestión del saneamiento y depuración en pequeñas poblaciones, optando por soluciones de gestión supramunicipales o mancomunadas, en las que varios municipios se asocian para compartir la gestión de sus infraestructuras de depuración. Este sistema permite disminuir los costes de explotación y disponer de personal especializado para asegurar el funcionamiento de las estaciones depuradoras incluidas en la mancomunidad o consorcio.

En el apartado 9.2 se analiza el marco normativo de la gestión de fangos en España, las distintas tecnologías de tratamiento de fangos y criterios para la selección del sistema de gestión de fangos adecuado.

2.7 CONDICIONANTES DE LA UBICACIÓN DE LA DEPURADORA

Si bien es cierto que las condiciones ambientales son importantes en cualquier tamaño de población, resulta más común encontrar condiciones extremas (localización en lugares de difícil acceso, zonas montañosas con elevada pendiente, climas de montaña, etc.) en poblaciones más pequeñas.

2.7.1 Datos relativos al terreno de ubicación de la EDAR

Se deben identificar los posibles terrenos para la instalación de la planta, valorando en cada uno de ellos los siguientes aspectos:

- Superficie disponible.
- Coste de los terrenos e identificación de la necesidad de realizar expropiaciones o servidumbres, tanto para la EDAR como para la implantación de los colectores de transporte del agua residual a ésta.
- Distancia a la red de colectores existentes y altimetría de los terrenos (ver necesidades de bombeo desde la red de colectores a la planta y de la planta al punto de vertido).
- Identificación de posibles puntos de vertido y distancia de estos a la ubicación seleccionada.
- Identificación de vías de acceso a los terrenos.
- Identificación de los puntos de enganche a la red eléctrica.
- Características geotécnicas y topográficas de los terrenos.

- Determinación del nivel freático y de los niveles esperados de crecidas de cursos de agua cercanos.

- Posibles afecciones ambientales en el entorno:

  - ♦ Cercanía de zonas habitadas o espacio públicos a los terrenos de la EDAR (se fijarán los límites en cuanto a olores y ruidos).
  - ♦ Ubicación en zonas protegidas (se analizará el grado de protección medioambiental de las masas de agua donde se vaya a realizar el vertido del agua depurada).
  - ♦ Impacto visual de las instalaciones (adecuando los tratamientos al paisaje y respetando el entorno)

Se debe recopilar la información cartográfica básica y fotografías aéreas de la zona. Una vez realizado el estudio comparativo de los terrenos disponibles, y seleccionado el más idóneo, se deberá realizar un estudio topográfico del mismo y definir los puntos límites de la obra: punto de conexión con la red de colectores, punto de vertido y punto de conexión con el suministro eléctrico. En el caso de reutilizar el agua depurada, se incluiría el punto de entrega del agua regenerada.

2.7.2 Climatología

La climatología es un condicionante de cualquier tipo de tratamiento, pero puede ser un limitante muy importante para a la implantación de una serie de tratamientos extensivos, que son típicos de pequeñas poblaciones. La información básica que debería considerarse sería la siguiente:

- Precipitación media mensual y anual.
- Caracterización de las tormentas (intensidad-duración).
- Temperaturas medias, máximas y mínimas mensuales.
- Horas de sol mensuales.
- Humedad relativa ambiente mensual.
- Evaporación mensual.

2.8 GESTIÓN DE LAS AGUAS DE LLUVIA

Las aguas de lluvia recogidas en una red de colectores unitaria constituyen un problema importante, al incrementar de forma extraordinaria los caudales que llegan a la estación depuradora y arrastrar una gran cantidad de sólidos y arenas depositadas en las soleras de los

colectores. Además, se ha comprobado que el agua de lluvia recogida en los primeros minutos de la precipitación está tan contaminada, o incluso más, que el agua residual de tipo medio que llega a la EDAR.

La gestión del agua de lluvias constituye un elemento muy importante cara a conseguir reducir al máximo el impacto de las aguas residuales en el medio receptor y engloba tanto a estrategias a llevar a cabo en la red de colectores como en el propio entorno de la EDAR.

Los organismos de cuenca en las autorizaciones de vertido pueden imponer condicionantes que van a determinar las actuaciones a realizar en los colectores y en la EDAR.

En la actualidad no existe un criterio unificado en el tratamiento de las aguas de lluvia, si bien es normal imponer límites al vertido de aguas de escorrentía por el vertedero de la obra de llegada a la EDAR cuando el caudal circulante supera un valor determinado (4-6 veces el caudal medio horario). En algunos casos se exige la implantación de un tanque de tormentas, que retenga la contaminación decantable que se produce en los 20-30 primeros minutos de la lluvia.

Para el tratamiento de este problema en poblaciones menores de 2.000 h-e, se establecen las siguientes recomendaciones:

- Plantear, en primer lugar, la adopción de redes separativas en nuevos desarrollos urbanos o en la renovación de viejas redes de saneamiento, para reducir en lo posible el aporte de pluviales.

- La implantación de tanques de tormenta en pequeñas poblaciones debe realizarse en aquellos casos en que se considere imprescindible para mantener el buen estado ecológico de los cauces receptores, ya que pueden complicar la explotación de este tipo de instalaciones, debiendo estudiarse con rigor la necesidad de su implantación.

- Dadas las extremas variaciones de caudal diarias que, de por sí, ya experimentan las pequeñas poblaciones, y que implican normalmente caudales punta horarios en tiempo seco mayores de 3-4 veces el caudal medio horario (Q_{MH}), parece conveniente no tratar en la EDAR, con carácter general, caudales superiores a los punta de diseño, puesto que con esta capacidad, las aguas residuales entrarán ya muy diluidas la mayor parte del tiempo.

- En ocasiones, puede ser recomendable, pasar por el pretratamiento un caudal superior al caudal punta en tiempo seco, para evitar el vertido al cauce receptor de una parte importante de sólidos, arenas y grasas. En este caso se diseña el pretratamiento con capacidad para 5 ó 6 veces el caudal medio y se construye un aliviadero a la salida del mismo, de forma que por el tratamiento primario y el secundario sólo pase un caudal equivalente al punta en tiempo seco.

A la hora de dimensionar el tratamiento, como se verá en el apartado sobre las características de las aguas residuales, tendrá que considerarse adecuadamente el exceso de caudal debido a las lluvias.

2.9 CALIDAD EXIGIDA AL EFLUENTE TRATADO

2.9.1 Vertido del efluente

El nivel de depuración y las características del agua depurada vienen determinadas en las autorizaciones de vertido que establecen los organismos de cuenca.

La Directiva 91/271/CEE sobre tratamiento de las aguas residuales, para las aglomeraciones iguales o menores a 2.000 h-e, exige un tratamiento adecuado tal como se explica en el apartado 1.2 de este Manual, sin que se establezcan límites específicos para este rango de población.

El Manual para la gestión de vertidos (MARM, 2007) indica que los valores límite de emisión deben calcularse teniendo en cuenta los objetivos ambientales del medio receptor. La comprobación del cumplimiento de las normas de calidad ambiental, se puede valorar bien por balance de masas, bien mediante el empleo de un modelo matemático de simulación.

Las condiciones de vertido que los distintos organismos de cuenca están exigiendo en la actualidad para este tipo de poblaciones son muy diversas. En algunos casos, se están aplicando estrictamente los límites establecidos en la citada Directiva para poblaciones mayores de 2.000 h-e y sus tratamientos correspondientes, en otros se están aplicando los porcentajes de reducción establecidos en la misma Directiva y en otros se están aplicando límites menores, permitiendo, para las poblaciones más pequeñas, la adopción de un tratamiento primario. En la Tabla 1.1 del capítulo anterior, se recogen los tratamientos exigidos en función de la población y zona de vertido, según la Directiva 91/271/CEE.

Este Manual, de acuerdo con la Directiva Marco del Agua y la Ley de Aguas, recomienda el enfoque combinado en el establecimiento de las exigencias al vertido para aglomeraciones menores de 2.000 h-e. Por una parte, se debe asegurar el cumplimiento de los objetivos medioambientales en la masa de agua receptora y, si las condiciones del medio lo permiten, los límites podrán ser menos rigurosos que los establecidos en la Directiva 91/271/CEE. Por otra, podrían establecerse unos límites de emisión a cumplir en todo caso en función del tamaño de la población, independientemente de que fueran necesarios o no para alcanzar los objetivos del medio. Dichos límites se establecerían considerando tipologías de tratamiento que fueran asumibles económicamente por los diferentes rangos de población.

A modo de ejemplo, en Francia se han establecido unos limites de vertido específicos para este tipo de poblaciones (Arrêté du 22 juin 2007), cuyos valores han sido recogidos en la Tabla 1.2 del capítulo anterior. Este Decreto recoge los rendimientos exigidos para pequeñas poblaciones en dos escenarios diferentes: antes del 31 de diciembre de 2012 y a partir del 1 de enero de 2013.

Además de los parámetros típicos referentes a la materia orgánica carbonada, los sólidos en suspensión y los nutrientes, en algunos casos, la presencia de determinadas industrias podría hacer necesario el establecimiento de límites de emisión para otros contaminantes que pusieran en riesgo el logro de los objetivos medioambientales.

Respecto a la selección idónea de la localización del punto de vertido, serían de aplicación las recomendaciones propuestas en el apartado 2.3 sobre la definición del nivel de aglomeración.

2.9.2 Reutilización del efluente

La reutilización del efluente depurado debe constituir un objetivo a tener en cuenta si la planificación hidrológica lo permite. Por lo tanto, se recomienda estudiar en cada caso esta posibilidad, analizando las posibles demandas en el área de influencia de la EDAR y la viabilidad técnico-económica de implantar un sistema de reutilización (realización de un estudio de costes-beneficio).

Si se decide reutilizar el efluente de la EDAR, deben establecerse las características exigidas para el efluente regenerado, en función del uso o los usos a que se vaya a destinar el agua regenerada. En la Tabla 2.1 se resume la calidad bacteriológica mínima requerida para cada uso, según lo establecido en el Real Decreto 1620/2007 sobre el régimen jurídico de la reutilización de las aguas residuales.

En este caso, el sistema de depuración debe incorporar los tratamientos necesarios para permitir la regeneración del efluente. Por lo tanto, el proyecto de la EDAR debe definir:

- El caudal de las aguas depuradas que se quiere reutilizar.
- Las calidades exigidas en el efluente regenerado, al menos respecto a los siguientes parámetros: *Escherichia coli* (UFC/100 ml); Huevos de Nematodos (ud/10 litros); Sólidos en Suspensión (mg/l) y Turbidez (NTU).
- El tratamiento de regeneración a adoptar.
- Los sistemas de almacenamiento y distribución necesarios.
- Los costes de implantación y explotación del sistema y la forma de su financiación.

2.10 CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL A TRATAR

La estación depuradora debe dimensionarse para tratar el caudal y la carga contaminante que se genera en la aglomeración urbana y obtener los resultados exigidos para el efluente de salida. Los contaminantes a considerar serán en todo caso la carga orgánica (DBO_5 y DQO) y los sólidos en suspensión (SS) y, cuando sea necesario reducir los nutrientes, el nitrógeno (N_T) y el fósforo (P_T).

Se debe tratar de cuantificar los volúmenes y composición de las aguas residuales, sus variaciones semanales y estacionales y las perspectivas de crecimiento, teniendo en cuenta que pueden tener varios orígenes: a) aguas residuales domésticas, b) aguas residuales industria-

Tabla 2.1. Grupos de calidad en función de los límites bacteriológicos establecidos en el R.D. 1620/2007 para cada uso (CEDEX, 2009)

USOS		Calidad	*E.coli* UFC/100 ml	Nematodos huevos/10 l	Legionella spp UFC/100 ml
Industrial 3.2 a)	Torres de refrigeración y condensadores evaporativos	A	Ausencia	Ausencia	Ausencia
Urbano 1.1 a) y b)	Riego de jardines privados Descarga de aparatos sanitarios		Ausencia	< 1	< 100
Ambiental 5.2 a)	Recarga de acuíferos por inyección directa		Ausencia	< 1	No se fija límite
Urbano 1.2 a), b), c) y d) Agrícola 2.1 a) Recreativo 4.1 a)	Servicios urbanos, sistemas contra incendios y lavado de vehículos Riego agrícola sin restricciones Riego de campos de golf	B	< 100 -200	< 1	< 100
Agrícola 2.2 a), b) y c)	Riego de productos agrícolas para consumo humano no en fresco Riego de pastos para animales productores Acuicultura	C	< 1.000	< 1	No se fija límite
Industrial 3.1 c)	Aguas de proceso y limpieza para uso industria alimentaria				< 100
Ambiental 5.1 a)	Recarga de acuíferos por percolación a través del terreno		< 1.000	No se fija límite	No se fija límite
Agrícola 2.3 a), b) y c)	Riego de cultivos leñosos sin contacto con los frutos. Riego de cultivos de flores, viveros e invernaderos, sin contacto con producción. Riego de cultivos industriales no alimentarios	D	< 10.000	< 1	< 100
Industrial 3.1 a) b)	Otros usos industriales				
Recreativo 4.2 a)	Estanques, masas de agua y caudales ornamentales, con acceso impedido al público				
Ambiental 5.3 a) y b)	Riego de bosques y zonas verdes no accesibles al público, Silvicultura	E	No se fija límite	No se fija límite	No se fija límite
Ambiental 5.4 a)	Mantenimiento de humedales, caudales mínimos.	F	La calidad requerida se estudiará caso por caso		

les, ganaderas, comerciales o de servicios, c) aguas pluviales y d) aguas parásitas, entendidas éstas como las aguas limpias que se infiltran en la red de colectores procedentes del freático y de otras aportaciones incontroladas como arroyos, fuentes públicas, derivaciones de riego, etc.

Determinar las características del agua residual a depurar es fundamental para dimensionar los procesos y operaciones unitarias de una EDAR. Los caudales y cargas influyen de diferente forma en el dimensionamiento de cada proceso u operación unitaria de una estación depuradora:

- El caudal horario influye sobre el dimensionamiento hidráulico de las obras (pretratamiento, bombeos, tratamiento primario, tratamiento secundario, decantador secundario, etc.).
- Las cargas máximas horarias influyen en el dimensionamiento de la capacidad de oxigenación.
- Las cargas máximas diarias influyen sobre el dimensionamiento del tratamiento secundario.
- Las cargas máximas semanales influyen sobre el dimensionamiento de la línea de fangos.
- La carga media semanal influye sobre el cálculo de los consumos energéticos y de reactivos, así como de la producción de fangos y de los sistemas de almacenamiento.

Dadas las importantes variaciones y situaciones diversas que se observan en las pequeñas poblaciones respecto a los caudales y cargas contaminantes, conviene realizar un estudio lo más riguroso posible, recomendándose que la caracterización del agua residual se realice a partir de datos reales obtenidos en campañas de aforo y muestreo.

2.10.1 Campañas de muestreo

En el caso de que se trate de la ampliación de unas instalaciones existentes, probablemente se contará con registros históricos de caudales y características de las aguas residuales. En caso contrario debería programarse una campaña de medición de caudales, toma de muestras y análisis.

La campaña de muestreo y aforo se realizará en el punto donde se agrupen la mayor parte de las aguas residuales a tratar, en el colector interceptor o en el punto de vertido al cauce receptor.

En la programación de la campaña se definirá:

- Análisis de la red existente y selección de los puntos de muestreo.
- Periodo de la campaña de muestreo.
- Frecuencia de toma de muestras.

- Sistema de toma de muestras. A ser posible se realizará mediante muestras compuestas integradas, recogidas por medio de un tomamuestras automático.

- Parámetros a analizar.

- Metodología para registrar los caudales.

Lo ideal sería disponer de un registro de datos de al menos un año antes de que se redacte el proyecto de construcción. En su defecto, se puede programar una campaña que cubra las épocas del año más representativas de su variabilidad y buscando la semana más cargada del año en tiempo seco.

Los aportes de las actividades industriales, agrícolas, comerciales y de servicios, se caracterizarán de la siguiente forma:

- Identificando las actividades existentes y previstas en el área a servir.

- Caracterizando los efluentes, caudales, hidrogramas diarios, variaciones estacionales y el tratamiento correspondiente a cada actividad. Esta información se tomará de la institución responsable del control de vertidos industriales a los colectores si existe, mediante medición directa o realizando un estudio específico de cada una de las empresas o entidades que realizan dichos vertidos.

En esta campaña deberían estimarse todos los parámetros de caudales y cargas de diseño que se señalan en los subapartados posteriores.

Otro tema importante es la determinación de los caudales de aguas parásitas. Su aportación puede ser muy importante sobre todo en periodos húmedos y situación del nivel freático alto. Se pueden estimar, por ejemplo, a partir de los caudales mínimos nocturnos.

En caso de que se tenga información de la existencia de impactos importantes por vertido de las aguas pluviales al medio receptor, se debería realizar un estudio específico de tiempos de lluvias, para conocer las características de estos vertidos y las medidas a tomar en los colectores y en la propia EDAR.

2.10.2 Estimación de datos

La determinación directa, a través de análisis y toma de datos, de las características de las aguas residuales, normalmente no será posible si previamente no existe una red de colectores. En caso de que la red se construya simultáneamente con la estación depuradora se deberán estimar las características del agua residual por otros métodos.

La estimación de los parámetros de la calidad del agua puede hacerse por comparación con los datos de poblaciones cercanas con características similares a la que es objeto del proyecto.

Asimismo, cuando no se cuente con un registro de caudales, son de gran utilidad los registros de volúmenes de abastecimiento de agua potable que generalmente sí existen. Con estos registros se puede estimar la dotación de agua potable por habitante y día (l/h·día), considerando el porcentaje de pérdidas físicas de la red.

El aporte de agua residual doméstica puede estimarse en base a la dotación de agua potable, suponiendo que entre el 75 y el 85% del agua consumida se vierte a la red de colectores.

Se deberá tener en cuenta el grado de cobertura de la red de saneamiento, ya que en el caso de que la cobertura no sea total, parte del consumo de agua medido puede no ir a la red de colectores.

De no disponerse de datos sobre el caudal de abastecimiento, se pueden utilizar las dotaciones recogidas en el anexo II de la Orden MAM/85/2008, de 16 de enero, por la que se establecen los criterios técnicos para la valoración de los daños al dominio público hidráulico y las normas sobre toma de muestras y análisis de vertidos de aguas residuales, para las poblaciones menores de 10.000 habitantes:

- Para una actividad comercial alta: 220 l/h.d.
- Para una actividad comercial media: 190 l/h.d.
- Para una actividad comercial baja: 170 l/h.d.

En cualquier caso, puesto que la actividad industrial, turística o ganadera puede condicionar enormemente las características del vertido, se debería realizar una estimación separada del agua procedente de otros orígenes diferentes al urbano:

- Los caudales y cargas de las aguas residuales industriales, ganaderas, comerciales o de servicios, vertidas en la red de colectores, pueden obtenerse realizando un estudio específico de cada una de las empresas o entidades que realizan dichos vertidos. Como instrumento de apoyo existe una amplia bibliografía sobre ratios de caudales de agua consumidos y cargas contaminantes producidas en cada actividad, en función de diversos parámetros (Hernández *et al.,* 1995*;* Crites *et al.,* 2000*;* Metcalf&Eddy, 2000*;* Degrémont, 1989).
- Las aguas parásitas deberían tratarse de estimar localmente por inspección nocturna de los efluentes vertidos.

Hay que tener en cuenta que los caudales y cargas procedentes de la actividad comercial (pequeños comercios y servicios urbanos) propia de una población, vienen incorporados en las estimaciones del agua residual urbana.

En los apartados posteriores se van especificando procedimientos para estimar, en ausencia de datos reales, los parámetros necesarios para el dimensionamiento de las instalaciones.

2.11 CAUDALES Y CARGAS PARA EL DISEÑO DE LA ESTACIÓN DEPURADORA

2.11.1 Capacidad nominal de la estación depuradora

La capacidad nominal de una EDAR se determina teniendo en cuenta la carga de materia contaminante a tratar en tiempo seco, adicionada con la carga en tiempo de lluvias que las normas de vertido obliguen a depurar, midiéndose en kg DBO_5/día. Esta capacidad se utilizará como criterio de dimensionamiento de la EDAR.

El tamaño de la aglomeración servida por la EDAR se mide en habitantes equivalentes (h-e) y se calcula dividiendo la carga orgánica generada por dicha aglomeración, medida en g DBO_5/día, entre la contaminación que genera un habitante equivalente, estimada en 60 g DBO_5/d. La carga expresada en h-e se calculará a partir del máximo registrado de la carga semanal media que entre en una instalación de tratamiento durante el año, sin tener en cuenta situaciones excepcionales como, por ejemplo, las producidas por una lluvia intensa.

Tanto la capacidad nominal de la EDAR, como el número de habitantes equivalentes constituyen factores muy importantes a la hora de seleccionar el sistema de depuración más adecuado para cada caso.

2.11.2 Caudales

Para el diseño de la EDAR los parámetros más importantes son los siguientes:

- Caudal diario nominal o de diseño (m^3/d).
- Caudal horario medio (m^3/h).
- Caudal horario punta en tiempo seco (m^3/h).
- Caudal horario punta en tiempo de lluvia (m^3/h).
- En caso de estacionalidad, los caudales anteriores se establecerán para temporada alta y temporada baja.
- Caudales medio y punta previstos para el año horizonte de proyecto.

Caudal nominal o de diseño (m^3/d)

Constituye la base de diseño del tratamiento secundario de la EDAR. En condiciones normales, coincide con el caudal medio diario en tiempo seco y para su definición se debe tener en cuenta:

- Las aguas residuales urbanas.

- Las aguas residuales de actividades industriales, agrícolas, comerciales o de servicios (el conjunto de los vertidos industriales debe representar menos del 25% de la carga a tratar, en DBO_5. Si es más alta deberán realizarse estudios específicos para garantizar su tratamiento).

- Las aguas parásitas.

Como se ha mencionado, los caudales pueden determinarse directamente mediante una campaña de medición de caudales, que sería lo recomendable, o bien estimarse. En cualquier caso, para ser representativo debe tener en cuenta las variaciones semanales (p.e. puntas de fin de semana) y/o estacionales, considerando siempre los valores máximos. También se deberá tener en cuenta la diferencia de las aguas parásitas en épocas húmedas (nivel freático alto e incremento de aguas parásitas) y en épocas secas (nivel freático bajo y disminución de las aguas parásitas).

Una vez medidos o estimados los caudales medios de aguas residuales urbanas e industriales y los correspondientes a las aguas parásitas, el caudal de diseño se calcula de la siguiente forma:

$$Q_D = Q_{ARU} \times C_F + Q_{IND} + Q_{AP}$$

Siendo:

Q_D: caudal nominal o de diseño (m^3/d).
Q_{ARU}: caudal de aguas residuales urbanas (m^3/d).
Q_{IND}: caudal de aguas residuales de actividades industriales, agrícolas, comerciales o de servicios (m^3/d).
Q_{AP}: aguas parasitas (m^3/d).
C_F: coeficiente multiplicador cuyo valor oscila entre 1,5 y 3.

El coeficiente C_F se introduce como margen de seguridad para, por una parte, asumir el posible error en la estimación de caudales y, por otra, tomar como valor de diseño un caudal que refleje más adecuadamente las condiciones de funcionamiento que se van a dar. En estas poblaciones, los caudales de aguas residuales varían mucho a lo largo del día, dándose una situación de extremos, donde la mayor parte de las aguas residuales llegan en pocas horas por el día y por la noche prácticamente se reducen a cero.

Ello provoca que el valor medio no sea un parámetro representativo de las condiciones normales de funcionamiento, siendo necesario incrementarlo para aproximarse a las condiciones diarias. La norma ATV-198 E utiliza el coeficiente 2, si bien se trata de una normativa no específica para pequeñas poblaciones. La Agencia del Agua del Rhin-Meuse, utiliza para pequeñas poblaciones un coeficiente de 3.

El valor de C_F debe adaptarse a las circunstancias particulares de cada caso. De no existir otros valores contrastados, se recomienda emplear un coeficiente de seguridad mínimo de 1,8.

Caudal punta horario en tiempo seco

Es fundamental para el dimensionamiento hidráulico de la EDAR. Lo recomendable sería determinarlo a partir de una campaña de medición pero también puede estimarse.

Este caudal se calcula de la siguiente forma:

$$Q_{PTS} = Q_{PARU} + Q_{PIND} + Q_{AP}$$

Siendo:

Q_{PTS}: caudal punta horario en tiempo seco (m^3/h).
Q_{PARU}: caudal punta horario de las aguas residuales urbanas (m^3/h).
Q_{PIND}: caudal punta horaria de las aguas residuales de actividades industriales, agrícolas, comerciales o de servicios (m^3/h).
Q_{AP}: caudal medio de las aguas parásitas (m^3/h).

El caudal punta de las actividades industriales podrían no coincidir con las puntas del caudal urbano, por lo que este tema debe estudiarse específicamente en cada caso.

Las variaciones que experimentan las aguas residuales a lo largo del día en las pequeñas poblaciones son extremas, lo que comporta caudales puntas que superan en mucha ocasiones más de 4 veces el caudal medio.

Si no se dispone de datos reales, se puede utilizar diferentes fórmulas que multiplican el caudal medio horario por un coeficiente punta, según la fórmula:

$$Q_{PTS} = Q_{m,h} \times C_P$$

Siendo:

$Q_{m,h}$: caudal medio horario, que se calcula dividiendo el caudal nominal diario entre 24 horas (m^3/h).
C_P: coeficiente punta, que en pequeñas poblaciones puede llegar hasta un valor de 4 (La norma ATV-198 E utiliza un coeficiente que varía entre 2,5 y 3, para pequeñas poblaciones. La Agencia del Agua del Rhin-Meuse, utiliza para pequeñas poblaciones un coeficiente de 4).

El valor de Cp debe adaptarse a las circunstancias particulares de cada caso. De no existir otros valores contrastados, se recomienda utilizar los siguientes límites:

a) para poblaciones entre 1.000 y 2.000 h-e: Cp= 2,5

b) para poblaciones entre 500 y 1.000 h-e: Cp= 3,0

c) para poblaciones < 500 h-e: Cp= 3,5

En lugares con importantes infiltraciones y elevada pluviometría estos coeficientes pueden ser menores, mientras que en otros lugares especialmente el rango más bajo de población se podrían alcanzar puntas incluso mayores de 4.

Caudal punta horario en tiempo de lluvia

El caudal punta horario en tiempo de lluvia es la suma del caudal punta horario en tiempo seco y el caudal de aguas de lluvias que las normas de vertido obliguen a tratar en la EDAR. Las aguas pluviales recogidas en la red de colectores constituyen un problema para las pequeñas poblaciones dados los incrementos bruscos de caudal que llevan asociadas esas lluvias y el arrastre importante de sólidos que se produce, siendo importante plantearse una estrategia de diseño adecuada para las operaciones del pretratamiento y del tratamiento primario que permita, al mismo tiempo, reducir al máximo el impacto en el medio receptor y en el funcionamiento del tratamiento biológico.

Esta estrategia vendrá condicionada por las imposiciones establecidas por el organismo de cuenca a través de las autorizaciones de vertido, y definirá las aguas de lluvia que debe tratar la EDAR y/o el coeficiente de dilución permitido.

Deben definirse, por tanto, los siguientes aspectos:

- La necesidad de implantar, o no, un tanque de tormentas a la entrada de la EDAR.
- El coeficiente de dilución exigido para aliviar a través del vertedero de la obra de llegada. Este coeficiente se establece mediante la expresión:

$$\frac{\text{Aguas residuales + Aguas de lluvia}}{\text{Aguas residuales}}$$

- En caso de que se decida tratar en la EDAR parte del caudal de agua de lluvias, deberían definirse los caudales que han de tratarse en cada fase (pretratamiento, primario y secundario).

Se debe señalar que, en general, un tratamiento secundario va a tener poca capacidad para adaptarse a la situación variable de los sucesos de lluvia, si bien depende del tipo de proceso seleccionado. Lo más habitual es dimensionar el tratamiento secundario para caudal medio en tiempo seco, lo que conlleva que en pequeñas poblaciones se presenten dificultades dadas la puntas tan altas que se producen (> 3 Q_{MED}). La admisión de caudales de lluvia puede producir el efecto indeseado de empeorar los rendimientos de depuración y, contrariamente a lo que se busca, provocar un mayor impacto en el medio receptor.

2.11.3 Cargas contaminantes

Los contaminantes a determinar son en todo caso la materia orgánica carbonada, estimada como DBO_5 y DQO, y los sólidos en suspensión (SS) y, suplementariamente, el nitró-

geno y el fósforo (N_T y P_T) en caso de eliminación de nutrientes o, la carga de NH_4^+, si solo fuera necesaria la nitrificación. En algunos casos, la presencia de determinadas industrias podría hacer necesario el control de otros contaminantes.

Para cada uno de ellos se deben determinar los siguientes parámetros:

- Concentración media y carga diaria en tiempo seco (mg/l y kg/d).
- Concentración y carga diaria nominal (mg/l y kg/d).
- Concentración y carga horaria media (mg/l y kg/h).
- Concentración y carga horaria punta en tiempo seco (mg/l y kg/h).
- En caso de estacionalidad, las cargas anteriores se establecerán para temporada alta y temporada baja.
- Cargas previstas para el año horizonte.

Según la Directiva 91/271/CEE, la carga de diseño de una EDAR se calculará buscando la semana más cargada del año en tiempo seco y obteniendo la media diaria de esa semana (se expresa en kg de DBO_5/día). La norma ATV-A-131 E obtiene la carga de diseño aplicando el percentil 85 a los datos de carga, también expresados en kg de DBO_5/día. En ambos casos los datos deben obtenerse mediante análisis de muestras compuestas a lo largo de un año como mínimo. En ausencia de medidas directas, la carga en tiempo seco puede calcularse de la siguiente forma:

- Carga en tiempo seco = carga de las aguas residuales urbanas + carga debida a actividades industriales, agrícolas y comerciales.

Carga debida a las aguas residuales urbanas

Se calcula a partir de ratios representativos en función del número de habitantes equivalentes. En la Tabla 2.2 se exponen dichos ratios.

Tabla 2.2. Cargas contaminantes tipo en aguas residuales (ATV-DVWK-A 131E, 2000)

Parámetro	Cargas en g/h-e.día
DBO_5	60
DQO	120
SS	70
NTK	11
P_T	1,8

En la determinación de la carga contaminante en tiempo seco, deben tenerse en cuenta las características particulares de algunas aguas residuales, tales como la existencia de vertidos de fosas sépticas a la red de colectores, la presencia de vertidos procedentes de explotaciones agrícolas, etc.

Carga debida a las aguas residuales de actividades industriales, agrícolas y comerciales

El conocimiento e identificación de los vertidos de origen no urbano (o no asimilable a urbano) realizados en la red de colectores (o previstos en un futuro) es de gran importancia en pequeñas poblaciones, dado que la escasa cuantía de caudales de aguas residuales urbanas circulantes puede derivar en una alteración significativa tanto cuantitativa como cualitativa de las mismas, dificultando la depuración de las aguas residuales mediante las técnicas habituales para pequeñas poblaciones contempladas en este Manual.

Si en la aglomeración a depurar existen actividades de este tipo, se debe realizar una encuesta para conocer las cargas contaminantes debidas a cada actividad existente. Esta encuesta debe incluir los puntos de vertido, la naturaleza de los productos manipulados, el ritmo de actividad, la cantidad y naturaleza de la contaminación vertida, sus caudales y cargas, la fracción no biodegradable, etc.

Los caudales y cargas contaminantes que puedan ser tratadas biológicamente, deben sumarse a los caudales y cargas de origen urbano. Los vertidos que no puedan ser tratados en la EDAR, deben depurarse mediante tratamientos específicos, previamente a su evacuación a la red de colectores.

Son muy comunes en las zonas mediterráneas los vertidos precedentes de la industria del vino y de la aceituna (vinazas, alpechines, lejías y salmueras del aderezo de aceitunas etc.). Estas aguas residuales no pueden verterse directamente en las redes de saneamiento municipales, y debe hacerse especial hincapié en ello. Además en zonas agrícolas, en general, debe prohibirse la incorporación de los purines a la red de saneamiento.

A efecto de la redacción del proyecto y para dimensionar la EDAR, es necesario que los industriales y los propietarios de instalaciones ganaderas o comerciales, suscriban por escrito los caudales y cargas contaminantes (valores máximos, medios y mínimos) que vierten a la red de colectores.

En cualquier caso, como ya se ha comentado, la carga contaminante procedente de la industria no debería superar el 25% de la total, con objeto de no poner en riesgo el funcionamiento de la instalación depuradora.

Carga en tiempos de lluvia

La carga contaminante en tiempo de lluvias es difícil de evaluar y depende de diversos factores:

- De las condiciones meteorológicas (estación seca o húmeda, pluviometría, tiempo entre lluvias, etc.).
- Del tipo y tamaño de la cuenca (superficie, coeficiente de impermeabilización, etc.).
- De las características de la red (unitaria o separativa, diámetro de los colectores, longitud, pendiente, etc.).
- De la calidad de la red.
- De la existencia o no de sistemas de gestión de lluvias en la red, como tanques de tormentas u otros.
- Del sistema de limpieza de calles y aceras.

En pequeñas poblaciones la contaminación de las aguas residuales en tiempos de lluvias puede calcularse a través de ratios o métodos simplificados. En ausencia de medidas directas, pueden proponerse los siguientes valores:

- DBO_5 en tiempo de lluvia: 1,5 veces la carga de DBO_5 en tiempo seco.
- DQO en tiempo de lluvia: 1,5 veces la carga de DQO en tiempo seco.
- SS en tiempo de lluvia: 2,0 veces la carga de SS en tiempo seco.
- NTK en tiempo de lluvia: 1,2 veces la carga de NTK en tiempo seco.
- P en tiempo de lluvia: 1,2 veces la carga de P en tiempo seco.

2.11.4 Temperatura

La temperatura del agua residual suele ser siempre más alta que la del ambiente en los meses fríos y más baja en los meses cálidos, variando normalmente entre 10 y 26 ºC, aunque en pequeñas poblaciones situadas en zonas de montaña o zonas interiores de la península ibérica (con clima continental) se pueden alcanzar temperaturas por debajo de 10 ºC en invierno de forma habitual.

La temperatura del agua residual es un parámetro muy importante por su influencia en el desarrollo de los procesos biológicos, especialmente para el diseño de los procesos de nitrificación, que se calculan teniendo en cuenta las temperaturas más bajas. Por otro lado, el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría, por lo que los sistemas de aireación deben calcularse teniendo en cuenta las temperaturas más altas. Para evitar sobredimensionamientos excesivos se adopta como temperatura máxima la media del mes más cálido (generalmente el mes de julio o agosto) y como temperatura mínima, la media del mes más frío (generalmente enero o febrero).

REFERENCIAS

Agence de l´Eau, Rhin Meuse (2007). *Les procédés d´épuration des petites collectivités du bassin Rhin-Meuse. Éléments de comparaison techniques et économiques*. Ministére de l'Écologie, du développement et de l'aménagement durables.

Arrêté du 22 juin 2007 relatif à la collecte, au transport et au traitement des eaux usées des agglomérations d'assainissement ainsi qu'à la surveillance de leur fonctionnement et de leur efficacité, et aux dispositifs d'assainissement non collectif recevant une charge brute de pollution organique supérieure à 1,2 kg/¡ de DBO5.

ATV-DVWK-A 131E (2000). *Dimensioning of Single-Stage Activated Sludge Plants*. DWA.

ATV-DVWK-A 198E (2003). *Standardisation and Derivation of Dimensioning Values for Wastewater Facilities*. DWA.

CEDEX (2009). *Estudio sobre la fiabilidad y eficacia de las tecnologías de regeneración y sus costes asociados*. Informe técnico para el Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino.

Crites, R.; Tchobanoglous, G. (2000). *Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados*. McGraw Hill.

Degrémont (1989). *Memento Technique de L'eau*. Tome 1.

Directiva del Consejo 91/271/CEE, de 21 de mayo de 1991, sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

Hernández Muñoz, A.; Hernández Leheman, A.; Galán Martínez, P. (1995). *Manual de depuración de URALITA*. Sistemas para la depuración de aguas residuales en núcleos de hasta 20.000 habitantes. Editorial Paraninfo.

Metcalf & Eddy. (2000). *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización*. McGraw Hill.

Ministerio de Medio Ambiente. (2007). *Manual para la gestión de vertidos. Autorización de vertidos*. Centro de Publicaciones Secretaria General Técnica del Ministerio de Medio Ambiente.

Orden MAM/85/2008, de 16 de enero, por la que se establecen los criterios técnicos para la valoración de los daños al dominio público hidráulico y las normas sobre toma de muestras y análisis de vertidos de aguas residuales.

Real Decreto 1620/2007, de 7 de diciembre, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas.

3. TECNOLOGÍAS DE DEPURACIÓN APLICABLES EN PEQUEÑAS POBLACIONES

3.1 SELECCIÓN DE TECNOLOGÍAS

La cantidad de tratamientos aplicables a la depuración de los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones urbanas es muy amplia, siendo objeto de este Manual el aportar información útil respecto de los que puedan tener una mayor aplicación, más que incluir una relación exhaustiva de todos los existentes. Para ello, y de manera consensuada con una amplia relación de expertos, previamente se realizó una selección de los tratamientos que iban a ser tratados.

El correcto funcionamiento de los pretratamientos y tratamientos primarios repercute muy significativamente en el resto de los elementos integrantes de la estación depuradora y, sin embargo, no siempre se les dedica la suficiente atención. Además, en el caso de las pequeñas poblaciones pueden constituir el único tratamiento que reciban las aguas residuales antes de su vertido. Por ello, este tipo de tratamientos se han desarrollado en profundidad, dedicándoles capítulos específicos.

Respecto a los tratamientos secundarios, las tecnologías de tratamiento abordadas son las siguientes:

- ***Tecnologías extensivas:***

  - *Humedales Artificiales:* constituyen una de las tecnologías de tratamiento con mayor desarrollo en los últimos años, contándose por miles las instalaciones repartidas por todo el mundo. Si bien, en la actualidad a nivel nacional tan sólo se cuenta con medio centenar de instalaciones, principalmente construidos a partir del año 2001 (Puigagut *et al.*, 2007), se prevé un fuerte incremento en los próximos años.
  - *Filtros Intermitentes de Arena:* esta tecnología cuenta con muy escasa implantación a nivel nacional, pero en otros países (Estados Unidos principalmente), constituye una opción ampliamente aplicada al tratamiento de los vertidos de las pequeñas aglomeraciones urbanas.
  - *Infiltración-Percolación*: si bien, inicialmente, esta tecnología de depuración se basaba en la aplicación al suelo de las aguas a tratar, en la actualidad se comienza emplear un material filtrante, de naturaleza arenosa, confinado en un recinto. La técnica puede emplearse tanto a modo de tratamiento secundario como terciario, pero dada la buena calidad microbiológica de los efluentes tratados, empieza a primar su uso como tecnología de regeneración.

- *Filtros de Turba:* con los parámetros de diseño que actualmente se aplican no llegan a alcanzar los rendimientos exigidos por la normativa, lo que ha provocado que su aplicación se encuentre en regresión. No obstante, si se dimensionan los filtros con valores de carga en consonancia con los que se emplean en tecnologías similares (Filtros Intermitentes de Arena y Humedales Artificiales de Flujo Vertical), sí pueden constituir una opción válida para el tratamiento de las aguas residuales de pequeñas aglomeraciones. En las regiones con un gran número de Filtros de Turba implantados (caso de Andalucía con más de un centenar, (Salas, 2008), se plantea la posibilidad de combinar los filtros con otra/s tecnología/s de tratamiento al objeto de llegar a alcanzar los límites exigidos de vertido. Este aspecto se contempla con más detalle en el capítulo dedicado a *"Combinación de tecnologías"*.
- *Lagunajes:* se trata de una tecnología en franca recesión en lo referente a su implantación a nivel nacional, como consecuencia de sus elevados requisitos de superficie y de la variabilidad de la calidad de sus efluentes. Sin embargo, se ha incluido como tecnología a desarrollar, dado que algunos de sus elementos integrantes (Lagunas Anaerobias y de Maduración), sí se emplean en combinación con otras tecnologías de tratamiento.

En lo referente a los sistemas de tratamiento por Aplicación al Terreno *(Filtros Verdes,* principalmente*),* los grandes requisitos de superficie necesarios para su implantación, la dificultad del control de las aguas percoladas y la publicación del Real Decreto 1620/2007, de Reutilización de Aguas Depuradas, conllevan a que esta tecnología no haya sido considerada de aplicación para el tratamiento directo de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas. Si bien, sí se ha contemplado su empleo, a modo de tratamiento regenerador de aguas ya tratadas, en capítulo de *"Combinación de tecnologías"*.

En la actualidad, el tratamiento de las aguas residuales mediante *Macrofitas en Flotación*, está experimentando un rápido crecimiento en su grado de implantación, tanto a modo de tratamiento secundario como de afino, al no disponerse aún de suficiente información contrastada sobre su funcionamiento, se ha optado por no incluirla en el Manual.

- ***Tecnologías intensivas:***

  - *Aireaciones Prolongadas:* constituyen la tecnología de tratamiento con mayor grado de implantación en la mayoría de las Comunidades Autónomas para el tratamiento de los vertidos generados en las pequeñas aglomeraciones. Presentando la ventaja adicional de permitir la eliminación de materia carbonada y nitrogenada en el mismo reactor, mediante la creación de zonas óxicas y anóxicas.
  - *Lechos Bacterianos:* tecnología sencilla de larga trayectoria en el campo de la depuración de las aguas residuales, que con la aplicación de rellenos de materiales plásticos ha solventado antiguos problemas de colmatación del sustrato filtrante.
  - *Contactores Biológicos Rotativos (CBR):* el empleo de materiales adecuados ha permitido resolver los problemas operacionales de antaño, principalmente de aspecto mecánico. Además, en la actualidad se plantean nuevos modelos que permiten la

reducción conjunta de materia carbonada y nitrogenada, en cuyo conocimiento es preciso profundizar.

- *Reactores Secuenciales (SBR) y Reactores de Biopelícula sobre Lecho Móvil (MBBR):* en la actualidad estas tecnologías comienzan a aplicarse al tratamiento de los vertidos de las pequeñas poblaciones, con resultados prometedores. Dado que su grado de implantación es menor que el de resto tecnologías, y no se cuenta con suficiente información sobre su comportamiento, en el Manual se les ha dado un tratamiento menos exhaustivo que al resto.

En base a estas consideraciones, los tratamientos seleccionados para su desarrollo en el presente Manual, han sido las siguientes:

- ***Pretratamiento:***
  - Desbaste.
  - Desarenado.
  - Desengrasado.
- ***Tratamiento primario:***
  - Fosas sépticas.
  - Tanques Imhoff.
  - Decantación primaria.
- ***Tecnologías extensivas:***
  - Humedales Artificiales.
  - Filtros Intermitentes de Arena.
  - Infiltración-Percolación.
  - Filtros de Turba.
  - Lagunajes.
- ***Tecnologías intensivas:***
  - Aireaciones Prolongadas.
  - Lechos Bacterianos.
  - Contactores Biológicos Rotativos (CBR).
  - Reactores Secuenciales (SBR).
  - Reactores de Biopelícula sobre Lecho Móvil (MBBR).

3.2 ASPECTOS ANALIZADOS EN CADA TRATAMIENTO

Tanto para el desarrollo de las distintas etapas del pretratamiento (desbaste, desarenado, desengrasado), como de los tratamientos primarios y secundarios tratados en este Manual, se han seguido las mimas pautas, a excepción de las tecnologías SBR y MBBR, a las que se les ha dado un tratamiento diferente.

Las consideraciones recogidas en los distintos aspectos abordados se basan en la experiencia acumulada en veinte años de operación de la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (PECC-Sevilla), gestionada por la Fundación Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua (CENTA), en las experiencias del CEDEX, en las aportaciones realizadas por diversas entidades gestoras y explotadoras y por expertos en las distintas tecnologías, y en datos obtenidos de la bibliografía consultada.

Para cada modalidad de tratamiento se han analizado los siguientes aspectos:

- **Fundamentos**

  - Se describen los principios básicos en que se basa cada tratamiento y se detallan sus distintas modalidades, en caso de que existan.

- **Diagramas de flujo**

  - Se presentan los diagramas de flujo más habituales, indicando los elementos constitutivos de las etapas de pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario.

- **Características del tratamiento**

  - ***Rendimientos de depuración característicos:*** se recogen en una tabla los rendimientos típicos de eliminación de sólidos en suspensión, DBO_5, DQO, $N_{amoniacal}$, N_{total}, P_{total} y Coliformes fecales.

    En el caso de los tratamientos primarios y secundarios, y en base a los rendimientos que se alcanzan, se muestran las características que presentaría el efluente final al tratar un agua residual tipo (Tabla 3.1).

  - ***Rango de aplicación:*** se especifica el rango de población en el que es recomendable la implantación de cada tipo de tratamiento, concretando, dentro de dicho rango, el segmento en el que presenta un mejor comportamiento.

  - ***Estimación de la superficie requerida para la implantación:*** para la estimación de la superficie necesaria para la implantación de cada tratamiento (o modalidades del mismo), se ha procedido a un dimensionamiento básico para distintos rangos de población a tratar.

    Para este dimensionamiento se han adoptado los criterios de diseño recomendados para cada tipo de tratamiento, y se han considerado, tanto la urbanización de

Tabla 3.1. Composición de un agua residual tipo

Parámetro	Concentración (mg/l)
Sólidos en suspensión	250
DBO_5	300
DQO	600
$N\text{-}NH_4+$	30
N_t	50
P_t	10
Coliformes fecales (UFC/100 ml)	10^7

la parcela en la que se ubica la estación de tratamiento con viales de zahorra compactada de 2 m de ancho, como la implantación de un pequeño edificio de mantenimiento en las instalaciones mayores de 500 h-e.

Con los datos obtenidos se han confeccionado unas curvas, que representan la superficie necesaria por habitante equivalente (m^2/h-e) para la implantación de cada tipo de tratamiento (o modalidad), en función del tamaño de la población equivalente tratada (h-e), dentro del rango de población recomendado para su aplicación.

- ***Influencia de las condiciones meteorológicas:*** se analiza cómo afectan las condiciones meteorológicas imperantes (temperatura, pluviometría,) a los distintos tratamientos y se recogen recomendaciones para minimizar estos impactos.
- ***Influencia de las características del terreno:*** dependiendo de las necesidades de superficie para la implantación de los diferentes tratamientos, las características del terreno disponible para su ubicación (pendientes, facilidad de excavación, nivel del freático), ejercerán una mayor o menor importancia a la hora de seleccionar el tipo solución a implantar.
- ***Versatilidad del tratamiento:*** en este apartado se estudian tres aspectos:
  - *Capacidad de adaptación ante puntas diarias de caudal y contaminación*
    Se analiza cómo responden los diferentes tratamientos a las amplias variaciones diarias de caudal y carga, típicas de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas.
  - *Capacidad de adaptación ante sobrecargas (hidráulicas y orgánicas)*
    Se estudia el comportamiento de los distintos tratamientos frente a sobrecargas hidráulicas y orgánicas, de carácter temporal.
  - *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*
    Se analiza cómo se comportan los tratamientos ante variaciones estacionales en la población a tratar, variaciones que suelen ser habituales en las pequeñas aglomeraciones urbanas. Para cada tipo de tratamiento, en función del factor de estacionalidad y del tipo de la misma, se recomienda proceder a dimensionar una sola línea para la carga estacional, o proceder al diseño de varias líneas, que entrarán en funcionamiento al producirse las variaciones estacionales.

- ***Complejidad de explotación y mantenimiento:*** se evalúa el grado de complejidad de las operaciones de explotación y mantenimiento que precisa cada tipo de tratamiento.
- ***Impactos ambientales:*** se analizan los impactos (auditivos, visuales, olfativos) que provocan los distintos tratamientos y se recomiendan medidas preventivas y correctoras para minimizar estos impactos.
- ***Producción de fangos y otros subproductos:*** se cuantifica la cantidad de fangos y otros subproductos generados en cada tratamiento. En el caso de los residuos que se generan en las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, y al objeto de evitar repeticiones de texto, se remite a los capítulos específicos dedicados a estas etapas.
  Los fangos generados en los tratamientos primarios se expresan en l/h-e.año, mientras que los procedentes de los tratamientos secundarios vienen dados en kg ms/kg DBO_5 eliminado.

Costes

- ***Estimación de los costes de implantación:*** en base a lo descrito para la estimación de la superficie requerida, se ha procedido a la determinación de los costes de implantación de cada tipo de tratamiento (o modalidad), para distintos tamaños de población servidos.

  En el cálculo de los costes de implantación de todas las tecnologías se han asumido las siguientes premisas generales:

  - No se incluyen los costes de adquisición de los terrenos.
  - Se incluye el cerramiento perimetral de la parcela, con enrejado de acero de altura 2 m con tela metálica de torsión simple con acabado galvanizado y plastificado y con puerta de acceso.
  - Los costes considerados son de ejecución material.

Para cada tipo de tratamiento analizado se detallan las premisas específicas asumidas a la hora de determinar su coste de implantación.

Con los datos obtenidos se han confeccionado unas curvas, que presentan los costes de implantación (€/h-e) para cada tipo de tratamiento (o modalidad), en función del tamaño de la población equivalente tratada (h-e), dentro del rango recomendado para su aplicación.

Para aquellos tratamientos de los que se dispone de información suficiente, se han representado también los costes reales de implantación.

- ***Consumo energético:*** se especifica si el tratamiento en cuestión puede operar sin aporte de energía eléctrica y, en caso contrario, se indica cual sería el nivel de potencia a instalar. En algunos casos se recoge el consumo de energía por unidad de contaminación eliminada (kWh/kg DBO_5 eliminado).
- ***Estimación de los costes de explotación y mantenimiento:*** para cada tipo de tratamiento (o modalidad) estudiado, se ha procedido a una estimación teórica de sus

Tabla 3.2. Frecuencias recomendadas de visitas a las estaciones de tratamiento

Tecnología	50 - 200 h-e	200 - 500 h-e	500 -1.000 h-e	1.000 - 2.000 h-e
Fosas Sépticas	1 vez/semana	–	–	–
Tanques Imhoff	1 vez/semana	1 vez/semana	2 veces/semana	–
Decantación Primaria	–	–	2 veces/semana	2-3 veces/semana
Lagunaje	1 vez/semana	1 vez/semana	2 veces/semana	–
Filtros Intermitentes de Arena	1 vez/semana	1 vez/semana	2 veces/semana	–
Infiltración-Percolación	1 vez/semana	1 vez/semana	2 veces/semana	–
Filtros de Turba	1 vez/semana	1 vez/semana	2 veces/semana	–
Humedales Artificiales	1 vez/semana	1 vez/semana	2 veces/semana	–
Aireación Prolongada	–	–	2 veces/semana	3 veces/semana
Lechos Bacterianos	–	1 vez/semana	2 veces/semana	3 veces/semana
CBR	-	–	2 veces/semana	3 veces/semana

costes de explotación y mantenimiento, en función del tamaño de la población equivalente tratada. Al objeto de obtener datos comparables para las diferentes tecnologías estudiadas, se han aplicado las siguientes premisas:

- La frecuencia de visita del operario a las estaciones de tratamiento es variable en función del tamaño de las mismas y de su complejidad tecnológica. La Tabla 3.2 muestra las frecuencias consideradas.
- Se ha considerado el coste de desplazamiento del operario a la instalación de tratamiento, adoptándose una duración media de una hora, que incluye la ida y la vuelta.
- Se tienen en cuenta los costes de explotación y mantenimiento del pretratamiento recomendado para cada tecnología, en función del tamaño de población servida (limpieza manual/automática de rejas, extracción manual/automática de arenas, etc.).
- Se han considerado los costes de explotación y mantenimiento de la etapa de tratamiento primario (medición de espesores de flotantes y fangos, extracción de flotantes y fangos, etc.).
- Se tienen en cuenta los costes de explotación y mantenimiento asociados al tratamiento secundario (consumo energético, extracción y gestión de fangos, limpiezas, etc.).
- Cuando un tratamiento precisa de consumo de energía eléctrica (desbastes de limpieza automática, desarenadores aireados, soplantes, bombas, etc.), se ha calculado el coste de este consumo para los distintos tamaños poblacionales, teniendo en cuenta los tiempos de funcionamiento diario de los elementos electromecánicos y la potencia de los mismos.
- Se han considerado los costes imputables al mantenimiento de la obra civil.
- Se ha tenido en cuenta el coste del control analítico de la estación de tratamiento, estimándose una frecuencia de análisis trimestral. Esta frecuencia coincide con la

impuesta por la Directiva 91/271/CEE para el seguimiento de estaciones de tratamiento mayores de 2.000 h-e a partir del segundo año de operación, si en el primero han superado los requisitos exigibles para las doce visitas estipuladas. El coste de cada paquete analítico es variable en función de la tecnología considerada, puesto que para las más complejas se ha optado por tomar también muestras de los pasos intermedios, para poder comprobar su correcto funcionamiento.

Para cada tamaño de población estudiado se han sumado todos los costes descritos y el resultado se ha dividido por los habitantes equivalentes tratados, obteniéndose los costes de explotación y mantenimiento, expresados en €/h-e·año. Estos costes no incluyen ni beneficio industrial ni amortizaciones.

Todos los costes, tanto los de implantación como los de explotación, han sido estimados en el año 2008.

- **Ventajas e inconvenientes**

  - En este apartado se relacionan las principales ventajas e inconvenientes que presentan los diferentes tratamientos, analizándose: sus requisitos de superficie, los costes de implantación y de explotación y mantenimiento, los impactos ambientales, su flexibilidad ante sobrecargas, su complejidad operativa, la duración de su puesta en operación, etc.

- **Diseño y construcción**

  - ***Criterios de diseño***

    - ***Datos previos para el diseño:*** se relacionan los datos que es preciso conocer para proceder al diseño de cada tratamiento, indicándose las unidades en que deben venir expresados.
    - ***Parámetros y métodos de diseño:*** en este apartado se recogen los valores recomendados de las diferentes variables de diseño y los métodos más habituales para el dimensionamiento de los diferentes tratamientos, especificándose las pautas para la aplicación de estos métodos.

  - ***Criterios de construcción:*** se presentan recomendaciones para la construcción de los diferentes tratamiento, en especial en los referente a:

    - **El confinamiento:** técnicas constructivas, materiales empleados, relaciones largo/ancho, profundidades útiles, resguardos, pendientes de fondo, taludes, materiales de impermeabilización, etc.
    - **Los elementos de entrada y salida:** ubicación, materiales y diámetros, valvulería, forma en que se lleva a cabo la alimentación al sistema de tratamiento, etc.

- **Puesta en marcha**

  El periodo de puesta en marcha debe comprender todas aquellas operaciones necesarias para conseguir el funcionamiento estable de la instalación, que es aquel en el

cual todos los elementos funcionan en la forma prevista en el proyecto de construcción y la planta depura en el grado requerido.

Se detallan las operaciones a llevar a cabo para la correcta puesta en marcha de los distintos tratamientos, comenzando por la comprobación de la estanqueidad y del correcto funcionamiento de todos los elementos que constituyen el proceso.

Se incluye la recomendación de realizar pruebas de funcionamiento previamente a la recepción de la obra por la administración competente, con el objetivo de comprobar los rendimientos establecidos en el proyecto.

Explotación y mantenimiento

- ***Inspección rutinaria*:** en función del tamaño de la población equivalente a la que se da servicio, se recogen las frecuencias recomendadas para que los operarios visiten la estación de tratamiento, detallándose las actuaciones que deben realizar y anotar en el correspondiente cuaderno de planta.
- ***Labores de explotación:*** en este apartado quedan recogidas las labores de explotación propias de cada tratamiento, su frecuencia en función del tamaño de la población tratada y la forma de llevarlas a cabo. Las labores correspondientes a las etapas de pretratamiento y tratamiento primario se recogen en sus capítulos específicos, y a ellos se remite en cada tipo de tratamiento, para evitar repeticiones.
- ***Seguimiento: controles internos y externos:*** para determinar los rendimientos de depuración alcanzados en la estación depuradora, con objeto de determinar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, se hace necesaria la toma periódica de muestras tanto del agua residual influente como del efluente depurado. Dado que esta Directiva no dispone de directrices específicas para las poblaciones menores de 2.000 h-e, se recomienda utilizar para poblaciones entre 500 y 2.000 h-e, criterios similares a los que la citada Directiva define para las poblaciones entre 2.000 y 10.000 h-e.

  Estos son:

  - Se tomará, durante el primer año de seguimiento de la EDAR, un mínimo de 12 muestras. Las muestras se tomarán durante periodos de 24 horas, a intervalos regulares y proporcionales al caudal circulante.
  - Del total de muestras analizadas deberán cumplir los requisitos exigidos, en cuanto a concentración o porcentaje de reducción (de DBO_5, SS y DQO), un mínimo de 10. Si esto se cumple en los años siguientes, el número de muestras a tomar será de 4.

Para poblaciones menores de 500 h-e, se recomienda que el mínimo de muestras a realizar durante el primer año de seguimiento sea de 6 y si cumple en años próximos, el número de muestras a tomar sea de 4.

Igualmente, en este apartado se detallan los parámetros de proceso a controlar relativos a cada tecnología de tratamiento, indicándose la frecuencia recomendada para la realización de estos controles en función de la población tratada.

Para un mejor control de las estaciones de tratamiento, además del seguimiento de las aguas influentes y de los efluentes finales, se propone que se analicen los efluentes de los pasos intermedios (principalmente de la etapa de tratamiento primario), para poder evaluar su funcionamiento.

- ***Gestión de los subproductos generados en el tratamiento****:* en el caso de los residuos que se generan en las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, y al objeto de evitar repeticiones de texto, se remite a los capítulos específicos dedicados a estas etapas.

  Para los subproductos típicos de cada tecnología de tratamiento, se describen este apartado las recomendaciones para su adecuada gestión.

- ***Labores de mantenimiento:*** se detallan las principales labores de mantenimiento de la obra civil, conducciones y equipos. Para los equipos electromecánicos se especifican los datos que deben contener sus fichas individualizadas (características, horas de funcionamiento, averías sufridas, etc.).

- ***Problemas operativos:*** en forma de tabla se recogen las anomalías más frecuentes, sus posibles causas y las soluciones para su corrección.

REFERENCIAS

Puigagut, J.; Villaseñor, J.; Salas, J.J., Bécares, E.; García, J. (2007). Subsurface-flow constructed wetlands in Spain for the sanitation of small communities: a comparative study. *Ecological Engineering* **30**, 312-319.

Real Decreto 1620/2007, de 7 de diciembre, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas.

Salas, J.J. (2008). *Tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante Filtros de Turba: modificaciones en el diseño y empleos alternativos*. Tesis Universidad de Sevilla. Facultad de Química. Departamento de Química analítica. Pendiente de publicación.

4. OBRA DE LLEGADA, PRETRATAMIENTO Y MEDIDA DE CAUDAL

4 .1 INTRODUCCIÓN

En las estaciones de depuración, las aguas residuales a tratar, conducidas por gravedad o por bombeo, descargan en una obra de llegada, como paso previo a su pretratamiento, en el que se elimina la mayor cantidad posible de aquellas materias que, por su naturaleza o tamaño, podrían originar problemas en las etapas posteriores del tratamiento.

Por otro lado, los caudales de aguas residuales que ingresan en la estaciones de tratamiento deben medirse para poder realizar una explotación eficaz y evaluar los costes del tratamiento por unidad de volumen de agua tratada.

4.1.1 Obra de llegada

A su ingreso a la estación de tratamiento, las aguas residuales desembocan en la obra de llegada, ejecutada en cabecera de la instalación y que consiste, normalmente, en una arqueta donde se conectan todos los colectores que transportan las aguas a tratar.

La obra de llegada deberá disponer de un aliviadero conectado a la línea de by-pass general, con la misión de evacuar el excedente de caudal cuando se supere el caudal máximo de diseño, y de by-passear la estación de tratamiento en caso necesario. Tanto el by-pass como el emisario, deberán tener capacidad suficiente para transportar toda el agua que pueda llegar por el colector a la depuradora.

Figura 4.1. Obra de llegada y aliviadero

En ocasiones, para evitar el impacto sobre el medio hídrico receptor de los sólidos y arenas arrastrados en los primeros momentos del episodio de lluvias, es necesario construir un tanque de tormentas a la entrada de la EDAR. Tal y como se recoge en el Capítulo 2 de este Manual, la decisión de implantar un tanque de estas características debe proceder del organismo de cuenca correspondiente, y sólo se recomienda

cuando sea imprescindible para mantener la calidad objetivo en el medio hídrico receptor, ya que puede complicar la explotación de este tipo de instalaciones.

4.1.2 Pretratamiento

Las aguas residuales, antes de su depuración propiamente dicha, se someten a una etapa de pretratamiento, que consta de una serie de operaciones físicas y mecánicas, que tienen por objeto separar la mayor cantidad posible de materias (sólidos gruesos, arenas, grasas) que, por su naturaleza o tamaño, pueden dar lugar a problemas en las etapas posteriores del tratamiento.

El correcto diseño y posterior explotación y mantenimiento de la etapa de pretratamiento, son aspectos de vital importancia, pues cualquier deficiencia en los mismos repercute muy negativamente en el resto de las instalaciones, originando obstrucciones de tuberías, válvulas y bombas, desgaste de equipos, acumulación de arenas y sobrenadantes, pérdidas de rendimientos, etc.

Las distintas operaciones que constituyan el pretratamiento dependerán, en cada actuación concreta, de la calidad del agua bruta de entrada, del tipo de tratamiento posterior adoptado y del tamaño de la población, entre otros factores.

En las pequeñas aglomeraciones urbanas el pretratamiento, suele constar de:

- *Desbaste.*
- *Desarenado.*
- *Desengrasado.*

En el caso de redes separativas se puede prescindir de la etapa de desarenado, mientras que la etapa de desengrasado puede obviarse cuando se disponga de un tratamiento primario posterior y el contenido en grasas de las aguas residuales no sea elevado, ya que las pocas grasas que lleguen a la planta se recogerán en la superficie de dicho tratamiento. En caso contrario (restaurantes, estaciones de servicio, etc.), se hace necesaria la implantación en el pretratamiento de una etapa de desengrasado.

Cuando por problemas de línea piezométrica se deba introducir un bombeo en cabecera de la estación depuradora, éste se realizará, si es posible, tras la etapa de desarenado desengrasado. Si esto no fuese posible, al menos debe incluirse previamente al bombeo una reja de desbaste de gruesos de limpieza manual o automática, y de luz menor que el paso del rodete de las bombas instaladas con el objetivo de proteger estos equipos. El cálculo del número de bombas, su capacidad y el volumen del tanque de aspiración, debe permitir que el caudal impulsado se adecue a las variaciones diarias de caudal del agua residual, evitando, en lo posible, una sobrecarga de los diferentes procesos de la EDAR. En general, se deben emplear bombas con variador de frecuencia,

para conseguir una buena regulación de caudal, en especial cuando se opere con una sola bomba.

A continuación se describen las distintas operaciones unitarias que pueden incluirse en el pretratamiento.

Desbaste

En las pequeñas poblaciones el desbaste es, generalmente, el primer proceso en el tratamiento de las aguas residuales y su misión es la eliminación de sólidos de tamaño pequeño-mediano, mediante su interceptación en rejas y/o tamices.

Las rejas consisten en barras paralelas que se anteponen al flujo, con separación uniforme entre ellas, mientras que los tamices están constituidos por placas perforadas, o mallas metálicas de sección cuneiforme.

Las rejas presentan una mayor luz de paso que los tamices y se clasifican, según el tamaño de paso entre barrotes, en (CEDEX, 2007a):

- Rejas de gruesos: el paso libre entre los barrotes es de 20 a 60 mm (valor normal entre 20 y 30 mm).
- Rejas de finos: el paso libre entre los barrotes es de 6 a 12 mm (valor normal 10 mm).

En función de cómo se realice su limpieza, las rejas de desbaste se clasifican en:

- Rejas de limpieza manual: van equipadas con un cestillo perforado para acumular los sólidos que son retirados de las rejas mediante el empleo de un rastrillo. El cestillo permite el escurrimiento al canal de desbaste del exceso de agua, de modo que cuando se retiran los residuos, para su disposición final, la cantidad de agua en ellos sea la mínima posible.
- Rejas de limpieza automática: incorporan un peine rascador que, periódicamente y de manera automática, limpia la reja. Este peine puede activarse mediante temporizador, al superarse cierto valor establecido de pérdida de carga, o mediante un sistema combinado de temporización y pérdida de carga.

Los residuos se suelen descargar a una cinta o tornillo transportador, para su envío a un contenedor. Existen tornillos transportadores que compactan los residuos extraídos, consiguiendo cierto grado de deshidratación de los mismos y minimizando, a la vez, la generación de posibles impactos olfativos.

En algunos casos, los residuos se descargan directamente en una cesta que se vacía manualmente en un contenedor.

De acuerdo con su geometría, las rejas mecánicas pueden ser rectas o curvas. Las rejas curvas están indicadas para instalaciones pequeñas o medianas, con aguas poco

Figura 4.2. Reja de gruesos manual

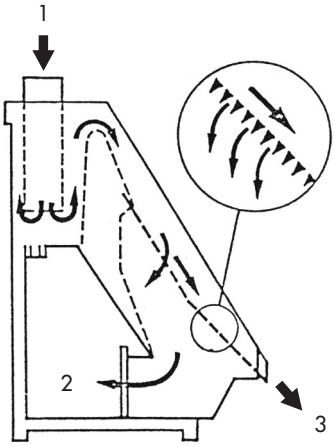
Figura 4.3. Reja de finos automática

cargadas y canales poco profundos. Su sistema de limpieza consiste en uno o dos peines montados en el extremo de un brazo que gira alrededor de un eje horizontal.

Con relación a los tamices, los más empleados en pequeñas poblaciones son los estáticos o autolimpiantes y los rotativos, si bien, son también recomendables los deslizantes, los de escalera y los de tornillo. El paso de los tamices oscila entre 1 y 6 mm (valor normal: 3 mm).

Se detallan, a continuación, las características principales de los distintos tipos de tamices:

Figura 4.4. Tamiz autolimpiante



1. Llegada de agua bruta.
2. Filtrado.
3. Residuos sólidos.

- *Tamices estáticos o autolimpiantes:* la malla filtrante está formada por pequeñas barras de sección en cuña, orientadas de forma que la parte plana está enfrentada al flujo de agua, con lo que la separación entre barras en la cara de aguas arriba es menor que la de aguas abajo, al objeto de evitar obstrucciones. Como inconveniente de este tipo de tamices debe citarse la pérdida de carga que generan, que oscila entre 1,2 y 2,1 m.

- *Tamices rotativos o de tambor:* la malla se monta sobre un cilindro giratorio que se coloca en un canal. El agua puede circular de dos formas diferentes: a) entrando por un extremo del tambor y saliendo a través de la superficie del tamiz, reteniéndose los sólidos en la parte interior del tambor; b) entrando por la parte exterior del tambor y saliendo por su interior, reteniéndose las partículas de mayor tamaño que las ranuras en la superficie exterior. En este tipo de tamices la limpieza es continua, mediante el raspado del tamiz, que va girando, contra un rascador fijo. La pérdida de carga producida en este tipo de tamiz se encuentra entre 0,8 y 1,4 m.

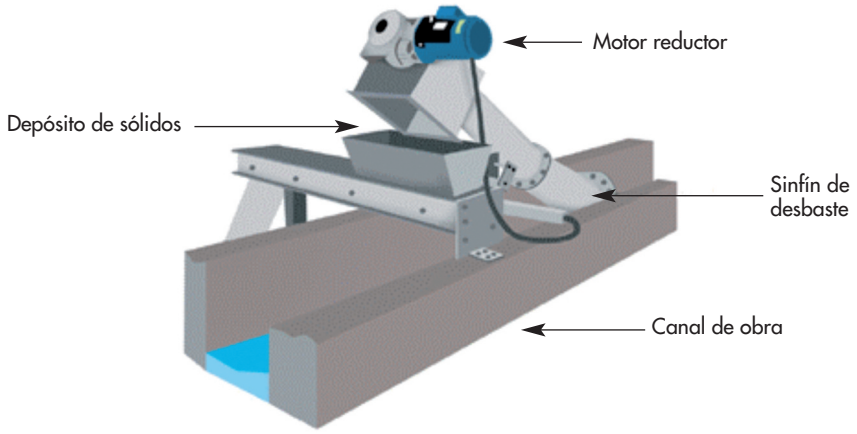
Figura 4.5. Tamiz rotativo

- *Tamices deslizantes:* los sólidos retenidos son separados mediante bandejas horizontales, dientes u otro tipo de artilugios, colocados escalonadamente, formando una cadena sin fin. La descarga se realiza por gravedad, al girar la cadena sobre la rueda dentada de tracción. La pérdida de carga para este tipo de tamices oscila entre 0,1 y 0,4 m.

- *Tamices de escalera:* formados por láminas de acero inoxidable en forma de escalones. Una de cada dos láminas es móvil y describe un movimiento circular mediante un motor, una caja de engranajes, cadenas y ruedas excéntricas. Las partículas que quedan atrapadas en las láminas del tamiz, se elevan automáticamente hasta el siguiente escalón, cada vez que la escalera de láminas completa un ciclo de rotación. Con este sistema son difíciles las obstrucciones, teniendo capacidad de elevación de sólidos de gran tamaño. La pérdida de carga de este tipo de tamiz oscila entre 0,2 y 0,4 m.

Figura 4.6. Tamiz deslizante

Figura 4.7. Tamiz de tornillo



Fuente: REMOSA.

- *Tamices de tornillo:* el tamizado se realiza a través de una criba o placa perforada semicilíndrica. Los sólidos retenidos en la zona de filtración se transportan de forma automática fuera del canal mediante un tornillo sin fin, hacia una zona de compactación. El tornillo sinfín dispone de cepillos en el borde para realizar la autolimpieza. La pérdida de carga en este tipo de tamices es mínima.

Desarenado

Figura 4.8. Desarenador estático de doble canal

La etapa de desarenado tiene por objeto la eliminación de la mayor parte de la materia más densa presente en las aguas residuales, con un diámetro superior a 0,2 mm, para evitar su sedimentación en canales, conducciones y unidades de tratamiento, y para proteger a las bombas de la abrasión. Se logra la eliminación tanto de materia inorgánica (arenas, gravas), como de materia orgánica no putrescible (granos de café, huesos, cáscaras de huevo, etc.).

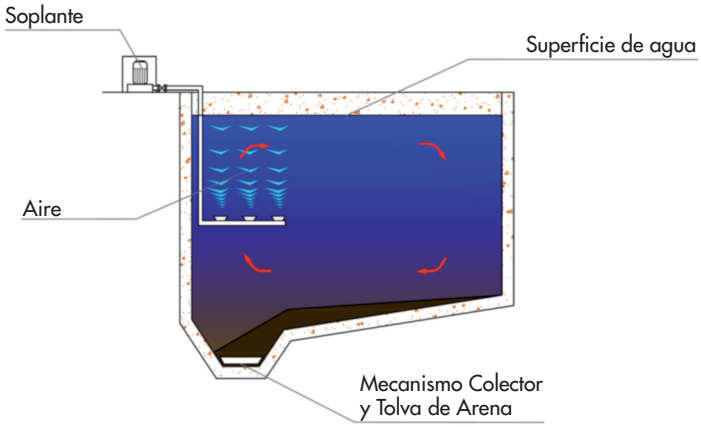
Esta etapa, que se coloca generalmente después del desbaste y antes del tratamiento primario, hace uso de dos tipos básicos de desarenadores;

- *Desarenadores estáticos de flujo horizontal*: el agua circula a su través en dirección horizontal, existiendo dos modalidades diferentes:

- Canales desarenadores de flujo variable: se emplean en pequeñas instalaciones de depuración, extrayéndose manualmente las arenas de la zona inferior de un canal, que cuenta con una capacidad de almacenamiento de 4-5 días.
- Canales desarenadores de flujo constante: mantienen una velocidad de paso fija, en torno a 0,3 m/s, independientemente del caudal que los atraviesa, con lo que se logra que sedimente la mayor parte de las partículas de origen inorgánico y la menor parte posible de las de origen orgánico (< 5% de materia orgánica). La velocidad de paso se puede mantener constante: a) mediante una sección adecuada de los canales (perfil parabólico o trapezoidal); o b) colocando al final de los canales vertederos de salida de ecuación lineal (canal Parshall, vertedero Sutro), en los que las variaciones de caudal se traducen en variaciones de la altura de la lámina de agua. En el caso de pequeñas poblaciones, se ha observado que los canales desarenadores de tipo constante no suelen funcionar correctamente, debido a que los bajos caudales y su variabilidad impiden mantener una velocidad de paso de 0,3 m/s de forma constante, acumulándose arenas con alto contenido en materia orgánica.

- *Desarenadores aireados*: en ellos el aire inyectado permite reducir el contenido en materia orgánica de la arena, provocando un movimiento en espiral, que se controla por la propia geometría del tanque y por la cantidad de aire suministrada. Sus paredes inferiores tienen un alto grado de inclinación para facilitar la retirada de la arena acumulada.

Figura 4.9. Esquema de un desarenador aireado



La extracción de arena de los desarenadores puede ser mecánica o manual. En las plantas más pequeñas, normalmente, se emplean desarenadores estáticos con extracción manual, para lo que se diseñan generalmente dos canales en paralelo. Así, mientras uno se limpia el otro se encuentra operativo. En las plantas de mayor tamaño se suelen emplear desarenadores aireados, con sistemas de extracción mecánica de las arenas acumuladas mediante bombas centrífugas o sistemas air-lift.

Desengrasado

Figura 4.10. Desengrasador estático con recogedor de grasas superficial

Esta operación tiene por misión eliminar las grasas y demás materias flotantes más ligeras que el agua. Dentro de los desengrasadores se distinguen:

- *Desengrasadores estáticos:* en los que se hacen pasar las aguas a través de un depósito dotado de un tabique deflector, que obliga a las aguas a salir por la parte inferior del mismo, lo que permite que los componentes de menor densidad que el agua queden retenidos en la superficie.

  Su fondo es inclinado para facilitar el deslizamiento de la materia que sedimente en el desengrasador hacia una zona de evacuación. La retirada de las grasas se lleva a cabo de forma manual, haciendo uso de un sistema de recogida superficial, o simplemente de un recogedor de hojas de piscina.

  El rendimiento de este tipo de equipos es bastante inferior al de los desengrasadores aireados.

- *Desengrasadores aireados:* en ellos se inyecta aire por la parte inferior del recinto, al objeto de desemulsionar las grasas y de mejorar la flotación de las mismas. Este tipo de desengrasador no se suele usar si no es combinado con la operación de desarenado.

Desarenado-desengrasado

Figura 4.11. Desarenador-desengrasador aireado con puente móvil

Estas dos operaciones se pueden realizar de forma conjunta en los denominados desarenadores-desengrasadores, que en general son aireados. En ellos se inyecta aire por la parte inferior, para provocar la desemulsión de las grasas que se acumulan en la superficie, en la zona de tranquilización.

Según la geometría del equipo y la forma en la que se lleva a cabo la retirada de las arenas y las grasas acumuladas existen distintas variantes:

- El desarenador-desengrasador con puente móvil, que es el más utilizado en estaciones depuradoras medianas y grandes, se utiliza poco en pequeñas poblacio-

nes, por su complejidad y por la dificultad de encontrar en el mercado unidades de dimensiones adecuadas a los pequeños caudales propios de este segmento de población. Son de tipo canal y en ellos un puente rodante se desplaza periódicamente a lo largo del mismo. De dicho puente cuelga el sistema de extracción de arena en continuo, mediante bombas centrífugas o air-lift, y el sistema de barrido superficial de flotantes. La mezcla arena-agua es impulsada a un canal lateral que la transporta a un sistema de secado mediante tornillo de Arquímedes o clasificador alternativo de rastrillos, almacenándose las arenas en un contenedor. Los flotantes se envían, generalmente por gravedad, a un concentrador de grasas, o directamente a un contenedor cerrado.

- En pequeñas poblaciones se emplean habitualmente equipos aireados tipo canal o de forma cuadrada con paredes de fondo muy inclinadas, para permitir la acumulación y extracción mecanizada de las arenas en un punto mediante bomba centrífuga, tornillo sinfín o sistema air-lift. La mezcla arena-agua puede ser secada mediante equipos similares a los descritos en el apartado anterior, o con sistemas más sencillos como filtros de arena o arquetas de decantación. Las grasas acumuladas en la zona de tranquilización se pueden retirar de forma manual.

Figura 4.12. Pretratamiento con desbaste mediante reja manual de gruesos y tamiz, by-pass con reja manual de gruesos y desarenador-desengrasador aireado

Para hacer frente a los problemas que se producen en los episodios de lluvia, en ocasiones, los organismos de cuenca recomiendan diseñar el pretratamiento con una capacidad superior al resto de los procesos de la planta, con el objeto de tratar parte del agua de escorrentía antes de su vertido final, siendo normales valores entre 3 y 6 veces el caudal medio en tiempo seco. En este caso, si el caudal que debe ser sometido a pretratamiento supera la punta diaria de las aguas residuales, es necesario construir un segundo vertedero, a la salida del pretratamiento, para evacuar el excedente entre el caudal pretratado y el caudal de diseño del resto de la EDAR (tratamiento primario y/o tratamiento secundario).

4.1.3 Medida de caudal y arqueta de muestreo

La medición de los caudales es una operación necesaria para poder realizar una explotación eficaz de la estación depuradora y evaluar los costes del tratamiento por unidad de volumen de agua tratada.

Desde un punto de vista operativo, la medición debería realizarse tras el pretratamiento. Sin embargo, la promulgación de la Orden ARM/1312/2009, de 20 de mayo, por la que se regulan los sistemas de medición y control de los vertidos al dominio público hidráulico, obliga a instalar a la salida de las estaciones depuradoras un sistema de medida de los caudales depurados, lo que hace recomendable, que en los casos en que sea posible, la medición se realice a la salida de la EDAR.

La medida del caudal de agua residual se puede realizar en canales abiertos (flujo de lámina libre) o en conducciones en carga.

En *canales abiertos* la determinación del caudal se lleva a cabo, normalmente, en vertederos rectangulares o triangulares, o en canal tipo Parshall.

Los vertederos rectangulares están formados por un tabique con la parte superior horizontal. El hueco por donde el agua se desborda puede ser rectangular o trapezoidal y la relación caudal-altura del agua en el vertedero es normalmente una potencia 3/2 de la altura. Este tipo de vertederos tienen una pérdida de carga importante, que se produce por la diferencia de niveles necesaria antes y después del vertedero. Los medidores tipo Parshall tienen una pérdida de carga menor, pero presentan más dificultades para medir caudales con mucha variabilidad, lo que es normal en las pequeñas poblaciones.

La medición de las variaciones de altura de la lámina de agua se realiza, normalmente, mediante flotador o sistema ultrasónico, bien dentro del propio canal, o en una pileta construida al lado del canal y comunicada con él por su parte inferior.

En *conducciones en carga* la determinación del caudal se lleva a cabo, normalmente: a) mediante la introducción de una obstrucción para crear una pérdida de carga o diferencial de presión, o b) mediante la medición de los efectos que provoca el fluido en movimiento. En el primer caso los sistemas más utilizados son el Venturi y la placa de orificio, y en el segundo el medidor magnético.

Tanto el Venturi, como las placas de orificio, sólo pueden utilizarse en aguas poco cargadas de materia en suspensión. Entre ellos, las placas de orificio son las que dan lugar a una mayor pérdida de carga.

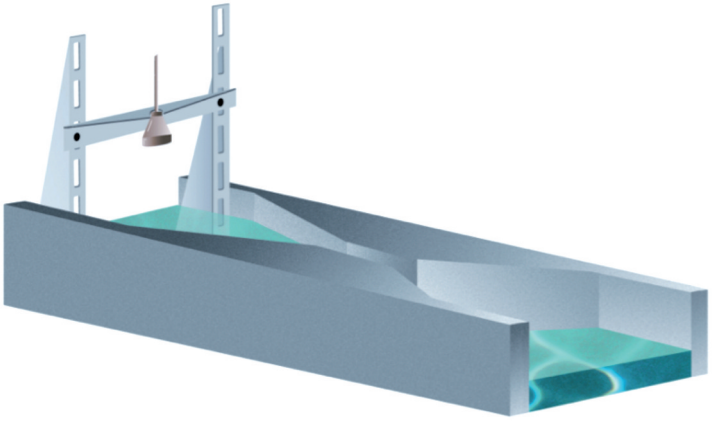
El medidor magnético consiste en un carrete (generalmente del diámetro de la tubería en la que se va a medir el caudal), con una bobina especial alrededor de dicho carrete. La señal que transmite se genera por inducción y es proporcional a la velocidad del agua que pasa por la tubería. Al no existir ningún estrechamiento en la tubería, no da lugar a pérdida de carga alguna ni se producen problemas con los sólidos en suspensión, siendo su medida de gran precisión. Constituye la opción más recomendable para la medida de caudales de agua residual o depurada, en conducciones en carga.

A continuación se establecen algunas recomendaciones sobre los sistemas de medida de caudal y de toma de muestras en EDAR para poblaciones menores de 2.000 h-e:

Figura 4.13. Medida en vertedero triangular

Figura 4.14. Medidor magnético en tubería

Figura 4.15. Canal Parshall



Fuente: REMOSA.

- Siempre que sea posible, se recomienda que la estación de tratamiento cuente con un medidor de caudal del agua residual a tratar o del agua depurada, dotado de totalizador.

- Dadas las obligaciones que genera la Orden Ministerial ARM/1312/2009, por la que se regulan los sistemas de medición y control de los vertidos al dominio público hidráulico, se recomienda que en caso de implantar una sola medida de caudal, ésta se realice en el agua depurada a la salida de la EDAR.

- En plantas pequeñas, con procesos extensivos, donde no exista conexión de energía eléctrica, se recomienda la utilización de medida de caudal en canal abierto mediante vertedero rectangular o triangular. Estarán dotados de reglilla para la medición instantánea del caudal circulante.

- En plantas que precisen energía eléctrica para su operación, se instalará un medidor de caudal automático, con indicador y totalizador, que preferentemente será de tipo magnético. De no ser posible su instalación en una conducción en carga, la medida se realizará en canal abierto mediante Parshall o vertedero.

- Se debe instalar una arqueta de toma de muestra del agua bruta a la entrada de la EDAR o tras el pretratamiento, y otra a la salida del tratamiento de depuración, para conocer las características del agua a tratar y del efluente depurado y poder evaluar el rendimiento de la instalación.

4.2 DIAGRAMAS DE FLUJO

Si bien, el tipo de pretratamiento recomendado se definirá posteriormente de forma detallada para cada una de las tecnologías desarrolladas en el Manual, en este apartado se muestran, de forma genérica, los esquemas más habituales.

Dado los problemas de funcionamiento y explotación que tienen los pretratamientos en las pequeñas poblaciones, debido a los bajos caudales circulantes y a su extrema variabilidad, la tendencia actual es hacia la simplificación de operaciones y la adopción de tecnologías robustas que faciliten su mantenimiento.

El pretratamiento más sencillo se muestra en las Figuras 4.16 y 4.17. Este es recomendable únicamente en el rango más pequeño de población (<200 h-e) y en aquellos casos en los que no exista suministro eléctrico y se opte por emplear un proceso de depuración que no requiera aporte de energía eléctrica. Cuenta con una obra de llegada con aliviadero, reja de gruesos de limpieza manual (de 2-3 cm de luz de paso), a la que sigue un desarenador estático de doble canal y limpieza manual. La inclusión posterior de un desengrasador estático es opcional, en función de la existencia o no de un tratamiento primario (fosa séptica o tanque Imhoff), que retienen grasas en su superficie, y de la concentración de grasas existente en el agua residual bruta.

El pretratamiento mas completo, utilizado generalmente en las plantas de mayor tamaño, se muestra en las Figuras 4.18 y 4.19. Cuenta con una obra de llegada con aliviadero, etapa de desbaste con reja de gruesos y reja de finos o tamiz (ambos de limpieza automática), a la que sigue un desarenador-desengrasador aireado con extracción automática de arenas. Paralelo a este canal de desbaste se dispone un segundo canal con reja de gruesos manual, necesario durante las operaciones de mantenimiento y reparación de las rejas automáticas, y al que se podrá acceder mediante vertedero desde el primero, para evitar que en caso de avería de la reja automática y subida de nivel del agua, esta vierta directamente por el aliviadero de entrada a la planta.

También es frecuente prescindir de la etapa de desarenado, con aguas poco cargadas, siempre que se disponga como desbaste de finos de un tamiz de 2-3 mm de paso y posteriormente exista un tratamiento primario. Parte de las arenas quedarán retenidas en el tamiz y el

Figura 4.16. Perfil de un pretratamiento con desbaste y desarenado de limpieza manual

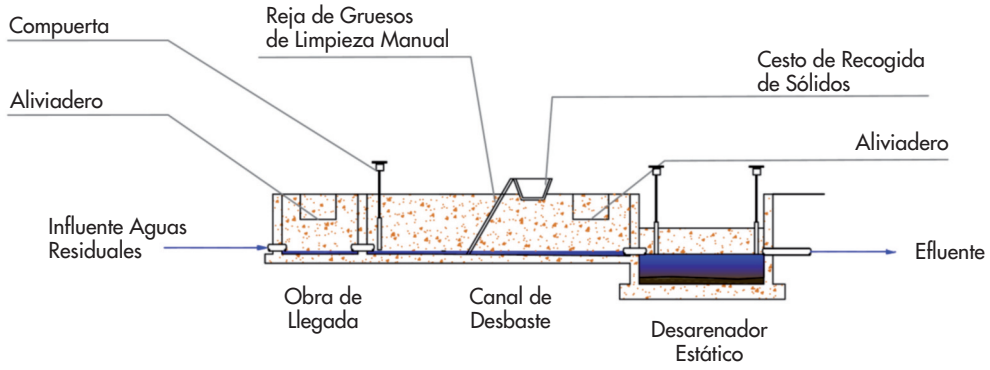


Figura 4.17. Planta de un pretratamiento con desbaste y desarenado de limpieza manual

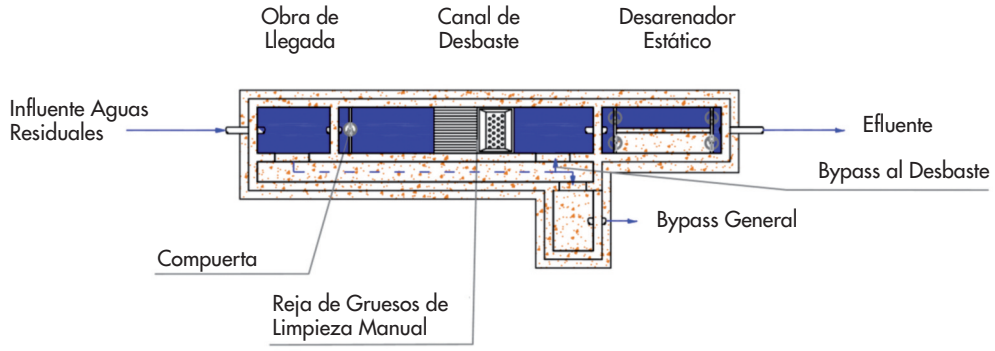


Figura 4.18. Perfil de pretratamiento con desbaste y desarenado-desengrasado de limpieza automática

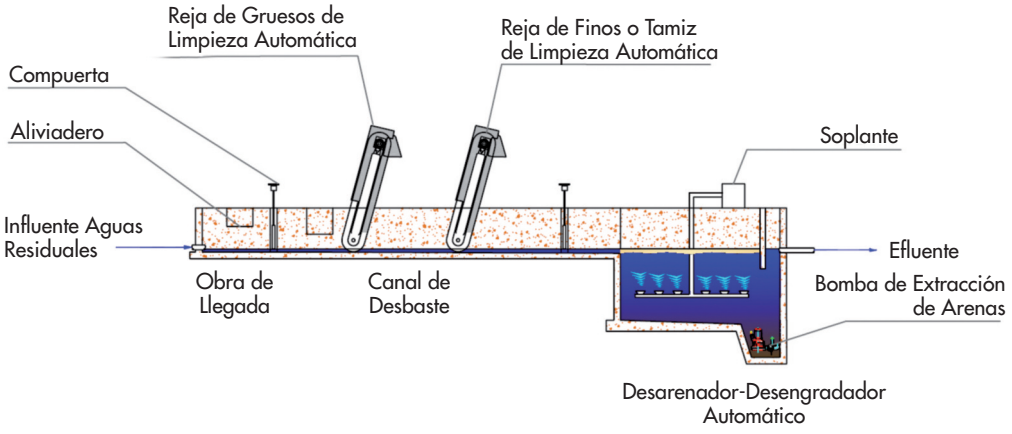
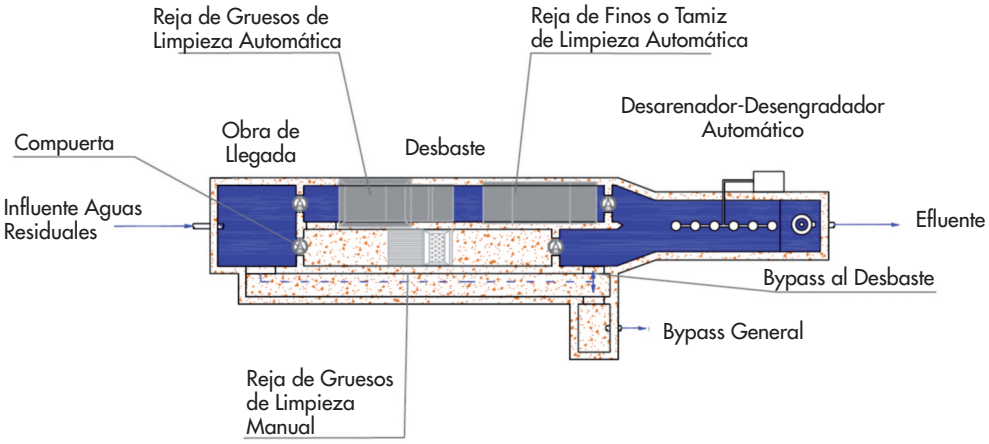
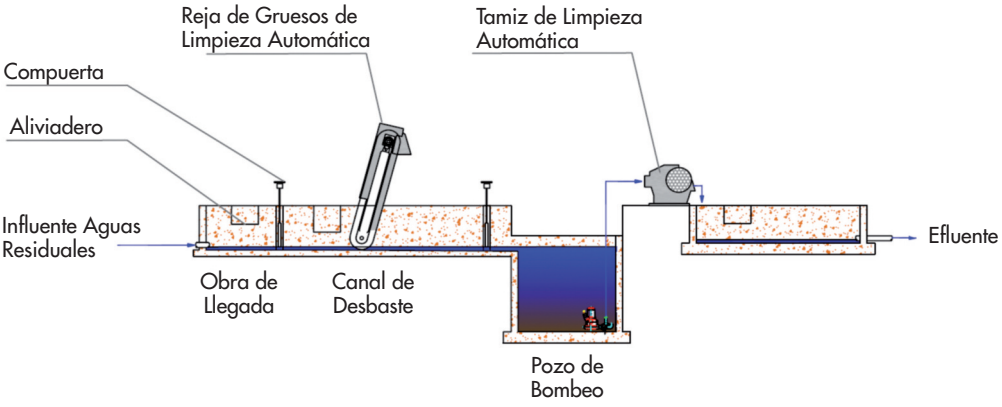


Figura 4.19. Planta de pretratamiento con desbaste y desarenado-desengrasado de limpieza automática



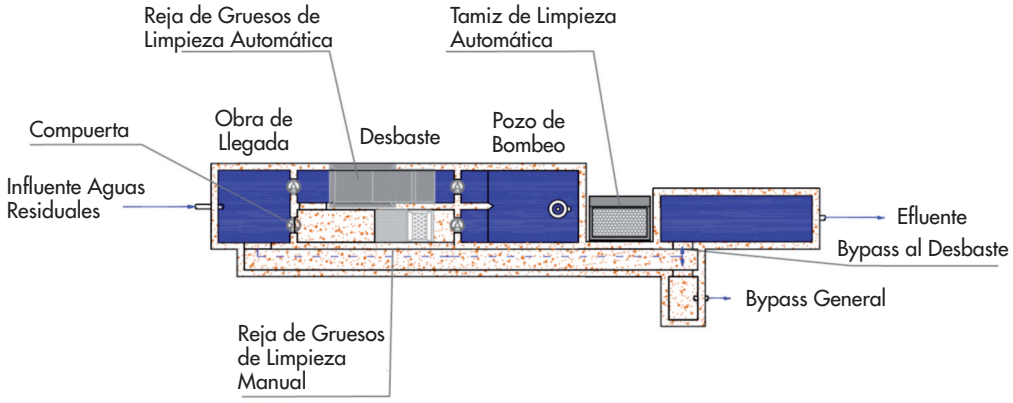
resto decantará en el tratamiento primario. Esta solución, si bien simplifica el pretratamiento, puede complicar la explotación y mantenimiento del tratamiento primario y la gestión posterior de sus lodos, al poder tener éstos un componente alto de arenas. Esta línea de pretratamiento se utiliza mucho cuando es necesario realizar un bombeo de elevación en cabecera de la planta, pero se debe evitar cuando se prevén cantidades importantes de arenas y/o grasas. En las Figuras 4.20 y 4.21 se recogen el perfil y la planta de esta línea de pretratamiento.

Figura 4.20. Perfil de tratamiento sin desarenado ni desengrasado



Por último, una línea novedosa, cuyas primeras realizaciones se están desarrollando en la actualidad, consiste en colocar como primera etapa del pretratamiento un tanque desarenador, cuyo objetivo es eliminar los sólidos gruesos y parte importante de las arenas, para evitar así la acumulación excesiva de arena y materia orgánica en los canales de desbaste y mejorar el funcionamiento posterior de rejas y tamices. En episodios de lluvia sirve como

Figura 4.21. Planta de pretratamiento sin desarenado ni desengrasado



etapa protectora ante los sólidos arrastrados en los colectores durante los primeros minutos de la escorrentía. En las Figuras 4.22 y 4.23 se recogen el perfil y la planta de esta nueva línea de pretratamiento.

Figura 4.22. Perfil de pretratamiento con tanque desarenador en cabecera

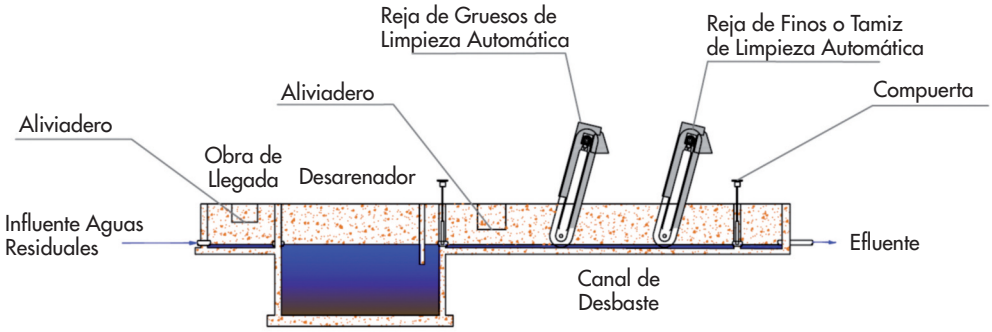
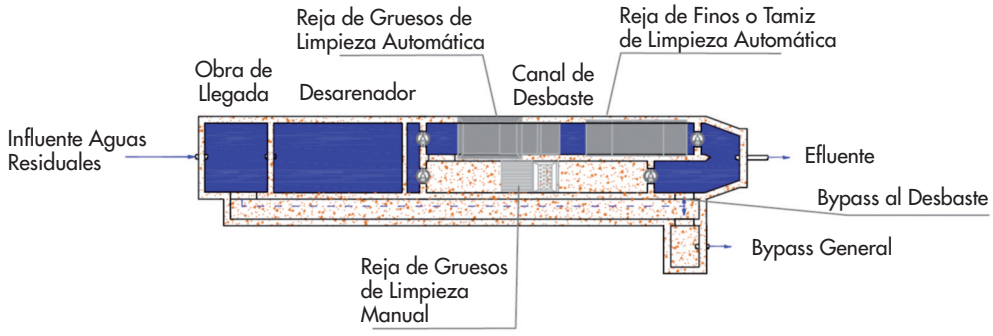


Figura 4.23. Planta de pretratamiento con tanque desarenador en cabecera



4.3 CARACTERÍSTICAS DEL TRATAMIENTO

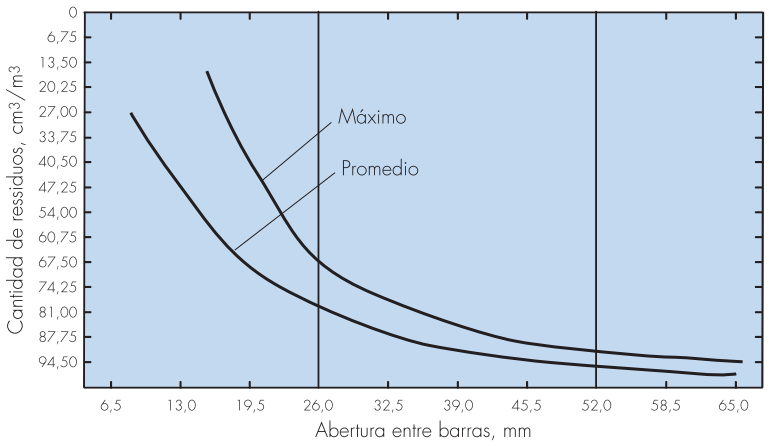
Rango de aplicación

Salvo en aplicaciones "on site", para el tratamiento de muy pequeñas aglomeraciones urbanas, en las que las aguas alimentan directamente a una fosa séptica, todas las estaciones depuradoras menores de 2.000 h-e deben contar con un pretratamiento adecuado.

Rendimientos característicos

En el caso del desbaste, tanto utilizando rejas como tamices, el rendimiento de eliminación de sólidos (detritus) es función del paso entre barrotes o pletinas, tal como se recoge en un apartado posterior dedicado a la "Producción de subproductos". En la Figura 4.24 se muestra la relación entre el volumen de residuos retenidos por metro cúbico de agua residual tratada en función de la apertura entre barras o pletinas (WPCF, 1977).

Figura 4.24. Volumen de residuos producidos en el desbaste



En el caso del tamizado, para tamices con luz de paso comprendida entre 1 y 6 mm se alcanzan rendimientos de eliminación de sólidos en suspensión del orden del 10-15%, del 15-25% de reducción de DBO_5 y del 10-80% de eliminación de arenas. En los desarenadores, con un buen diseño, se puede conseguir la eliminación del 90% de las arenas que arrastran las aguas residuales y, en el caso de los desarenadores aireados, se logra que el contenido en materia orgánica de las arenas sea inferior al 5%.

Por último, en los desengrasadores aireados pueden lograrse rendimientos de eliminación de grasas del orden del 80%.

Influencia de las condiciones meteorológicas

La lluvia es el meteoro que ejerce una mayor influencia sobre las distintas etapas constitutivas del pretratamiento, en el caso de las redes de saneamiento unitarias. Por un lado, aumentando los caudales de aguas residuales que ingresan en la estación de tratamiento, lo que modifica notablemente las velocidades de acercamiento a las rejas y de paso a su través, así como las velocidades de paso en los desarenadores de flujo variable y los tiempos de permanencia en los desengrasadores. Por otro lado, lo habitual es que en periodos de lluvias las aguas residuales transporten cantidades mucho más elevadas de objetos gruesos y de arenas.

Influencia de las características del terreno

Si bien, los requisitos de superficie que se requieren para la implantación de la etapa de pretratamiento son muy bajos, en determinadas circunstancias las características del terreno disponible pueden jugar un papel relevante. Este es el caso de terrenos en los que, bien porque el nivel freático se encuentre elevado, bien por la presencia de rocas, se decida colocar en alto la etapa de pretratamiento, lo que obligará a la instalación de un bombeo a la llegada de las aguas a la EDAR. La necesidad de dotar de energía eléctrica al bombeo, puede llevar a la decisión de implantar elementos de limpieza automática (rejas de limpieza manual y desarenador-desengrasador aireado), para la etapa de pretratamiento.

Impactos ambientales

La mayor parte de la estructura de los canales de desbaste y de las etapas de desarenado y desengrasado suele disponerse enterrada, siendo pequeña la proporción que sobresale del nivel del suelo, por lo que los impactos visuales de la etapa de pretratamiento suelen ser muy limitados.

Los residuos extraídos de las rejas de desbaste pueden llegar a generar olores desagradables si no se retiran con la frecuencia necesaria (que debe ser mayor en verano), de los contenedores empleados para su recogida. Del mismo modo, las arenas y grasas pueden contener residuos orgánicos, por lo que igualmente pueden desprender olores desagradables si no son retiradas periódicamente. También, pueden producirse olores en el pretratamiento si el agua llega en condiciones sépticas, como consecuencia de colectores de gran longitud y, principalmente, en los momentos más calurosos del año.

En aquellas ocasiones en que la EDAR se implante muy próxima a lugares habitados, y para instalaciones de un cierto tamaño (>500 h-e), se puede plantear la construcción de un pequeño edificio para albergar los contenedores de recogida de los rechazos del desbaste, las arenas y las grasas, al objeto de minimizar los impactos olfativos.

Si las etapas del pretratamiento son de limpieza manual el impacto sonoro es nulo, como consecuencia de la ausencia de equipos electromecánicos. Si se recurre a equipos de limpieza

automática, dada la escasa potencia necesaria, los impactos sonoros serán de muy baja cuantía, recomendándose la instalación de la soplante, de la etapa de desarenado-desengrasado aireado, en el interior de un contenedor insonorizado.

Producción de subproductos

En la etapa de desbaste, en el caso de redes de saneamiento unitarias, se estima la producción de residuos como sigue *(*CEDEX, 2007a):

- Para rejas de gruesos (separación de barrotes entre 20 y 60 mm): 2-5 l/habitante.año.
- Para rejas de finos (separación de barrotes entre 6 y 10 mm): 5-15 l/habitante.año.
- Para tamices (con luz entre 2 y 6 mm): 15-40 l/habitante.año.

La acumulación de arenas en la etapa de desarenado es muy variable, en función del tipo de saneamiento, de las características de la zona servida (estado de los colectores, calles pavimentadas o no, etc.), de los periodos de lluvias, etc., oscilando esta producción entre (CEDEX, 2007a*)*:

- En sistemas unitarios: 8-80 litros/100 m^3 agua residual (10-30 l/hab.año).
- En sistemas separativos: 6-20 litros/100 m^3 agua residual (5-10 l/hab.año).

A efectos de diseño de los equipos de bombeo, transporte y almacenamiento de las arenas, se utilizan valores de producción de arenas más altos, para disponer de un mayor margen de seguridad (CEDEX, 2007a*)*:

- En sistemas unitarios: 50 l /m^3 agua residual.
- En sistemas separativos: 5 l /m^3 agua residual.

No se dispone de datos que cuantifiquen la generación de residuos en la etapa de desengrasado.

Consumo energético

En los casos en que no exista disponibilidad de energía eléctrica y la recogida de sólidos, arenas y grasas sea manual, el consumo energético será nulo.

En aquellas plantas que disponen del pretratamiento más completo, incluyendo reja de gruesos y finos automáticas y desarenador-desengrasador aireado, con extracción automática de arenas y grasas, la potencia instalada es aproximadamente la siguiente:

- Mecanismo de limpieza de la reja de gruesos: 0,5 kW
- Mecanismo de limpieza de la reja de finos: 0,5 kW
- Soplante: 1 kW
- Bomba de extracción de arenas: 0,6 W
- Mecanismo accionamiento rasquetas superficiales: 0,2 kW

Si la etapa de desarenado-desengrasado se complementa con un clasificador de arenas (para separar las arenas de la mezcla arenas-agua) y con un concentrador de grasas (para separar las grasas de la mezcla grasas-agua), cada uno de estos elementos precisa de unos 0,5 kW de potencia.

En resumen, una etapa de pretratamiento que cuente con todos los elementos descritos, precisa de unos 3 kW para su operación.

4.4 VENTAJAS E INCONVENIENTES

En el caso del pretratamiento, las ventajas e inconvenientes de los distintos elementos que lo integran, se obtienen de la comparación entre sistemas de limpieza automática y de limpieza manual.

- **Ventajas**

  Los elementos del pretratamiento de limpieza automática:

  - Reducen los problemas de atascos en las rejas de desbaste, dado que su limpieza se activa de forma automática cuando se requiere.
  - Consiguen mejores rendimientos de eliminación de sólidos en la etapa de desbaste, ya que se evitan los arrastres que se producen en las rejas al realizar su limpieza de forma manual, por el brusco aumento de la velocidad del flujo. En el desbaste se trabaja con menores grados de colmatación, por lo que la pérdida de carga es menor.
  - Los sistemas de desarenado-desengrasado aireado consiguen mejores rendimientos.
  - Siempre que haya un buen mantenimiento de los equipos electromecánicos, se reducen las necesidades de personal de explotación.

- **Inconvenientes**

  Los elementos del pretratamiento de limpieza automática:

  - Presentan un consumo energético asociado, si bien, este es reducido, dado la escasa potencia instalada y el hecho de que los elementos electromecánicos operan de forma intermitente.

- La presencia de equipos electromecánicos conlleva la posible aparición de averías y mayores necesidades de mantenimiento (preventivo y correctivo) que en los pretratamientos manuales.
- Los canales de desbaste automáticos requieren la construcción de un canal de desbaste manual paralelo, que entra en operación cuando se ejecutan las paradas de mantenimiento del sistema automático o en casos de averías o fallos en el suministro eléctrico.
- Los sistemas automáticos conllevan mayores costes de implantación.

4.5 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

4.5.1 Criterios de diseño

Datos previos para el diseño

Para el diseño de la etapa de pretratamiento se precisa conocer:

- Caudal medio de las aguas a tratar, Q_{med} (m^3/d).
- Caudal máximo de las aguas a tratar, Q_{max} (m^3/h).

Métodos de diseño

- *Diseño del vertedero de la obra de llegada*

  En las pequeñas depuradoras el vertedero de la obra de llegada cumple generalmente dos funciones, aliviar los caudales que lleguen por los colectores de entrada, superiores a la capacidad de tratamiento de la EDAR, y servir como by-pass general de la planta. Por lo tanto, su dimensionamiento se realizará en función del caudal máximo de agua residual que pueda llegar a través de los colectores.

  El caudal del vertedero viene dado por la siguiente fórmula general (Hernández *et al.*, 1995):

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

  Siendo.

  Q = caudal vertido por el aliviadero (m/s).
  μ = coeficiente de caudal de vertedero (adimensional).
  L = longitud del vertedero (m).
  h = altura de lámina de agua sobre el vertedero (m).
  g = aceleración de la gravedad (m/s^2).

En pequeñas depuradoras, por la simplicidad de ejecución, lo más frecuente es emplear un vertedero rectangular de pared delgada, en un canal sin contracción lateral y con vertido de lámina libre (ver Figura 4.25).

El coeficiente de caudal (m) puede calcularse mediante las fórmulas de Bazín, o de Rehbock.

En el caso de la fórmula de Bazín:

$$\frac{2}{3}\cdot\mu=\left(0{,}405+\frac{0{,}003}{h}\right)\cdot\left[1+0{,}55\cdot\frac{h^2}{(h+P)^2}\right]$$

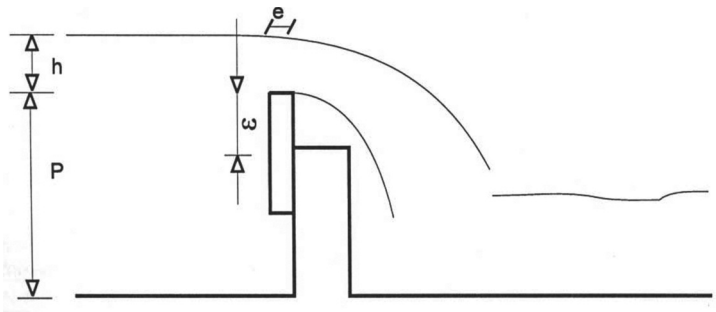
Esta fórmula es utilizable para alturas de lámina h comprendidas entre 0,10 y 0,60 m y un calado del vertedero (P) entre 0,20 y 2,00 m.

Si no se necesita una gran exactitud, o para un primer tanteo, puede utilizarse la expresión:

$$Q=1{,}9\cdot L\cdot\sqrt{h^3}$$

Lo que equivale a adoptar $2/3\cdot\mu = 0{,}43$ en la fórmula general.

Figura 4.25. Esquema de un vertedero rectangular de pared delgada (Hernández, 1995)



- *Diseño de un tanque de tormentas*

Para el cálculo de del volumen de un tanque de tormentas existen varias normativas europeas, que proponen procedimientos simplificados, destacando la norma inglesa BS 8005-4 y la norma alemana ATV-A 128 (CEDEX, 2007b).

La norma inglesa se basa en retener la denominada "lluvia crítica", que es aquella que provoca el primer lavado de las calles y la resuspensión de los sedimentos en los colectores. El volumen de esta lluvia dependerá de muchos factores (clima, característi-

cas topográfica, tamaño de la cuenca, tiempo de concentración de la cuenca y de la escorrentía de cada lugar). El volumen del tanque de tormentas deberá ser, según esta norma, el necesario para que una lluvia de intensidad de 10 l/s.ha y de 20 minutos de duración, no produzca vertidos. Estudios realizados por la Confederación Hidrográfica del Norte, utilizando la citada normativa, establecen los siguientes órdenes de magnitud respecto al volumen de tanque por hectárea, para el ámbito de su cuenca (CH Norte, 1995): a) 4 m^3/ha neta en zonas de población densa: b) 9 m^3/ha neta en zonas de población dispersa.

La norma alemana se basa en que el volumen del tanque de tormenta deberá ser el necesario para que una lluvia de 20 minutos y de intensidad calculada mediante la siguiente expresión, no produzca vertidos.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot L \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Siendo:

i = intensidad de lluvia crítica, en l/s.ha.
T_c = tiempo de concentración de la cuenca, en minutos (T_c < 120 minutos).

Para tiempos superiores a 120 minutos, la intensidad de lluvia crítica se tomará directamente igual a 7,5 l/s.ha.

Con este criterio, el volumen necesario para el tanque de tormentas varía entre un mínimo y un máximo del orden de 5 y 40 m^3/ha impermeable, respectivamente (valores normales, entre 15 y 20 m^3/ha). Como puede observarse, esta norma da valores más altos que la anterior.

- *Diseño del desbaste*

La velocidad del agua en el canal de desbaste y la velocidad de paso a través de la reja son los aspectos más importantes a tener en cuenta en el diseño de la etapa de desbaste. La velocidad de agua en el canal debe ser ≥ 0,4 m/s a caudal mínimo y ≥ 0,9 m/s a caudal máximo, para evitar que decanten las arenas en el fondo del canal. Por otro lado, la velocidad de paso del agua a través de la reja debe ser la suficiente para que los sólidos se apliquen sobre la reja, pero sin que se produzca una excesiva pérdida de carga, ni se produzcan atascamientos en la parte profunda de los barrotes. Para ello, normalmente se adopta una velocidad de paso a través de la reja ≤1,0 m/s a caudal medio y ≤1,4 m/s a caudal máximo.

El *ancho del canal* y su *calado* se determinan por las siguientes expresiones (CEDEX, 2007a):

$$W = \left(\frac{Q}{V \cdot h} \cdot \frac{E + e}{E} \cdot C \right) \qquad ; \qquad h = \frac{Q}{v_c} \cdot \frac{1}{W}$$

Siendo:

W = ancho del canal en la zona de las rejas (m).
Q = caudal máximo que pasa por el canal (m^3/s).
V = velocidad máxima de paso del agua entre los barrotes (m/s). Valor usual: 1,4.
v_c = velocidad del agua en el canal a caudal máximo (m/s)
h = altura del agua en el canal aguas arriba de la reja (m).
e = ancho de barrotes (mm).
E = separación entre barrotes (mm).
C = coeficiente de seguridad que tiene en cuenta el grado de colmatación de la reja. Normalmente se adopta un valor de 1,3 (30% de colmatación).

Estas expresiones son útiles para el dimensionamiento del desbaste en depuradoras medianas y grandes. Cuando se utilizan para poblaciones menores de de 2.000 h-e, cuyos caudales son de escasa cuantía y muy variables, las dimensiones obtenidas (anchura y calado) son tan pequeñas que hacen imposible conseguir equipos de ese tamaño, haciendo inviable su limpieza y mantenimiento.

Por ello, se recomienda fijar un valor mínimo para estos parámetros en función de la tipología de la reja o tamiz a instalar y, posteriormente, comprobar que no se superan las velocidades máximas permitidas de paso a través de la reja, y que las dimensiones del canal tienen suficiente capacidad hidráulica para los caudales máximos de diseño.

Se consideran como valores mínimos:

- Anchura del canal (W) ≥0,25 m.
- Altura del agua en el canal (h) ≥ 0,25 m.
- Tiempo de retención (a caudal máximo) ≥5 minutos.

Con estas premisas, sin embargo, es muy difícil cumplir con los límites que se exigen a la velocidad del agua en el canal (0,4 m/s a Q mínimo), obteniéndose, en general, velocidades menores.

Diseño del desarenado

Los principales aspectos a tener en cuenta en el diseño del desarenador son: la superficie, la longitud, la anchura y el calado.

Superficie del desarenador (m^2): la superficie de los desarenadores se selecciona de forma que sedimenten todas las partículas de arena de diámetro mayor de 0,2 mm, que corresponden a velocidades de sedimentación del orden de 1 m/min. Para que eso ocurra, suponiendo que el proceso de sedimentación corresponde al de partículas discretas, la longitud del desarenador deberá ser tal, que el tiempo que se tarda en recorrerlo horizontalmente sea suficiente para que una partícula que se encuentre en la posición más desfavorable en la zona de entrada (en el plano superior) llegue al fondo del mismo.

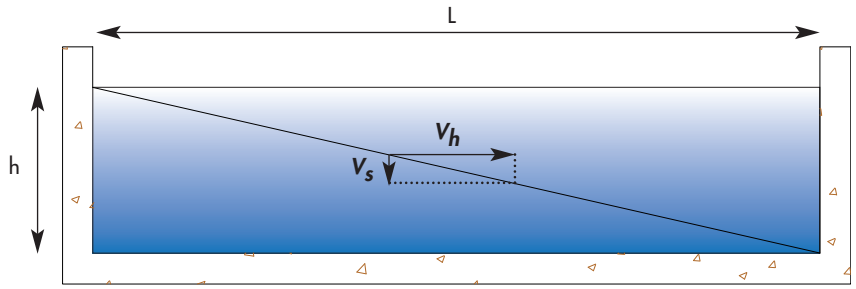
Para un desarenador de longitud L, altura h y ancho W (Figura 4.26), el tiempo que tarda la partícula en alcanzar el fondo (t_s) y el tiempo de residencia de la partícula en el desarenador (t_r) vienen dados por las expresiones:

$$t_s = \frac{h}{V_s} \qquad ; \qquad t_r = \frac{L}{V_n} = \frac{L \cdot W \cdot h}{Q}$$

Siendo:

t_s = tiempo (s).
V_s = velocidad de sedimentación para la partícula situada en la posición más desfavorable, (m/s).
V_n = velocidad de desplazamiento horizontal de las partículas. Es igual a la velocidad del fluido en el canal (m/s).
Q = caudal máximo de agua residual (m^3/h).

Figura 4.26. Esquema de la operación de desarenado



Para que la partícula alcance el fondo del desarenador se debe cumplir que $t_s < t_r$. En el límite, igualando t_s a t_r, se obtiene la mínima velocidad o carga hidráulica que debe tener una partícula para que, entrando en la posición más desfavorable, quede retenida.

La carga hidráulica (V_s), la superficie horizontal (S) y el área transversal (S_t) del desarenador se calculan con las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{Q}{L \cdot B} \quad ; \quad S = L \cdot B = \frac{Q}{V_s} \quad ; \quad S_t = h \cdot B = \frac{Q(m^3/s)}{0{,}3(m/s)}$$

Siendo Q el caudal máximo de agua residual a tratar y 0,3 la velocidad del flujo horizontal en m/s, que debe mantenerse por encima de este valor para evitar la sedimentación de materia orgánica

Estas expresiones son útiles para el dimensionamiento del desarenador en depuradoras medianas y grandes. Al tratar de utilizarlas para poblaciones menores de 2.000 h-e se

presentan problemas similares a los expuestos en la operación de desbaste. El principal es la dificultad de mantener velocidades de desplazamiento horizontal suficientes (0,3 m/s), al necesitar, por motivos operativos, secciones transversales mucho más grandes que las obtenidas utilizando las expresiones anteriores.

Al igual que en el desbaste, la anchura y el calado viene determinado por el tipo de equipos y las formas de operación y extracción de las arenas y/o las grasas. Por ello, se recomienda fijar un valor mínimo para estos parámetros en función de la tipología de los equipos y, posteriormente, comprobar que no se supera la carga hidráulica máxima necesaria para la sedimentación de las arenas (ver Tabla 4.1) y que las dimensiones del canal tienen suficiente capacidad hidráulica para los caudales máximos de diseño.

La Tabla 4.1 recoge los valores recomendados para las variables de diseño de los desarenadores estáticos y aireados (CEDEX, 2007a).

Tabla 4.1. Valores recomendados de las variables de diseño de los desarenadores estáticos y aireados

Parámetro	Desarenador estático	Desarenador aireado
Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2 \cdot h$)	≤ 70	≤ 70
Velocidad horizontal (m/s)	0,3*	≤ 0,15
Tiempo de retención a caudal máximo (min)	1-2	2-5
Anchura (m)	> 0,3	> 0,5
Profundidad (m)	0,25-0,50	> 2
Longitud/anchura	–	3:1-5:1; Valor típico: 4:1
Suministro de aire (Nm^3/min·metro de canal)	–	0,2-0,6; Valor típico: 0,5

* Los desarenadores estáticos pueden ser de flujo constante o de flujo variable. Los parámetros de dimensionamiento son similares, a excepción de que los primeros mantienen una velocidad horizontal fija, colocando al final de los canales vertedero de ecuación lineal.

- *Diseño del desengrasado*

La Tabla 4.2 recoge los valores recomendados para las variables de diseño de los desengrasadores estáticos y los desarenadores-desengrasadores (CEDEX, 2007a).

4.5.2 Criterios de construcción

Lo normal es construir, tanto la obra de llegada como los canales desarenadores y los desengrasadores, en hormigón, aunque existen también equipos de pretratamiento prefabricados en materiales metálicos.

Tabla 4.2. Valores recomendados de las variables de diseño de los desengrasadores estáticos y de los desarenadores-desengrasadores aireados

Parámetro	Desengrasador estático	Desarenador-desengrasador aireado
Carga hidráulica a caudal máximo ($m^3/m^2 \cdot h$)	≤ 20	≤ 35
Velocidad horizontal (m/s)	–	≤ 0,15
Tiempo de retención a caudal medio (min)	> 30	10-15
Profundidad (m)	1,2-2,4	2-5
Relación Longitud/anchura	–	3:1-5:1; Valor típico: 4:1
Suministro de aire (Nm^3/min·metro de canal)	–	0,2-0,6; Valor típico: 0,5

Los elementos metálicos del pretratamiento en contacto con las aguas residuales a tratar (rejas de desbaste, sistemas de limpieza de las rejas, tuberías, etc.), deben ejecutarse en acero inoxidable, preferentemente en acero AISI 316.

Los espesores de las rejas de desbaste oscilarán entre 6 y 12 mm, en el caso de las rejas de finos, y entre 12 y 25 mm cuando se trate de rejas de gruesos.

En lo que respecta a la automatización de los equipos electromecánicos, se recomienda que el mecanismo de limpieza automática de la rejas desbaste cuente con un doble control, por pérdida de carga y por tiempo, de forma que se active cuando la pérdida de carga a través de la reja automática supere el límite fijado. Si durante el tiempo límite fijado entre dos activaciones no se supera la pérdida de carga fijada, se activará la limpieza automática mediante el control temporal.

Las rejas de limpieza automática dispondrán también de un sistema limitador de par, para los casos en que se produzca sobrecarga o bloqueo del sistema. Este limitador pondrá fuera de servicio el sistema de limpieza automático, evitando su deterioro.

En los equipos de desarenado-desengrasado aireado, la entrada en operación de los sistemas de extracción de las mezclas agua-arenas y agua-grasas, así como la entrada en operación de los concentradores-clasi-

Figura 4.27. Montaje de un tamiz deslizante en una pequeña depuradora

ficadores de arenas y de los concentradores de grasas, estarán temporizados, con un pequeño desfase entre ellos, para permitir la concentración de los residuos a extraer (arenas y grasas).

En lo referente a los medidores de caudal, en el caso de los canales Parshall se suele recurrir al empleo de unidades prefabricadas, determinándose el nivel del agua mediante ultrasonidos. Cuando se empleen medidores electromagnéticos de caudal, en su instalación deberán respetarse las recomendaciones del fabricante, relativas a las distancias mínimas que deben mantenerse entre el caudalímetro y cualquier accesorio que pueda perturbar el flujo de agua (reducciones, válvulas, codos, etc.).

4.6 PUESTA EN MARCHA

La puesta en marcha de los elementos constitutivos de la etapa de pretratamiento, en el caso de que se opte por equipos de limpieza manual, no presenta complejidad alguna, comenzando a funcionar en el momento que el agua empieza a pasar a través de los mismos.

En el caso de que se instalen equipos de limpieza automática es preciso, antes de su puesta en marcha, verificar su correcto funcionamiento y comprobar que se encuentran convenientemente lubricados, de acuerdo con las instrucciones de los fabricantes.

4.7 EXPLOTACIÓN Y MANTENIMIENTO

Inspección rutinaria

En función del tamaño y complejidad de la estación de tratamiento, la frecuencia de visitas a la estación de depuración se irá incrementando. Así, para instalaciones menores de 500 h-e se recomienda que las visitas sean semanales, en el rango de 500 a 1.000 h-e se deberían realizar dos visitas por semana, mientras que para el rango superior (de 1.000 a 2.000 h-e) y en instalaciones de cierta complejidad (aireaciones prolongadas, reactores secuenciales, CBR), la frecuencia debería elevarse a tres visitas semanales.

La inspección rutinaria de los elementos constitutivos del pretratamiento, en cada situación concreta, se llevará a cabo con la misma frecuencia con que se visite la estación de tratamiento.

Labores de explotación

Las principales labores de explotación a llevar a cabo en la obra de llegada y en el pretratamiento, son las siguientes:

- ***Obra de llegada***

  - En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento del aliviadero ubicado en la obra de llegada de la estación depuradora. Si se detectan sedimentaciones en

el canal de llegada será necesario proceder a su limpieza, puesto que de no hacerse se producirán aliviados con caudales de aguas residuales inferiores a los adoptados para el diseño del aliviadero.

- Semanalmente, se comprobará el correcto funcionamiento de las compuertas ubicadas en esta zona, que permiten by-pasar la estación de tratamiento en caso de necesidad.
- Se comprobará semanalmente que la línea de bypass, situada al inicio del pretratamiento, no presenta obstrucciones que impidan evacuar los caudales de aguas residuales superiores a los de diseño (fundamentalmente en épocas de lluvias), o by-pasar directamente las aguas influentes sin pasar por la depuradora, en caso de necesidad.

Desbaste

- La limpieza de las rejas manuales se efectuará por rastrillado, depositándose los residuos que se extraigan en los cestillos perforados dispuestos al efecto, con objeto de conseguir su escurrido antes de su recogida en un contenedor, para su posterior envío a vertedero.
- La periodicidad de la limpieza de las rejas de desbaste será la misma que la de las visitas a la estación de tratamiento, para evitar la aparición de olores desagradables.
- Especial atención se debe prestar a la limpieza de las rejas manuales de desbaste en períodos de lluvias, incrementando la frecuencia de limpieza, dado que en esos momentos es mucho mayor el volumen y la heterogeneidad de los sólidos que se retienen en las mismas.
- En el caso de rejas de limpieza automática, los tiempos de accionamiento de los peines se ajustarán en consonancia con las observaciones que se efectúen sobre su funcionamiento, acortándose en época de lluvias.
- De acuerdo con el programa de las casas fabricantes de los equipos, se procederá regularmente al engrase (empleando para ello el lubricante que se especifique) y supervisión de los elementos electromecánicos.
- Los residuos que no sean extraídos por los peines se eliminarán semanalmente de forma manual mediante rastrillado, previa desconexión del equipo.
- Cuando se detecten sedimentaciones en el fondo de los canales en los que se ubican las rejas de desbaste (manuales o automáticas), se procederá a su extracción manual para su envío a vertedero.
- En aquellos casos en que el desbaste se ubique en distintos canales en paralelo, quincenalmente se procederá a comprobar el funcionamiento y estanqueidad de las compuertas que permiten enviar las aguas hacia el canal que en cada momento se encuentre operativo. Si dichas compuertas tienen vástagos de accionamiento, mensualmente se efectuará el engrase de los mismos.

Tamizado

- Una/dos veces por semana (en función el tamaño de la estación de tratamiento), se procederá al cepillado de la superficie filtrante en la dirección de las ranuras.
- Una vez al mes se procederá a la limpieza de la superficie filtrante con la ayuda de un cepillo de cerda rígida y empleando algún producto detergente, para la eliminación de las grasas acumuladas.

Desarenado

- En el caso de los desarenadores estáticos, las arenas depositadas en el fondo de los canales se retirarán una vez por semana. Para esta operación se requiere el empleo de una pala o palustre, de un recipiente para el depósito provisional de las arenas, antes de su envío a contenedor, y de la vestimenta adecuada (guantes, botas, gafas, etc.).
- Quincenalmente se comprobará el correcto funcionamiento y estanqueidad de las compuertas ubicadas en los canales desarenadores, que permiten derivar el caudal de aguas residuales hacia el canal que se encuentre en operación.
- En los desengrasadores aireados se comprobará que el funcionamiento de la aireación y del sistema de extracción y secado de las arenas es adecuado. Asimismo se procederá a las labores de mantenimiento de los equipos de aireación, de acuerdo con las recomendaciones del fabricante. Periódicamente se comprobará el estado de los difusores y de los equipos destinados a la extracción de las arenas.

Desengrasado

- Las grasas y flotantes que se acumulen en la superficie de los desengrasadores estáticos se retirarán cuando se observe la formación de una capa consistente en su superficie, al objeto de minimizar la extracción de agua. Para la extracción de las grasas y flotantes se hará uso de un recoge hojas de piscina.
- En las paredes de los desengrasadores (tanto estáticos como aireados) y a la altura de lámina de agua, se irán formando con el tiempo costras de grasa que ocluyen otros materiales flotantes. Estas costras se eliminarán mensualmente con la ayuda de una espátula, enviándose los residuos extraídos a los contenedores que acumulan los subproductos de la etapa de desbaste.
- Cuando se observe un excesivo burbujeo en la superficie de los desengrasadores estáticos, será necesario proceder a la extracción de los fangos acumulados en su fondo. Estos fangos se enviarán a la etapa de tratamiento primario, cuando la estación cuente con ella, o, en su caso, se mezclarán con los fangos purgados en la etapa de decantación secundaria.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

- Los residuos extraídos de las rejas de desbaste, tamizado, desarenado y desengrasado, deben ser retirados de la estación de tratamiento con frecuencia semanal en las estaciones de menor tamaño, y al menos dos veces por semana, para las depuradoras mayores, al objeto de evitar la generación de olores molestos. Siempre que sea posible, de la retirada de estos residuos debería encargarse el servicio municipal de recogida de RSU.

- Si el volumen de grasas que se retiran de las aguas residuales es pequeño, se puede mezclar este subproducto con los residuos del desbaste y desarenado. En aquellas situaciones en que el volumen retirado de grasas sea importante, se debe contar con un contenedor específico para su recogida, que deberá ser retirado por gestores autorizados.

Labores de mantenimiento

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones. En el caso del pretratamiento estas labores se centran, principalmente, en el mantenimiento de la obra civil y de las conducciones asociadas.

Para los equipos electromecánicos de las instalaciones de pretratamiento dotadas de dispositivos de limpieza automática (rejas de desbaste, soplantes, accionamiento de las rasquetas del desengrasador, bombas de arena y de grasas, clasificador de arenas, concentrador de grasas, etc.), será preciso atender a su mantenimiento preventivo y correctivo, de acuerdo con las instrucciones de los fabricantes de los equipos.

Los equipos electromecánicos dispondrán de fichas individualizadas donde se registrarán:

- Sus características operativas.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas observaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.
- Calibraciones realizadas.

Problemas operativos

La Tabla 4.3 muestras las principales anomalías que suelen darse en las distintas etapas constitutivas del pretratamiento, junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 4.3. Principales anomalías de la etapa de pretratamiento, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Porcentajes elevados de materia orgánica en las arenas retiradas de los desarenadores estáticos de flujo constante.	Velocidades de paso el agua en el canal inferiores a 0,3 m/s.	Es un problema habitual cuando se trabaja con pequeños caudales, y de difícil solución si no es empleando desarenadores aireados
Burbujeo en la superficie de los desengrasadores estáticos.	Excesiva acumulación de fangos el fondo del desengrasador.	Purga periódica de los fangos que se van acumulando en el fondo del desengrasador, y envío de estos fangos al tratamiento primario, o mezcla de los mismos con los fangos generados en la etapa de decantación secundaria.
En los desarenadores aireados baja concentración de arenas en la corriente de salida de la bomba de arenas.	Frecuencia elevada de entrada en operación de la bomba de extracción de arenas.	Aumentar el tiempo de parada entre arranques de la bomba de extracción de arenas.
Generación acentuada de malos olores.	Limpieza de las rejas de desbaste, desarenadores y desengrasadores manuales, con frecuencias inferiores a las recomendadas.	Aumentar la frecuencia de limpieza de las etapas del pretratamiento.
	Retirada de los residuos extraídos en las operaciones de pretratamiento con una frecuencia inferior a la recomendada.	Retirar más frecuentemente los residuos extraídos del pretratamiento. Incluir un compactador para los residuos extraídos de las rejas.
	Acumulación de fangos en el fondo de los desengrasadores estáticos.	Purgar periódicamente los fangos que se van acumulando en el fondo del desengrasador.
	Vertidos industriales a la red de alcantarillado.	Implantación y el cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertidos a Colectores Municipales.

REFERENCIAS

ATV-A 128E (1992). *Standards for the Dimensioning and Design of Stormwater Overflows in Combined Wastewater Sewers*. German Association for Water, Wastewater and Waste.

BS 8005-4 (1987). *Sewerage. Guide to design and construction of outfalls*. The British Standards Institution.

CEDEX (2007a). Tema 2. Pretratamientos. *XXV Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras*. Tomo I.

CEDEX (2007b). *Guía Técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano. Centro de Publicaciones*. Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento.

CH Norte, Confederación Hidrográfica del Norte (1995). *Especificaciones Técnicas básicas para proyectos de conducciones generales de saneamiento.*

Crites, R.; Tchobanoglous, G. (2000). *Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados*. McGraw Hill.

Hernández Muñoz, A.; Hernández Leheman, A.; Galán Martínez, P. (1995). *Manual de depuración de URALITA*. Sistemas para la depuración de aguas residuales en núcleos de hasta 20.000 habitantes. Editorial Paraninfo.

Metcalf & Eddy. (2000). *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización*. McGraw Hill.

Orden ARM/1312/2009, de 20 de mayo, por la que se regulan los sistemas para realizar el control efectivo de los volúmenes de agua utilizados por los aprovechamientos de agua del dominio público hidráulico, de los retornos al citado dominio público hidráulico y de los vertidos al mismo.

WPCF (1977). *Sewage Treatment Plant Design*, Manual of Practice 8.

5. TRATAMIENTOS PRIMARIOS

5.1 INTRODUCCIÓN

El Real Decreto-Ley 11/95 define tratamiento primario como *"el tratamiento de aguas residuales urbanas mediante un proceso físico o fisicoquímico que incluya la sedimentación de sólidos en suspensión, u otros procesos, en los que la DBO_5 de las aguas residuales que entren se reduzca, por lo menos, en un 20% antes del vertido y el total de sólidos en suspensión en las aguas residuales de entrada se reduzca, por lo menos, en un 50%"*.

El principal objetivo de los tratamientos primarios se centra en la eliminación de sólidos en suspensión (flotantes y sedimentables), consiguiéndose, además, una cierta reducción de la contaminación biodegradable, dado que una parte de los sólidos que se eliminan está constituida por materia orgánica.

En el caso de las pequeñas aglomeraciones urbanas, los tratamientos primarios más empleados vienen representados por las *Fosas Sépticas*, los *Tanques Imhoff* y *Decantadores primarios*.

5.2 FOSAS SÉPTICAS

5.2.1 Fundamentos

Las *Fosas Sépticas* son dispositivos que permiten un tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes. Generalmente, se disponen enterradas y constituyen uno de los tratamientos previos más usados en los sistemas de depuración descentralizados y en aglomeraciones de tamaño muy pequeño.

En el funcionamiento de las *Fosas Sépticas* cabe distinguir dos tipos de procesos:

- Físicos: bajo la acción de la gravedad se separan los sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales (que se van acumulando en el fondo de las fosas), de los flotantes, incluyendo aceites y grasas (que van formando una capa sobre la superficie líquida). La capa intermedia entre fangos y flotantes constituye el agua tratada.

- Biológicos: la fracción orgánica de los sólidos que se acumulan en el fondo de las fosas experimenta reacciones de degradación anaerobia, licuándose, reduciendo su volumen (hasta en un 40%, EPA, 2002) y desprendiendo biogás, mezcla de metano y dióxido de carbono, principalmente, y en mucha menor cuantía de compuestos del azufre (ácido sulfhídrico, mercaptanos, etc.), principales responsables de los olores desagradables que se desprenden.

La reducción de volumen que experimenta la materia orgánica sedimentada permite espaciar en el tiempo las operaciones de purga periódica de los fangos acumulados.

Si bien, existen *Fosas Sépticas* de un único compartimento (Figura 5.1), lo habitual es disponer dos compartimentos en serie (Figura 5.2). El agua clarificada en el primer compartimento pasa al segundo a través de un orificio ubicado en un punto intermedio entre las capas de flotantes y de fangos, para evitar el arrastre de los mismos. En el segundo compartimento se vuelve a dar una separación de materias flotantes y sedimentables, pero en menor cuantía.

Las burbujas de gas, que se producen en la degradación anaerobia de los fangos decantados, obstaculizan la normal sedimentación de los sólidos presentes en las aguas residuales influentes. El disponer de un segundo compartimento permite que las partículas más ligeras encuentren condiciones de sedimentación más favorables.

En el caso de las fosas de un solo compartimento, para minimizar el escape al exterior de sólidos en suspensión, se recurre al empleo de filtros que se disponen en la zona de salida y que hacen el papel de un segundo compartimento. Estos dispositivos de filtración también pueden aplicarse a las fosas de dos compartimentos, para prevenir el arrastre de partículas como consecuencia de sobrecargas hidráulicas. Los filtros, que se disponen en la tubería de salida de la fosa, suelen ser de malla y presentan una elevada superficie para retrasar su colmatación, siendo posible su extracción de las fosas para su limpieza periódica. La luz de paso de estos dispositivos de filtración se encuentra entre 0,8-3,2 mm (EPA, 2002).

En ocasiones las *Fosas Sépticas* cuentan con un tercer compartimento (Figura 5.3), en el que puede disponerse un material soporte para la fijación de la biomasa bacteriana (lecho bacteriano), con lo que se incrementan los rendimientos de eliminación de contaminantes. Para que el lecho funcione en condiciones aerobias es necesario que la salida del agua esté situada en la parte inferior.

Figura 5.1. Esquema de una Fosa Séptica de una cámara y filtro de salida

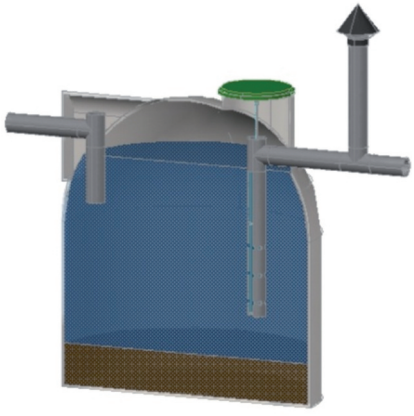


Figura 5.2. Esquema de una Fosa Séptica de dos cámaras

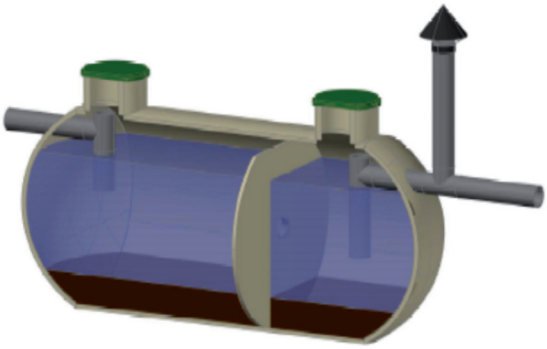
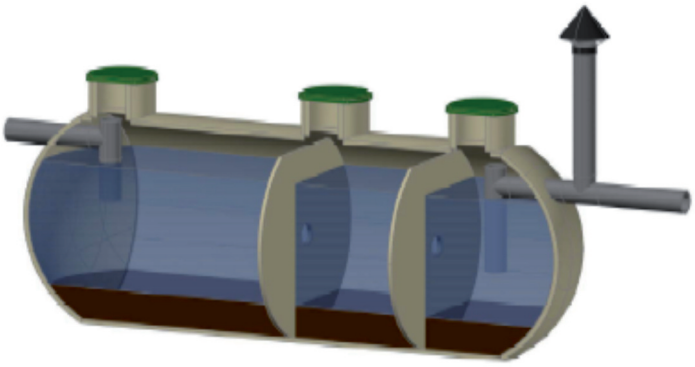


Figura 5.3. Esquema de una Fosa Séptica de tres cámaras



Dado que con el empleo de *Fosas Sépticas* tan sólo se alcanzan niveles de tratamiento primario, los efluentes de las mismas precisan, normalmente, ser sometidos a tratamientos posteriores. En el caso de las fosas que dan servicio a viviendas individuales, los efluentes se suelen someter a procesos de infiltración subsuperficial en el terreno (zanjas filtrantes).

Para el tratamiento de las aguas residuales generadas por aglomeraciones de un mayor tamaño (hasta un máximo 200 h-e), las *Fosas Sépticas* suelen constituir la etapa de tratamiento primario, dentro del proceso global de depuración y, en ocasiones, también se destinan a la acumulación y estabilización de los fangos en exceso que se generan.

5.2.2 Diagramas de flujo

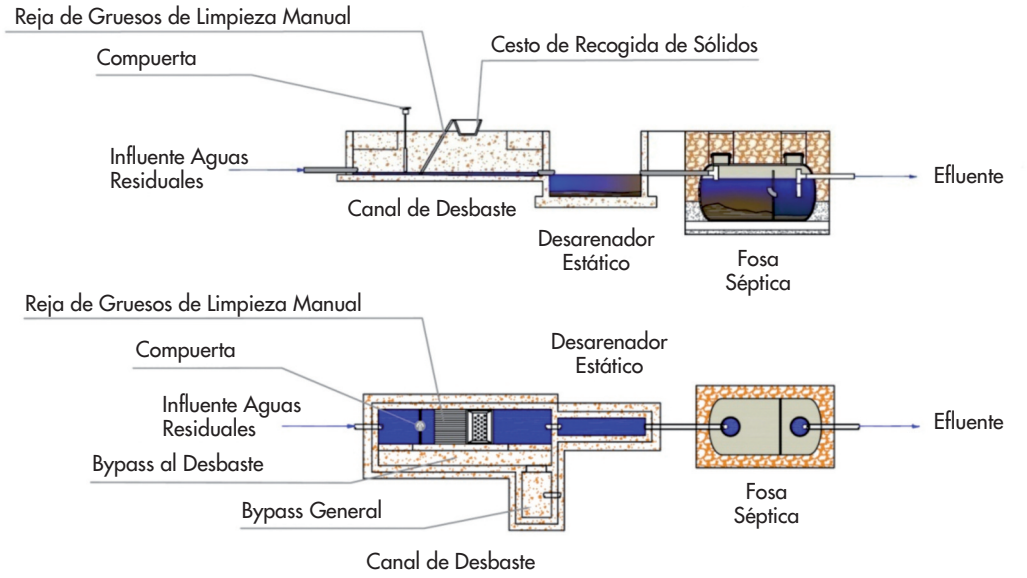
En el caso de las *Fosas Sépticas* que dan servicio a viviendas individuales lo habitual es que no se disponga ninguna etapa de pretratamiento, alimentándose directamente las fosas con las aguas residuales.

Para instalaciones mayores y redes de saneamiento unitarias se recomienda la implantación de una etapa de desbaste (mediante rejas de gruesos de limpieza manual), dotada de cestillo para el escurrido de los residuos. El canal en el que se ubica la reja debe contar con un by-pass, que actuará en caso de colmatación de la reja.

En redes unitarias se recomienda, además, la implantación de un desarenador estático, del que periódicamente se extraerán las arenas de forma manual (Figura 5.4).

Cuando las *Fosas Sépticas* se implanten para el tratamiento de las aguas residuales generadas en restaurantes o estaciones de servicio, que suelen contener elevadas concentraciones de grasas (de hasta 2.000 mg/l), se recomienda implantar antes de la fosa un separador de grasas, con un tiempo de retención del orden de 30 minutos (Crites *et al.*, 2000).

Figura 5.4. Diagrama de flujo en instalaciones de Fosas Sépticas de tamaño medio. Perfil y planta



5.2.3 Características del tratamiento

Rendimientos de depuración característicos

Los rendimientos medios de depuración que se alcanzan con la aplicación de *Fosas Sépticas* se muestran en la Tabla 5.1, junto con las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

Tabla 5.1. Rendimientos y calidades medias de las Fosas Sépticas

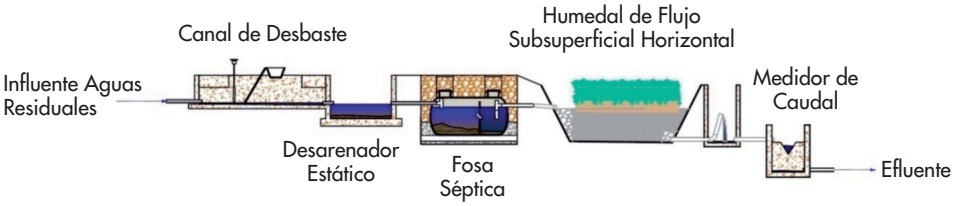
Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	50-60	100-125
DBO_5	20-30	210-240
DQO	20-30	420-480

Rango de aplicación

El empleo de las *Fosas Sépticas* está especialmente recomendado como tratamiento primario en la depuración, mediante el empleo de sistemas "in-situ" o individuales, de las aguas residuales generadas en residencias aisladas, grupos de viviendas y otras instalaciones de pequeña entidad poblacional, como campings, gasolineras, etc., carentes de redes de alcantarillado cercanas. También se emplean las *Fosas Sépticas* en instalaciones de mayor tamaño, normalmente como etapa previa de otros tratamientos:

Humedales Artificiales, Filtros Intermitentes de Arena, Filtros de Turba, etc. (Figura 5.5), si bien, su aplicación no suele superar el rango de los 200 habitantes equivalentes (Agence de l´Eau Rhin-Meuse, 2007).

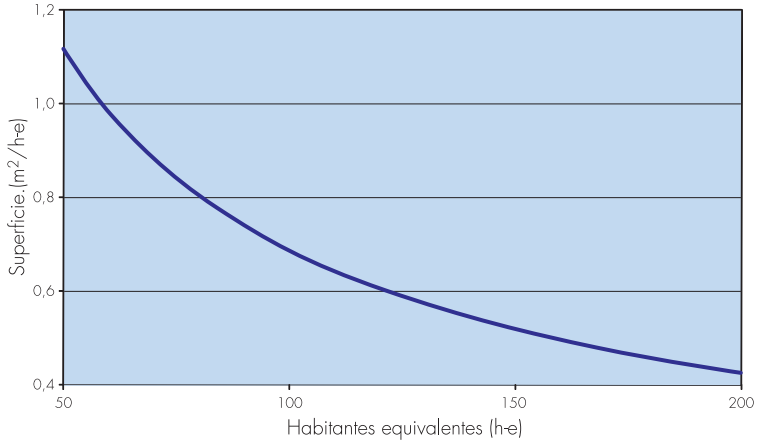
Figura 5.5. Esquema de implantación de una Fosa Séptica como tratamiento primario de un Humedal Artificial



Estimación de la superficie requerida para la implantación

La Figura 5.6 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente servido para la implantación de *Fosas Sépticas*. Para el cálculo de esta superficie se han seguido las pautas recogidas en el Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

Figura 5.6. Superficie por habitante equivalente servido para la implantación de Fosas Sépticas



Influencia de las condiciones meteorológicas

Al disponerse las *Fosas Sépticas* generalmante enterradas, su comportamiento se ve muy poco afectado por las condiciones meteorológicas reinantes, salvo por la pluviometría, en el caso de redes de saneamiento unitarias.

Influencia de las características del terreno

Dada los escasos requisitos de superficie que requiere este tipo de tratamiento primario, las características del terreno disponible para su implantación ejercen una influencia relativa a la hora de su emplazamiento, no obstante, al construirse normalmente las *Fosas Sépticas* por excavación, aquellos terrenos fáciles de excavar y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implantación.

Para evitar posibles contaminaciones, las *Fosas Sépticas* deben ubicarse siempre aguas abajo de los pozos y fuentes de agua potable cercanos y, como mínimo, a una distancia de al menos 30 metros de los mismos (Hernández *et al.*, 1995).

Versatilidad del tratamiento

Se trata de un tratamiento primario bastante fiable debido a la baja velocidad ascensional (1,5 m/h, Agence de l´Eau Rhin-Meuse, 2007) a la que están sometidas las aguas residuales y a los altos tiempos de retención hidráulica (≥ 2 d).

Pero esta fiabilidad está supeditada a que la *Fosa Séptica* disponga de varios compartimentos, o bien, de elementos de filtración a la salida, para evitar la disminución de rendimiento asociada a las interferencias existentes con el proceso de digestión de fangos, mencionadas en el apartado de fundamentos.

- *Capacidad de adaptación ante las puntas diarias de caudal y contaminación*

  Las *Fosas Sépticas* presentan una buena capacidad de adaptación ante puntas de contaminación, al operar con tiempos de retención del orden de dos días, por lo que actúan a modo de "colchón", laminando las puntas que se producen a lo largo del día, y permitiendo que los tratamientos ubicados tras ellas se alimenten de forma más uniforme. Las puntas de caudal, o puntas hidráulicas, no se laminan, pero debido a las bajas velocidades ascensionales, el rendimiento del proceso no se ve afectado significativamente.

- *Capacidad de adaptación ante sobrecargas (hidráulicas y orgánicas)*

  Se trata de un tratamiento primario bastante flexible ante sobrecargas, debido a que trabaja con velocidades ascensionales muy bajas.

- *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

  Este tratamiento, y también a causa de las bajas velocidades ascensionales con las que opera, se adapta muy bien a situaciones de fuerte estacionalidad, tanto de corta como de larga duración, sin necesidad de instalar varias líneas, pero adaptando el diseño de la *Fosa Séptica* al incremento en la producción de fangos anual asociada a dichos periodos de estacionalidad.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Las operaciones de operación y mantenimiento de las *Fosas Sépticas* se limitan a inspecciones rutinarias, limpieza de la reja de desbaste y del desarenador, evacuación

de los residuos del pretratamiento, extracción periódica de fangos y flotantes y al mantenimiento de la obra civil, por lo que carecen de complejidad y pueden ser ejecutadas por personal sin cualificación específica.

- ***Impactos ambientales***

Al disponerse enterradas las *Fosas Sépticas,* su impacto visual es nulo. Igualmente, no se registra ningún impacto sonoro, al no ser preciso para su operación ningún elemento electromecánico. Sí se generan impactos olfativos en las inmediaciones de las *Fosas Sépticas*, como consecuencia de los gases que escapan de las mismas y en los que se encuentran compuestos azufrados. Estos impactos pueden minimizarse mediante el empleo de filtros de carbón activo o de turba, dispuestos en las chimeneas de venteo de las fosas.

En el caso de deficiencias constructivas, o por deterioro de la instalación, se pueden dar filtraciones en las fosas, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

- ***Producción de fangos y otros subproductos***

En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y de desarenado (ver Capítulo 4).

Los fangos y flotantes que se van acumulando en el interior de las *Fosas Sépticas* precisan ser extraídos periódicamente, para que el volumen útil de las mismas no se vea disminuido en exceso. La generación de subproductos en las *Fosas Sépticas* se estima en unos 200-250 l/h-e.año (Crites *et al.,* 2000).

5.2.4 Costes

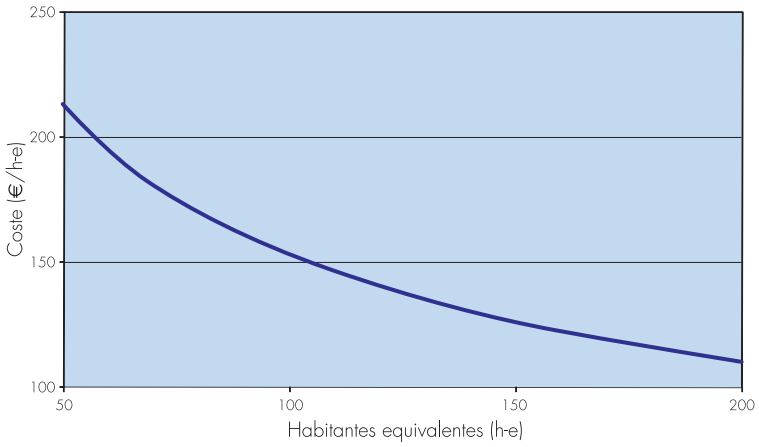
- ***Estimación de los costes de implantación***

En la Figura 5.7 se muestra el coste de implantación de las *Fosas Sépticas* en función de la población equivalente servida.

Para la estimación de estos costes de implantación, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste en canal con reja de limpieza manual, dotado de by-pass para la reja.
- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza manual construido en obra civil.
- Se consideran *Fosas Sépticas* prefabricadas en PRFV.

Figura 5.7. Costes de implantación de Fosas Sépticas en función de la población equivalente servida



- ***Consumo energético***

Si el agua residual llega hasta la estación de tratamiento por gravedad, las *Fosas Sépticas* no precisan de ningún consumo energético para su funcionamiento, al carecer de equipos electromecánicos y operar, normalmente, con etapas de desbaste y desarenado de limpieza manual.

- ***Estimación de los costes de explotación y mantenimiento***

La Tabla 5.2 recoge la estimación de los costes de explotación y mantenimiento de instalaciones de *Fosas Sépticas* para distintos niveles de población servida. Estos costes se han calculado en base a las premisas establecidas en el Capítulo 3 y a las consideraciones recogidas en el apartado *"Estimación de los costes de implantación"*.

Con relación a estos costes, debe hacerse constar que las *Fosas Sépticas* no operarán normalmente de forma aislada, sino formando parte de un tratamiento más completo, por lo que los costes de la etapa de tratamiento primario, propiamente dicho, se reducirán notablemente, dentro de los costes totales del tratamiento.

5.2.5 Ventajas e inconvenientes

- ***Ventajas***

Las principales ventajas de las *Fosas Sépticas* como dispositivos de tratamiento primario radican en:

- Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- Fácil y rápida instalación en el caso de las unidades prefabricadas.

Tabla 5.2. Costes de explotación y mantenimiento en Fosas Sépticas

Población (he)		50			100			200		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento del operario	25	1 vez/semana	1	1.300,00	1 vez/semana	1	1.300,00	1 vez/semana	1	1.300,00
Pretratamiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Limpieza de la reja de desbaste	16	1 vez/semana	0,17	141,44	1 vez/semana	0,17	141,44	1 vez/semana	0,17	141,44
Limpieza del desarenador	16	1 vez/semana	0,17	141,44	1 vez/semana	0,20	166,40	1 vez/semana	0,25	208,00
Tratamiento primario										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Inspección, y medición espesores flotantes y fangos	16	1 vez/año	1	16,00	1 vez/año	1	16,00	1 vez/año	1	16,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	1 vez/año	11	165,00	1 vez/año	23	345,00	1 vez/año	45	675,00
Mantenimiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Mantenimiento de la obra civil	16	1 vez/semana	0,5	416,00	1 vez/semana	0,5	416,00	1 vez/semana	0,5	416,00
Seguimiento										
Operación	**Coste (€/a)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**
Control analítico	200	4 veces/año		800,00	4 veces/año		800,00	4 veces/año		800,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**2.979,88**			**3.184,84**			**3.556,44**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**59,60**			**31,85**			**17,78**

- Permiten la atenuación de los picos de carga contaminante.
- Simplifican la gestión de los fangos.
- Nulo impacto visual al disponerse las fosas enterradas.
- Nulo impacto sonoro.

■ ***Inconvenientes***

Como principales desventajas de las *Fosas Sépticas* deben citarse:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios en la mayoría de las ocasiones.
- Efluentes sépticos.
- Impactos olfativos.

5.2.6 Diseño y construcción

■ ***Criterios de diseño***

- ***Datos previos para el diseño***

  Para el diseño de las *Fosas Sépticas* se precisa conocer:

  - Caudal medio diario y medio horario de las aguas a tratar ($Q_{m,d}$, m^3/d y $Q_{m,h}$, m^3/h).
  - Caudal máximo de las aguas a tratar (Q_{max}, m^3/h), para el dimensionamiento del canal de desbaste y de los aliviaderos.

- ***Parámetros y método de diseño***

  Dado que el principal objetivo de las *Fosas Sépticas* se orienta a la reducción de los sólidos en suspensión (sedimentables y flotantes) por la acción de la gravedad, es básico mantener en su interior las condiciones de quietud precisas para conseguir esta separación en el mayor grado posible. Esto se logra dotando a las fosas de elevados tiempos de residencia hidráulica. Estos tiempos se ven afectados por el volumen y la geometría de las fosas (configuraciones de las zonas de entrada y salida, relación longitud/anchura, profundidad, etc.). Igualmente, la progresiva acumulación de fangos y flotantes van reduciendo progresivamente los tiempos de residencia de las aguas a tratar en el interior de las fosas.

  La Tabla 5.3 muestra los valores recomendados de las variables de diseño (Agence de l´Eau Rhin-Meuse, 2007).

  En ocasiones se dimensiona el volumen útil de las *Fosas Sépticas* en base a la frecuencia establecida para la purga de fangos y al caudal medio (Q_{md}, m^3/d) de aguas residuales a tratar, de acuerdo con la Tabla 5.4.

Tabla 5.3. Valores de las variables de diseño de las Fosas Sépticas

Parámetros	Valores recomendados
Velocidad ascensional a Q_{mh}(m/h)	≤ 1,5
TRH (d)	2-3
Volumen útil (l/h-e)	450

Tabla 5.4. Volumen útil de las Fosas Sépticas

Intervalo de extracción de fangos (años)	Volumen útil de la Fosa Séptica (m^3)
1	2,7 x $Q_{m,d}$
2	3,5 x $Q_{m,d}$
3	4,2 x $Q_{m,d}$

En estas expresiones se tienen en cuenta la acumulación de fangos, su degradación y compactación, con base a un caudal promedio de aguas residuales de 200 l/h-e.d. Con ello se mantienen tiempos de retención de unos dos días, independientemente de la progresiva acumulación de fangos.

Si bien, los intervalos de extracción de los fangos y flotantes de las *Fosas Sépticas* oscilan normalmente entre 1-3 años, es recomendable que esta extracción se lleve a cabo con frecuencia anual.

Criterios de construcción

♦ El confinamiento

Las *Fosas Sépticas* prefabricadas, que dan servicio a pequeñas aglomeraciones, suelen presentar forma cilíndrica y se disponen tanto vertical como horizontalmente. En instalaciones de mayor tamaño se recurre al empleo de fosas prefabricadas de forma cilíndrica, que se disponen enterradas horizontalmente.

En los casos en los que se procede a la construcción "in situ" de las *Fosas Sépticas*, éstas suelen presentar forma rectangular, con valores medios de la relación longitud/anchura de 3/1. Estas formas alargadas reducen el riesgo de formación de cortocircuitos, que afectan negativamente a los rendimientos. En estos casos, la altura total de las fosas oscila entre 1,2-

Figura 5.8. Fosa Séptica prefabricada

1,5 m, de los que 0,9-1,2 m se corresponden con la altura del líquido y unos 0,3 m con el resguardo para la acumulación de flotantes y recogida de gases.

La adopción de una mayor profundidad para un mismo volumen de *Fosa Séptica* disminuiría las necesidades de superficie, pero no es recomendable debido a que se aumenta la velocidad ascensional, dificultándose, de esta manera, el proceso de decantación. Además, al disminuir la profundidad de excavación se minimiza el riesgo de aparición del nivel freático (EPA, 2002).

En lo referente a la compartimentación de las fosas lo más frecuente es la implantación de *Fosas Sépticas* de dos compartimentos, ocupando el primero el 2/3 del volumen total de la fosa y el segundo el tercio restante. Cuando la fosa conste de tres compartimentos, el primero de ellos no ocupará más del 50% del volumen total, repartiéndose el resto del volumen, a partes iguales, entre el segundo y el tercer compartimento (Hernández *et al.*, 1995).

Para permitir las labores periódicas de inspección y de retirada de fangos y flotantes, cada compartimento de las *Fosas Sépticas* debe contar con una boca de hombre, que se coloca sobre las zonas de entrada y salida de la fosa. Ello permite la observación y el acceso a estas zonas. En el caso de las fosas de menor tamaño estos dispositivos tienen un diámetro de unos 20 cm, mientras que en instalaciones mayores las bocas de hombre presentan diámetros de 40-60 cm.

Los materiales que se empleen para la construcción de *Fosas Sépticas* deben proporcionarles resistencia estructural, impermeabilidad y ser resistentes a los ambientes corrosivos generados por las condiciones de operación anaerobias. En el caso de las

Figura 5.9. Instalación de una Fosa Séptica prefabricada en hormigón

Figura 5.10. Instalación de una Fosa Séptica prefabricada en material plástico

fosas prefabricadas de pequeño tamaño se suele recurrir al empleo de materiales lásticos (PE, PRFV) para su construcción. En instalaciones de mayor tamaño, si se emplean fosas prefabricadas, el material constructivo es generalmente PRFV, mientras que en el caso de las fosas construidas "in situ" se recurre al empleo de hormigón armado. El desprendimiento de gas sulfhídrico puede dar lugar a la formación de ácido sulfúrico, que ataca al hormigón, por lo que se hace necesaria la aplicación de capas de agentes protectores.

Las fosas construidas en PRFV presentan normalmente espesores del orden de 6 mm, mientras que el caso de las construidas en hormigón sus paredes son de unos 10 cm.

Para la implantación de *Fosas Sépticas* prefabricadas, se procederá a la excavación de un foso de profundidad igual a la suma de: la altura del equipo (o del diámetro si la fosa se dispone horizontalmente), el espesor de las capas de hormigón en las que descansará el equipo y del espesor de la capa entre el equipo y el nivel del terreno. Con relación a las dimensiones de este foso, entre sus paredes y el equipo a instalar debe quedar libre un espacio de 30 cm en todo el perímetro.

En el fondo del foso excavado se construirá una losa de hormigón en masa de 20 cm de espesor, o de hormigón armado de 15 cm de espesor, debiendo presentar el hormigón una resistencia mínima de 175 kg/cm^2.

Una vez construida la losa del fondo se rellenará el foso, hasta una altura de 25 cm, con hormigón en masa, con una resistencia mínima de 100 kg/cm^2. Con este hormigón aún tierno, se procederá a la instalación de la *Fosa Séptica* y se continuará rellenando el foso con hormigón en masa hasta cubrir un tercio de la fosa. El resto se rellenará con arena o gravilla fina lavada, cribada y libre de polvo, sin arcilla ni materia orgánica y totalmente libre de objetos pesados gruesos, que puedan dañar el depósito, y de una granulometría no inferior a 4 mm, ni superior a 16 mm. Para contrarrestar la presión externa del terreno sobre el depósito, conforme se rellena la excavación se irá llenando la *Fosa Séptica* con agua.

El espesor y naturaleza de la capa situada entre el equipo y la superficie del terreno variará en función de la existencia o no de tráfico rodado sobre la superficie donde se instale el equipo. Sin tráfico esta capa será de arena con un espesor máximo de 50 cm, mientras que con tráfico se empleará una capa de arena de cómo máximo 50 cm, sobre la que se dispondrá una capa de hormigón armado de 25 cm de espesor.

Cuando se instalan varios equipos, la distancia entre depósitos debe ser como mínimo de 400 cm.

La estanqueidad de las *Fosas Sépticas* es crítica para su correcto funcionamiento, pues tanto las intrusiones de agua como las fugas al exterior son causas de disfunciones y problemas estructurales.

♦ **Los elementos de entrada y salida**

Los elementos de entrada a la *Fosa Séptica* se diseñan para evitar la formación de cortocircuitos en el recorrido de las aguas a través de la fosa, hacia la zona de salida, disipando la energía de las aguas influentes, mientras que los elementos de salida tienen por objeto permitir tan sólo la salida de efluentes de la zona clarificada entre las capas de fangos y flotantes.

Estos dispositivos suelen ser accesorios sanitarios en forma de "T", cuyas partes ascendentes, tanto en la zona de entrada como la de salida, deben prolongarse al menos 15 cm por encima del nivel líquido, para evitar que la capa de flotantes pueda llegar a obstruirlas, mientras que las partes descendentes deben prolongarse dentro de la zona clarificada entre el fango y la capa de flotantes, pero no más del 30-40% de la profundidad del líquido. Para evitar que las tuberías de alimentación a las *Fosas Sépticas* lleguen a trabajar en carga, entre el elemento de entrada y de salida se establece un desnivel de 5,0-7,5 cm.

Para la salida al exterior de los gases, que se generan en las reacciones de degradación vía anaerobia que tienen lugar en el interior de las *Fosas Sépticas*, se precisa la instalación de una chimenea de ventilación, cuyo diámetro debe ser de al menos 7,5 cm. Para fosas de un único compartimento tan sólo se precisa la instalación de una chimenea de ventilación. En el caso de fosas de varios compartimentos, si éstos no comunican por la parte superior de la fosa, cada compartimento deberá contar con su propia chimenea de ventilación. Si los compartimentos se encuentran comunicados bastará con una chimenea conjunta.

5.2.7 Puesta en marcha

Es esencial, en primer lugar, comprobar la estanqueidad de la *Fosa Séptica* para evitar episodios de contaminación de las aguas subterráneas.

Tras esta comprobación, la puesta en marcha del sistema se debe iniciar con la comprobación del correcto funcionamiento de los siguientes elementos:

- Obra de llegada: aliviaderos y compuertas.
- Pretratamiento: reja de desbaste y desarenado.

Tras estas comprobaciones iniciales, la puesta en marcha de las *Fosas Sépticas* no requiere atenciones especiales, bastando con proceder a su llenado con las aguas residuales a tratar. Los procesos de decantación de la materia sedimentable y de flotación de flotantes se producirán de forma inmediata, mientras que para el inicio de la degradación de la materia orgánica sedimentada será preciso un periodo de tiempo variable (1-2 semanas), en función de las temperaturas reinantes.

También en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR cuyo objetivo será determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración entre uno y tres meses en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de materia en suspensión, DBO_5 y DQO, y se corregirán los posibles problemas funcionales que se detecten.

5.2.8 Explotación y mantenimiento

Inspección rutinaria

Se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de una vez por semana.

El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Aspecto de las aguas residuales influentes y de los efluentes.
- Anomalías en la obra civil.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de reja, extracción de arenas, extracción de lodos y flotantes, eliminación de malas hierbas en taludes y viales, etc.
- En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estime que puedan afectar al normal funcionamiento de la unidad de tratamiento: obstrucciones, incremento en la emisión de olores, duración de los períodos de lluvia intensa, etc.

Labores de explotación

Las labores de explotación referentes a las etapas de pretratamiento (desbaste y desarenado), se detallan en el Capítulo 4 de este Manual. En lo referente a las propias *Fosas Sépticas* estas labores se centran en:

- Una vez al año se procederá a la inspección del interior de la fosa, prestando especial atención a su estanqueidad, comprobando que no se producen fugas ni intrusión de aguas parásitas, y revisando las zonas de entrada y salida de las aguas.
- Una vez al año se procederá a la medida de los espesores de las capas de flotantes y de lodos que se van acumulando en el interior de la fosa.
  - Para la medición de la capa de flotantes se puede hacer uso de una varilla graduada, en forma de L. La varilla se empuja a través de la capa de flotantes, hasta

atravesarla, midiéndose en ese momento en la parte graduada de la varilla el espesor de la capa (Crites *et al.*, 2000).

- Para la determinación del espesor de la capa de lodos puede recurrirse a introducir en la fosa, hasta tocar su fondo, una vara envuelta en un paño blanco. Al extraer la vara la zona oscurecida del paño indicará el espesor de la zona de lodos. También, puede recurrirse al método de la extinción de la luz, para lo que se introduce en la fosa una fuente luminosa. La luz se extinguirá al llegar a la capa de lodo.

- Una vez al año se procederá a la limpieza de la fosa, extrayendo los lodos y flotantes acumulados. Para esta extracción suele recurrirse al empleo de camiones cisterna dotados de dispositivos para la aspiración de estos residuos. El destino más común de los residuos purgados son las estaciones de tratamiento de aguas residuales de mayor capacidad, dotadas de línea de fangos, donde o bien se incorporan a dicha línea tras haber sido sometidos a un tamizado previo, o se descargan en la etapa de pretratamiento. En ocasiones, y para áreas geográficas aisladas y con elevados niveles de insolación, se recurre al empleo de eras de secado para la deshidratación "in situ" de lodos que se purgan de las fosas. En este caso, los lixiviados de las eras deben conducirse de nuevo al tratamiento primario.

Seguimiento: controles internos y externos

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son:

- Control del agua residual
  - Caudales diarios (m^3/d)
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Calidad exigida del efluente
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Control de la operación de la *Fosa Séptica*
  - Tiempo de retención hidráulica con el que opera la fosa (d), calculado en función del caudal tratado de agua residual y del volumen útil de la fosa. Este tiempo debe ser, como mínimo, de dos días.
  - Ritmo de acumulación de lodos (l/h-e.año): calculado en función del espesor medido de lodos, de la superficie de la fosa y de la población equivalente servida.

Estos controles también podrán llevarse a cabo cuando las *Fosas Sépticas* constituyan la etapa de tratamiento primario de una instalación de depuración, lo que exigirá que además de analizar el agua residual de entrada y los efluentes depurados, se proceda al muestreo de los efluentes del tratamiento primario (ver Capítulo 3). En estas circunstancias, el control de los caudales entrantes a la instalación de tratamiento tendrá la misma frecuencia que la establecida para las visitas de los operarios a las instalaciones, mientras que el control del tiempo de retención con que

opera la fosa se llevará a cabo con la misma frecuencia con que se proceda a los muestreos (ver Capítulo 3). El ritmo de acumulación de lodos en la zona de digestión se controlará anualmente.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados en la etapa de pretratamiento, provenientes de las unidades de desbaste y desarenado, se gestionarán tal y como se indica en el Capítulo 4.

Con referencia a los residuos generados en el vaciado periódico de la *Fosa Séptica*, sus características medias, son las que se muestran en la Tabla 5.5 (EPA, 1984).

Tabla 5.5. Características medias de los resíduos extraídos de las Fosas Sépticas

Parámetro	Valor
pH	6,0
Sólidos en suspensión totales (mg/l)	15.000
Sólidos en suspensión volátiles (mg/l)	10.000
Sólidos totales (mg/l)	40.000
Sólidos totales volátiles (mg/l)	25.000
DBO_5 (mg/l)	7.000
DQO (mg/l)	15.000
$N\text{-}NH_4$ (mg/l)	150
NTK (mg N/l)	700
P_{total} (mg P/l)	250
Alcalinidad (mg $CaCO_3$/l)	1.000
Grasas (mg/l)	8.000

Para la extracción de fangos y flotantes suele recurrirse al empleo de camiones cisterna dotados de dispositivos para la aspiración de estos residuos. El destino más común de los fangos purgados son las estaciones de tratamiento de aguas residuales dotadas de línea de fangos.

También pueden gestionarse "in situ" los fangos generados en las *Fosas Sépticas*, tal y como se describe en el Capítulo 9, dedicado a *"La gestión del fango en las pequeñas poblaciones"*.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento constará de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de la obra civil y de las conducciones.
- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos, etc.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La Tabla 5.6 muestras las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *Fosas Sépticas,* junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 5.6. Principales anomalías en Fosas Sépticas, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Deficiente calidad de los efluentes finales por elevadas concentraciones de materia en suspensión	Sobrecarga hidráulica	Limitar los caudales influentes de aguas residuales
	Excesiva acumulación de fangos y/o flotantes en el interior de la fosa	Proceder a la extracción de fangos y/o flotantes
	Vertidos industriales a la red de alcantarillado	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
Generación acentuada de malos olores	Deficiente ventilación de la fosa	Mejora de los dispositivos de venteo de gases Colocación de cartuchos de material adsorbente en las chimeneas de venteo
	Vertidos industriales a la red de alcantarillado	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales

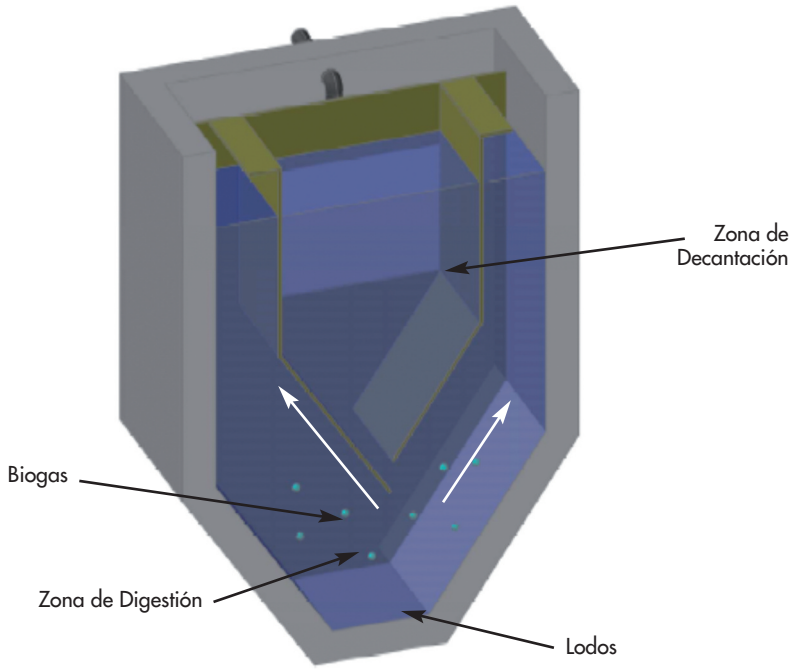
5.3 TANQUES IMHOFF

5.3.1 Fundamentos

Los *Tanques Imhoff* son dispositivos que permiten un tratamiento primario de las aguas residuales, reduciendo su contenido en sólidos en suspensión, tanto sedimentables como flotantes. Generalmente se disponen enterrados y constituyen uno de los tratamientos primarios más usado en los sistemas de depuración descentralizados y en pequeñas aglomeraciones.

Los *Tanques Imhoff* constan de un único depósito, en el que se separan la *zona de sedimentación,* que se sitúa en la parte superior, de la *zona de digestión* de los sólidos decantados, que se ubica en la zona inferior del depósito (Figura 5.11). La configuración de la apertura, que comunica ambas zonas, impide el paso de gases y partículas de fango de la zona de digestión a la de decantación, de esta forma, se evita que los gases que se generan en la digestión afecten a la decantación de los sólidos en suspensión sedimentables, como ocurre en el caso de las Fosas Sépticas.

Figura 5.11. Esquema de un Tanque Imhoff



En el funcionamiento de los *Tanques Imhoff* cabe distinguir dos tipos de procesos:

- Físicos: bajo la acción de la gravedad se separan los sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales (que se van acumulando en el fondo del tanque), de los sóli-

dos flotantes, incluyendo aceites y grasas (que van formando una capa sobre la superficie líquida de la zona de sedimentación).

- Biológicos: la fracción orgánica de los sólidos que se acumulan en el fondo del tanque experimenta reacciones de degradación anaerobia, licuándose, reduciendo su volumen y desprendiendo biogás, mezcla de metano y dióxido de carbono, principalmente y, en mucha menor cuantía, de compuestos del azufre (ácido sulfhídrico, mercaptanos, etc.), responsables de los olores desagradables que se desprenden.

La reducción de volumen que experimenta la materia orgánica sedimentada en la zona de digestión, permite espaciar en el tiempo las operaciones de purga periódica de los fangos acumulados.

Con relación a las Fosas Sépticas la principal diferencia estriba en la corta estancia de los influentes en los tanques, lo que permite la obtención de efluentes con bajo grado de septicidad.

5.3.2 Diagramas de flujo

En el caso de los *Tanques Imhoff* que dan servicio a viviendas individuales lo habitual es que no se disponga ninguna etapa de pretratamiento, alimentándose directamente los tanques con las aguas residuales.

Para instalaciones mayores y redes de saneamiento unitarias, en el rango comprendido entre 50 y 200 h-e se recomienda la implantación de una etapa de desbaste mediante reja de gruesos de limpieza manual, dotada de by-pass. Tras la etapa de desbaste se recomienda la implantación de un desarenador estático, del que periódicamente se extraerán las arenas de forma manual. (Figura 5.12a)

Para poblaciones comprendidas entre 200 y 500 h-e, se recomienda que el desbaste se implante en doble canal, contando uno de los canales con una reja de gruesos de limpieza automática, mientras que en el otro canal, que actúa a modo de by-pass, se dispone una reja de gruesos de limpieza manual. A la etapa de desbaste le sigue un desarenador estático de limpieza manual. (Figura 5.12b)

Por último, para el rango superior de aplicación, 500-1.000 h-e, se aconseja la implantación del desbaste en doble canal, contando uno de los canales con una reja de gruesos de limpieza automática, a la que sigue otra reja de finos, o un tamiz, también de limpieza automática. En el otro canal, que actúa a modo de by-pass, se dispone una reja de gruesos de limpieza manual. Tras el desbaste se dispone un desarenador estático de limpieza manual. (Figura 5.12c)

Cuando los *Tanques Imhoff* se implanten para el tratamiento de las aguas residuales generadas en restaurantes o estaciones de servicio, que suelen contener elevadas concentraciones de grasas (de hasta 2.000 mg/l), se recomienda implantar antes del tanque un separador de grasas, con un tiempo de retención del orden de 30 minutos (Crites *et al.,* 2000).

Figura 5.12a. Diagramas de flujo en instalaciones de Tanques Imhoff. Perfil y planta (50-200 h-e)

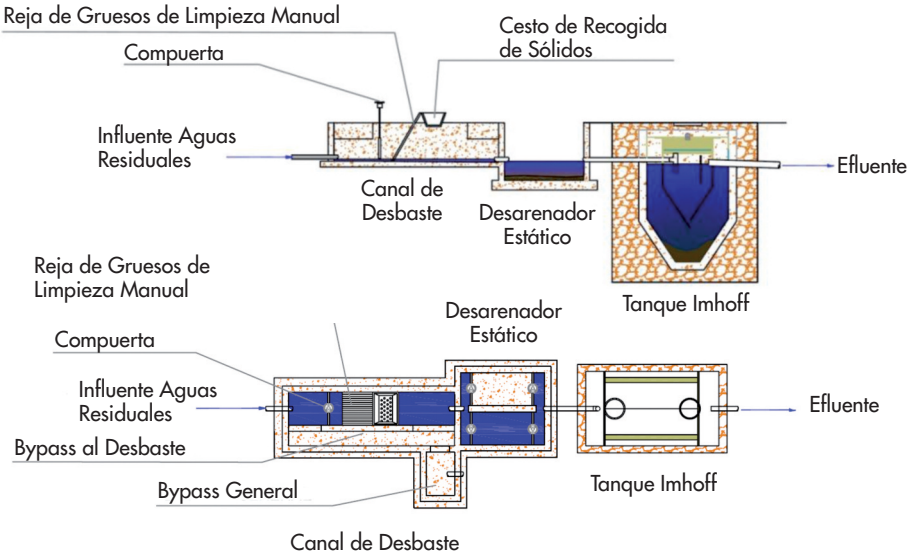


Figura 5.12b. Diagramas de flujo en instalaciones de Tanques Imhoff. Perfil y planta (200-500 h-e)

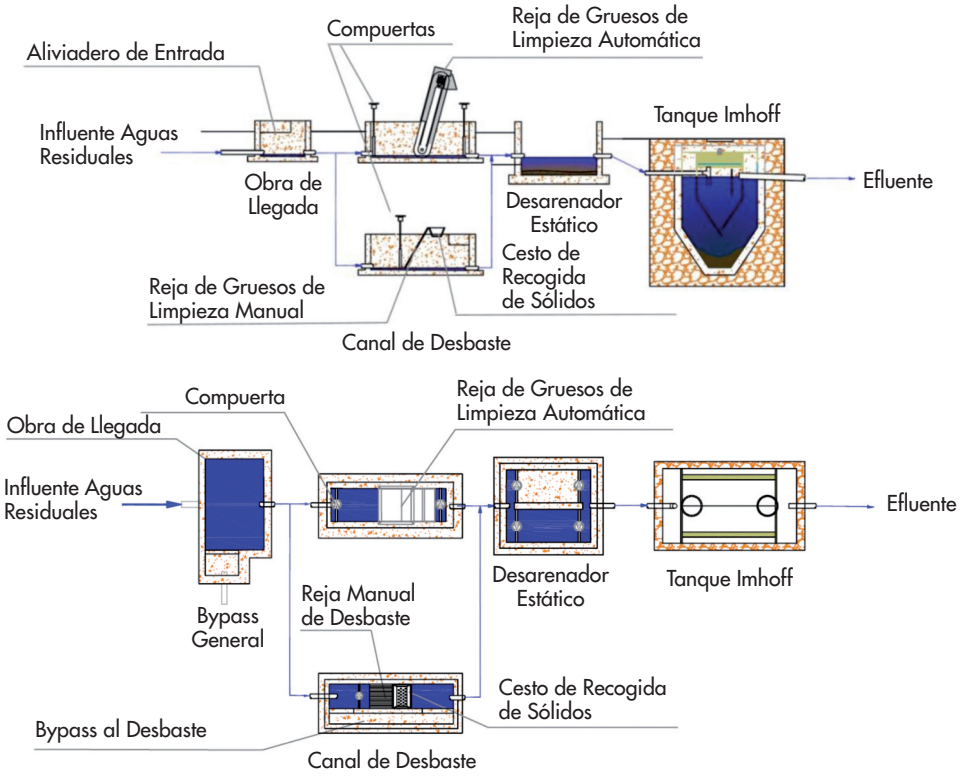
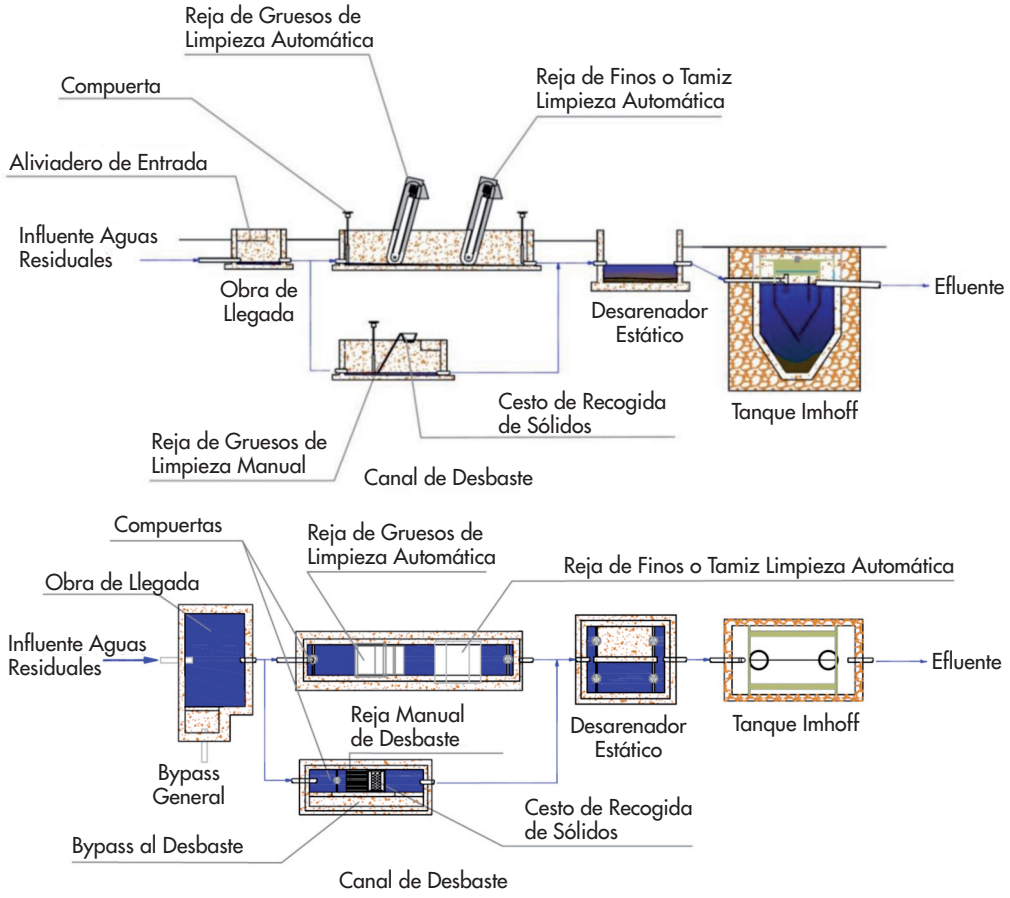


Figura 5.12c. Diagramas de flujo en instalaciones de Tanques Imhoff. Perfil y planta (500-1.000 h-e)



5.3.3 *Características del tratamiento*

■ *Rendimientos de depuración característicos*

Los rendimientos medios de depuración que se alcanzan con la aplicación de *Tanques Imhoff* se muestran en la Tabla 5.7, junto con las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

Tabla 5.7. Rendimientos y calidades medias de los Tanques Imhoff

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	50-60	100-125
DBO_5	20-30	210-240
DQO	20-30	420-480

Rango de aplicación

Los *Tanques Imhoff* se emplean principalmente para el tratamiento primario de las aguas residuales generadas en residencias individuales y otras instalaciones de pequeña entidad poblacional (campings, gasolineras), carentes de redes de alcantarillado cercanas.

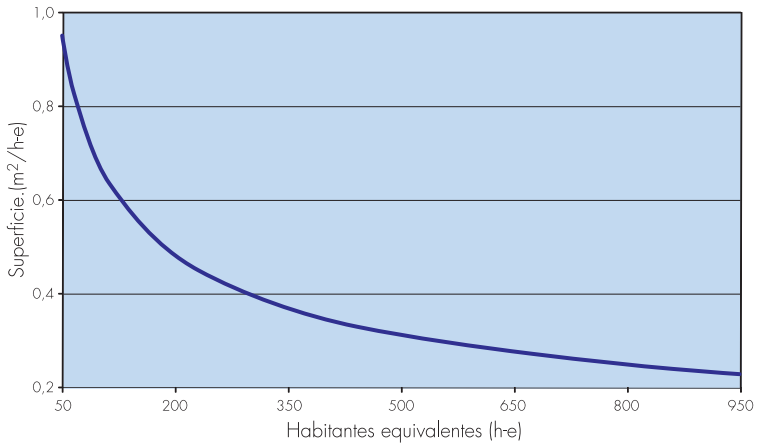
A una mayor escala los *Tanques Imhoff* se emplean como etapa previa de otros tratamientos: Humedales Artificiales, Lechos Bacterianos, CBR, etc. (Alexandre *et al.,* 2006).

La capacidad máxima de diseño de los tanques Imhoff suele estar en torno a los 500 habitantes equivalentes, debido a limitaciones constructivas, aunque pueden instalarse varias unidades en paralelo, pudiendo ser empleados en todo el rango de población por debajo de los 1.000 habitantes equivalentes (Agence de l´Eau Rhin-Meuse, 2007).

Estimación de la superficie requerida para la implantación

La Figura 5.13 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente servido para la implantación de un *Tanque Imhoff.* Para el cálculo de esta superficie se han seguido las pautas recogidas en el Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

Figura 5.13. Superficie por habitante equivalente servido para la implantación de Tanques Imhoff



Influencia de las condiciones meteorológicas

Al disponerse los *Tanques Imhoff* enterrados, su comportamiento se ve muy poco afectado por las condiciones meteorológicas reinantes, salvo por la pluviometría, en el caso de redes de saneamiento unitarias.

Influencia de las características del terreno

Dada los escasos requisitos de superficie que requiere este tipo de tratamiento primario, las características del terreno disponible para su implantación ejercen una influencia relativa a la hora de su selección, no obstante, al construirse, generalmente, los *Tanques Imhoff* por excavación, aquellos terrenos fáciles de excavar y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implantación.

Para evitar posibles contaminaciones, los *Tanques Imhoff* deben ubicarse siempre aguas abajo de los pozos y fuentes de agua potable cercanos, y, como mínimo, a una distancia de al menos 30 metros de los mismos (Hernández *et al.,* 1995).

Versatilidad del tratamiento

Es una tecnología fiable, siempre que haya sido diseñada de acuerdo a los caudales y cargas máximas que realmente recibirá la instalación, aunque ante situaciones de infradimensionamiento presenta poca flexibilidad para adaptarse a las nuevas condiciones.

- *Capacidad de adaptación ante puntas diarias de caudal y contaminación*

  La etapa de decantación requiere un dimensionamiento acorde a los caudales y cargas punta diarios que pueda recibir la instalación, porque ante una situación de sobrecarga hidráulica el rendimiento se verá afectado.

- *Capacidad de adaptación ante sobrecargas (hidráulicas y orgánicas)*

  Dados los bajos de tiempos de retención con los que trabaja la zona de decantación de los *Tanques Imhoff* (90 minutos a caudal máximo), la capacidad de estos elementos para hacer frente a sobrecargas hidráulicas y orgánicas es muy limitada.

- *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

  Mediante un diseño adecuado el tratamiento se adapta bien a variaciones estacionales de corta y de larga duración. Dependiendo del grado de estacionalidad y de la duración de la misma, se puede plantear el operar con una sola o dos líneas.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Las operaciones de operación y mantenimiento de los *Tanques Imhoff* se limitan a inspecciones rutinarias, limpieza de las rejas de desbaste manual y del desarenador, evacuación de los residuos del pretratamiento, extracción periódica de fangos y flotantes y al mantenimiento de los equipos (en el caso de que se implanten desbastes automáticos) y de la obra civil, por lo que carecen de complejidad y pueden ser ejecutadas por personal sin cualificación específica.

Impactos ambientales

Al disponerse normalmente enterrados, el impacto visual de los *Tanques Imhoff* es nulo. Igualmente, no se registra ningún impacto sonoro, al no ser preciso, normalmente,

para su operación ningún elemento electromecánico. En caso de recurrir a desbastes automáticos, dada la escasa potencia que requieren los dispositivos de limpieza, y a su operación en discontinuo, el impacto sonoro es mínimo.

En ocasiones, los *Tanques Imhoff* de mayor tamaño se disponen elevados sobre el terreno, ejerciendo en este caso un fuerte impacto visual y siendo necesario bombear las aguas a tratar, lo que puede generar un cierto impacto sonoro.

Sí se generan impactos olfativos en las inmediaciones de los *Tanques Imhoff*, como consecuencia de los gases que escapan de los mismos y en los que se encuentran compuestos azufrados. Estos impactos pueden minimizarse, en el caso de los tanques de pequeño tamaño dotados de cubierta, mediante el empleo de filtros de carbón o turba, dispuestos en las chimeneas de venteo de los tanques.

En el caso de deficiencias constructivas, o por deterioro de la instalación, se pueden dar filtraciones en los tanques, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

- ***Producción de fangos y otros subproductos***

En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y de desarenado (ver Capítulo 4).

Los fangos y flotantes que se van acumulando en el interior de los *Tanques Imhoff* precisan ser extraídos periódicamente, para que el volumen útil de las mismos no se vea disminuido en exceso. La generación de fangos en los *Tanques Imhoff* se estima en unos 150-200 l/h-e. año.

5.3.4 Costes

- ***Estimación de los costes de implantación***

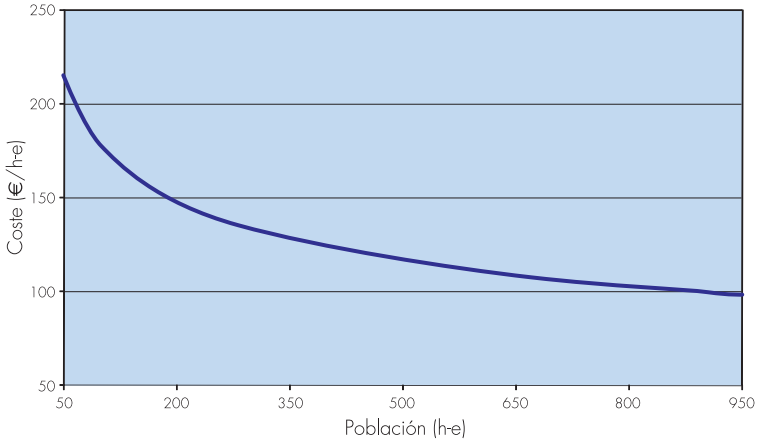
La Figura 5.14 muestra el coste de implantación de los *Tanques Imhoff* en función de la población equivalente servida.
Para la estimación de estos costes de implantación, además de las partidas generales contempladas en al Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste de acuerdo a:
  - 50-200 h-e: canal con reja de gruesos de limpieza manual.
  - 200-500 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.

- 500-1.000 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.

- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza manual, de doble canal, ejecutado en obra civil.
- Se consideran *Tanques Imhoff* prefabricados en PRFV.

Figura 5.14. Costes de implantación de Tanques Imhoff en función de la población equivalente servida



Consumo energético

Si el agua residual llega hasta la estación de tratamiento por gravedad, los *Tanques Imhoff* no precisan de ningún consumo energético para su funcionamiento, al carecer de equipos electromecánicos y operar habitualmente con desbastes de limpieza manual. En aquellos casos en que se recurra a la implantación de rejas o tamices de limpieza automática, la potencia requerida es muy baja, del orden de 0,5 kW.

Estimación de los costes de explotación y mantenimiento

La Tabla 5.8 recoge la estimación de los costes de explotación y mantenimiento de instalaciones de *Tanques Imhoff* para distintos niveles de población servida. Estos costes se han calculado en base a las premisas establecidas en el Capítulo 3 y a las consideraciones recogidas en el apartado *"Estimación de los costes de implantación"*.

Con relación a estos costes, debe hacerse constar, que los *Tanques Imhoff* no operarán normalmente de forma aislada, sino formando parte de un tratamiento más completo, por lo que los costes de la etapa de Tratamiento Primario, propiamente dicho, se reducirán notablemente dentro de los costes totales del tratamiento.

Tabla 5.8. Costes de explotación y mantenimiento en Tanques Imhoff

Población (he)		200			500			1.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento del operario	25	1 vez/semana	1	1.300,00	1 vez/semana	1	1.300,00	2 veces/semana	1	2.600,00
Pretratamiento										
Limpieza de la reja de desbaste	16	1 vez/semana	0,17	141,44	–	–	–	–	–	–
Limpieza del desarenador	16	1 vez/semana	0,25	208,00	1 vez/semana	0,35	291,20	2 veces/semana	0,50	832,00
Tratamiento primario										
Inspección, y medición espesores flotantes y fangos	16	2 veces/año	1	32,00	2 veces/año	1	32,00	2 veces/año	1	32,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	2 veces/año	14	420,00	2 veces/año	35	1.050,00	2 veces/año	70	2.100,00
Consumo energético										
Operación	**Coste horario (€/kWh)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**
Consumo energético	0,09	–	–	–	–	750	67,50	–	1.500	135,00
Mantenimiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Mantenimiento obra civil	16	1 vez/semana	0,5	416,00	1 vez/semana	1	832,00	2 veces/semana	1	1.664,00
Seguimiento										
Operación	**Coste (€/a)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**
Control analítico	200	4 veces/año		800,00	4 veces/año		800,00	4 veces/año		800,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**3.317,44**			**4.372,70**			**8.163,00**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**16,59**			**8,75**			**8,16**

5.3.5 Ventajas e inconvenientes

Ventajas

Las principales ventajas de los *Tanques Imhoff* a modo de dispositivos de tratamiento radican en:

- Baja septicidad en los efluentes tratados.
- Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- Fácil y rápida instalación en el caso de las unidades prefabricadas.
- Simplifican la gestión de los lodos.
- Nulo impacto visual cuando se disponen enterrados.
- Nulo o muy bajo impacto sonoro.

Inconvenientes

Como principales desventajas de los *Tanques Imhoff* pueden citarse:

- Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes normalmente precisan de tratamientos complementarios.
- Escasa estabilidad frentes a sobrecargas hidráulicas.
- Impactos olfativos.
- Riesgo de contaminación de las aguas subterráneas en caso de construcción deficiente.

5.3.6 Diseño y construcción

Criterios de diseño

- **Datos previos para el diseño**

  Para el diseño de los *Tanques Imhoff* se precisa conocer:

  - Caudal medio de las aguas a tratar (Q_{md}, m^3/d).
  - Caudal máximo de las aguas a tratar (Q_{max}, m^3/h), para el dimensionamiento del canal de desbaste y de la zona de decantación del tanque.
  - Población equivalente a tratar (h-e), para el dimensionamiento de la zona de digestión del tanque. Calculada en base al caudal medio y a la concentración (DBO_5) de las aguas a tratar.

- **Parámetros y método de diseño**

  Volumen:

  El dimensionamiento de las zonas de decantación y de digestión se lleva a cabo en función de criterios diferentes:

- *Zona de Decantación*: esta zona se dimensiona para que la velocidad ascensional sea de 1,0-1,5 m/h a caudal máximo, y para que el tiempo de retención hidráulica sea del orden de 90 minutos también a caudal máximo.
- Volumen de la *Zona de Digestión:* para un tiempo de digestión del fango de 6 meses, el valor recomendado para el dimensionamiento de la zona de digestión se sitúa en torno a 0,07 m^3/h-e (Metcalf&Eddy, 2000).
  En aquellos casos en que se recurra a empleo de un *Tanque Imhoff* en cabecera de la EDAR, tanto a modo de tratamiento primario, como para enviar a él los fangos en exceso para su estabilización y almacenamiento, deberá ser tenido en cuenta en el cálculo del volumen de la zona destinada a digestión.

Criterios de construcción

El confinamiento

Los *Tanques Imhoff* suelen presentar formas circulares o rectangulares. En este último caso, la relación longitud:anchura más habitual es de 3:1.

Las paredes inferiores de la zona de sedimentación presentan pendientes 1,5:1, sobresaliendo uno de los laterales unos 25 cm, al objeto de evitar la entrada de gases y fangos. La apertura de la conexión entre las zonas de decantación y de digestión es del orden de 25 cm.

Desde la superficie líquida hasta la coronación de los tanques se suele disponer de una zona de resguardo de unos 60 cm.

Si se deja instalada una tubería en la zona de digestión para la extracción periódica de los fangos acumulados, su diámetro será de unos 25 cm.

En los *Tanques Imhoff* de gran tamaño el área de la zona de venteo de gases debe ser del orden del 20% del área superficial total, con una anchura de unos 60 cm para permitir el paso de un hombre.

Los materiales que se empleen para la construcción de *Tanques Imhoff* deben proporcionarles resistencia estructural e impermeabilidad, así como, resistencia a las condiciones de septicidad a las que se verán sometidos. En el caso de los *Tanques Imhoff* de pequeño tamaño se suele recurrir al empleo de materiales plásticos (PE, PRFV), para su construcción. En instalaciones de mayor tamaño, si se emplean *Tanques Imhoff* prefabricados, el material constructivo es PRFV generalmente, mientras que en el caso de los tanques construidos "in situ" se recurre al empleo de hormigón armado.

Los *Tanques Imhoff* construidos en PRFV habitualmente presentan espesores del orden de 6 mm, mientras que el caso de los construidos en hormigón las paredes presentan espesores de unos 10 cm.

El desprendimiento de gas sulfhídrico puede dar lugar a la formación de ácido sulfúrico, que ataca al hormigón, por lo que se hace necesaria la aplicación de capas de agentes protectores.

La estanqueidad de los *Tanques Imhoff* es crítica para su correcto funcionamiento, pues tanto las intrusiones de agua como las fugas al exterior son causas de disfunciones y problemas estructurales.

Para la implantación de *Tanques Imhoff* prefabricados, se procederá a la excavación de un foso de profundidad igual a la suma de: la altura del equipo, del espesor de las capas de hormigón en las que descansará el equipo y del espesor de la capa entre el equipo y el nivel del terreno. Con relación a las dimensiones de este foso, entre sus paredes y el equipo a instalar debe quedar libre un espacio de 30 cm en todo el perímetro.

En el fondo del foso excavado se construirá una losa de hormigón en masa de 20 cm de espesor, o de hormigón armado de 15 cm de espesor, debiendo presentar el hormigón una resistencia mínima de 175 kg/cm^2.

Una vez construida la losa del fondo se rellenará el foso, hasta una altura de de 25 cm, con hormigón en masa, con una resistencia mínima de 100 kg/cm^2. Con este hormigón aún tierno, se procederá a la instalación del *Tanque Imhoff* y se continuará rellenando el foso con hormigón en masa hasta cubrir un tercio del equipo. El resto se rellenará con arena o gravilla fina lavada, cribada y libre de polvo, sin arcilla ni materia orgánica y totalmente libre de objetos pesados gruesos, que puedan dañar el depósito, y de una granulometría no inferior a 4 mm, ni superior a 16 mm. Para contrarrestar la presión externa del terreno sobre el depósito, conforme se rellena la excavación se irá llenando el tanque con agua.

El espesor y naturaleza de la capa situada entre el equipo y la superficie del terreno variará en función de la existencia o no de tráfico rodado sobre la superficie donde se instale el equipo. Sin tráfico esta capa será de arena con un espesor máximo de 50 cm, mientras que con tráfico se empleará una capa de arena de cómo máximo 50 cm, sobre la que se dispondrá una capa de hormigón armado de 25 cm de espesor.

Cuando se instalan varios equipos, la distancia entre depósitos debe ser como mínimo de 400 cm.

- **Los elementos de entrada y salida**

El agua a tratar ingresa al *Tanque Imhoff* a través de la zona de decantación. El elemento de entrada a esta zona se diseña de forma que se disipe la energía de las aguas influentes.

Para la evacuación de los efluentes la zona de decantación cuenta con un deflector de flotantes, que impide el escape de los mismos, y que se sumerge unos 30 cm por debajo de la superficie líquida, de la que sobresale la misma longitud (Figura 5.15).

Para permitir las labores periódicas de inspección y de retirada de fangos y flotantes, el tanque debe contar con bocas de hombre, que se colocan sobre las zonas de decantación y de digestión.

Figura 5.15. Detalle de la entrada y salida de la zona de decantación

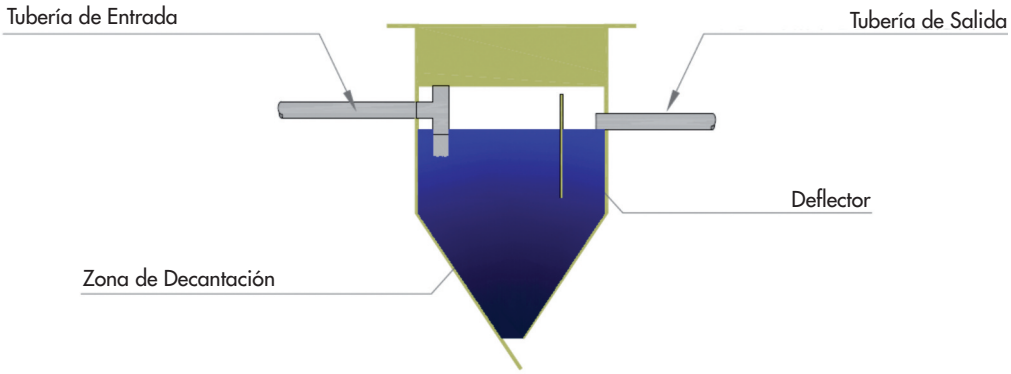


Figura 5.16. Tanque Imhoff para 500 h-e

Figura 5.17. Tanque Imhoff construido en hormigón

Figura 5.18. Tanque Imhoff con la separación entre las zonas de decantación y digestión en chapa metálica

Figura 5.19. Tanque Imhoff con la zona de decantación en PRFV

5.3.7 Puesta en marcha

Es esencial, en primer lugar, comprobar la estanqueidad del *Tanque Imhoff* para evitar episodios de contaminación de aguas subterráneas. Tras esta comprobación, la puesta en marcha del sistema se debe iniciar con la comprobación del correcto funcionamiento de los siguientes elementos:

- Obra de llegada: aliviaderos y compuertas.
- Pretratamiento: reja de desbaste y desarenado.

Tras estas comprobaciones iniciales, la puesta en marcha de los *Tanques Imhoff* no requiere atenciones especiales, bastando con proceder a su llenado con las aguas residuales a tratar. Los procesos de decantación de la materia sedimentable y de flotación de flotantes se producirán de forma inmediata, mientras que para el inicio de la degradación de la materia orgánica sedimentada será preciso un periodo de tiempo, variable (1-2 semanas), en función de las temperaturas reinantes.

También en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR cuyo objetivo será determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración entre uno y tres meses en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de materia en suspensión, DBO_5 y DQO, y se corregirán los posibles problemas funcionales que se detecten.

5.3.8 Explotación y mantenimiento

- ***Inspección rutinaria***

  Se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de una vez por semana, en el caso de las depuradoras menores de 200 habitantes equivalentes, y de dos veces por semana en las instalaciones mayores.

  El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

  - Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
  - Aspecto de las aguas residuales influentes y de los efluentes.
  - Acumulaciones excesivas de flotantes en la zona de decantación.
  - Anomalías en la obra civil.
  - Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de reja, evacuación de los rechazos del desbaste, extracción de arenas, extracción de lodos, eliminación de malas hierbas en taludes y viales, etc.

- En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estime que puedan afectar al normal funcionamiento de la unidad de tratamiento: obstrucciones, incremento en la emisión de olores, duración de los períodos de lluvia intensa, etc.

Labores de explotación

Las labores de explotación referentes a las etapas de pretratamiento (desbaste y desarenado), se detallan en el Capítulo 4. En lo referente al propio *Tanque Imhoff* estas labores se centran en:

- Una vez al año se procederá a la inspección del interior del tanque, prestando especial atención a la estanqueidad, comprobando que no se producen fugas ni intrusión de aguas parásitas, y revisando las zonas de entrada y salida de las aguas.
- Dos veces al año se procederá a la medida de los espesores de las capas de flotantes y de lodos que se van acumulando en la zona de digestión.
  - Para la medición de la capa de flotantes se puede hacer uso de una varilla graduada, en forma de L. La varilla se empuja a través de la capa de flotantes, hasta atravesarla, midiéndose en ese momento en la parte graduada de la varilla el espesor de la capa.
  - Para la determinación del espesor de la capa de lodos puede recurrirse a introducir en el tanque, hasta tocar su fondo, una vara envuelta en un paño blanco. Al extraer la vara la zona oscurecida del paño indicará el espesor de la zona de lodos. También, puede recurrirse al método de la extinción de la luz, para lo que se introduce en la fosa una fuente luminosa. La luz se extinguirá al llegar a la capa de lodo.
- Dos veces al año se procederá a la limpieza del tanque, extrayendo los lodos y flotantes acumulados. Para esta extracción suele recurrirse al empleo de camiones cisterna dotados de dispositivos para la aspiración de estos residuos. El destino más común de los residuos purgados son las estaciones de tratamiento de aguas residuales de mayor capacidad, dotadas de línea de fangos, donde o bien se incorporan a dicha línea tras haber sido sometidos a un tamizado previo, o se descargan en la etapa de pretratamiento. En ocasiones, y para áreas geográficas aisladas y con elevados niveles de insolación, se recurre al empleo de eras de secado para la deshidratación "in situ" de lodos que se purgan de los tanques. En este caso, los lixiviados de las eras deben conducirse de nuevo al tratamiento.

  En aquellos casos en que se recurra a empleo de un *Tanque Imhoff* en cabecera de la EDAR, tanto a modo de tratamiento primario, como para enviar a él los fangos en exceso para su estabilización y almacenamiento, será preciso proceder a la extracción de los fangos acumulados cuando se alcance los 2/3 de la capacidad de la zona de digestión.

Seguimiento: controles internos y externos

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son fundamentalmente:

- Control del agua residual
  - Caudales diarios (m^3/d)
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Calidad exigida del efluente
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Control de la operación del *Tanque Imhoff*
  - Velocidad ascensional en la zona de decantación (m/h): calculada en función del caudal máximo de agua residual (m^3/h) y de superficie de zona de decantación (m^2).
  - Tiempo de retención hidráulica en la zona de decantación (h): calculado en función del caudal máximo de agua residual (m^3/h) y del volumen útil de la zona de decantación (m^3).
  - Ritmo de acumulación de lodos en la zona de digestión (l/he.año): calculado en función del espesor medido de lodos, de la superficie de la zona de digestión y de la población equivalente servida.

Estos controles también podrán llevarse a cabo cuando los *Tanques Imhoff* constituyan la etapa de tratamiento primario de una instalación de depuración, lo que exigirá que además de analizar el agua residual de entrada y los efluentes depurados, se proceda al muestreo de los efluentes del tratamiento primario (ver Capítulo 3). En estas circunstancias, el control de los caudales entrantes a la instalación de tratamiento tendrá la misma frecuencia que la establecida para las visitas de los operarios a las instalaciones, mientras que el control de la velocidad ascensional y del tiempo de retención con los que opera el tanque, se llevarán a cabo con la misma frecuencia con la que se proceda a los muestreos (ver Capítulo 3). El ritmo de acumulación de lodos en la zona de digestión se controlará semestralmente.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados durante el pretratamiento, provenientes de las unidades de desbaste y desarenado, se gestionan tal y como se indica en el Capítulo 4.

Para la extracción de fangos y flotantes suele recurrirse al empleo de camiones cisterna dotados de dispositivos para la aspiración de estos residuos. El destino más común de los subproductos purgados son las estaciones de tratamiento de aguas residuales dotadas de línea de fangos.

También pueden gestionarse "in situ" los fangos generados en los *Tanques Imhoff*, tal y como se describe en el Capítulo 9, dedicado a *"La gestión del fango en las pequeñas poblaciones"*.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento constará de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de la obra civil y de las conducciones.
- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos, etc.

Cuando la instalación cuente con equipos electromecánicos, el operador dispondrá de un programa de mantenimiento que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La Tabla 5.9 muestra las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *Tanques Imhoff,* junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 5.9. Principales anomalías en Tanques Imhoff, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Deficiente calidad de los efluentes finales por elevadas concentraciones de materia en suspensión	Sobrecarga hidráulica	Limitar los caudales influentes de aguas residuales
	Excesiva acumulación de fangos y/o flotantes en el interior del tanque	Proceder a la extracción de fangos y/o flotantes
	Vertidos industriales a la red de alcantarillado	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
Generación acentuada de malos olores	Deficiente ventilación del tanque	Mejora de los dispositivos de venteo de gases
		Colocación de cartuchos de material adsorbente en las chimeneas de venteo
	Vertidos industriales a la red de alcantarillado	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales

5.4 DECANTACIÓN PRIMARIA

5.4.1 Fundamentos

El objetivo de la *Decantación Primaria* es la eliminación de una parte importante de los sólidos en suspensión presentes en las aguas residuales, bajo la acción de la gravedad. Por tanto, en esta etapa tan sólo se eliminarán sólidos sedimentables y materias flotantes, permaneciendo inalterables los sólidos coloidales y disueltos.

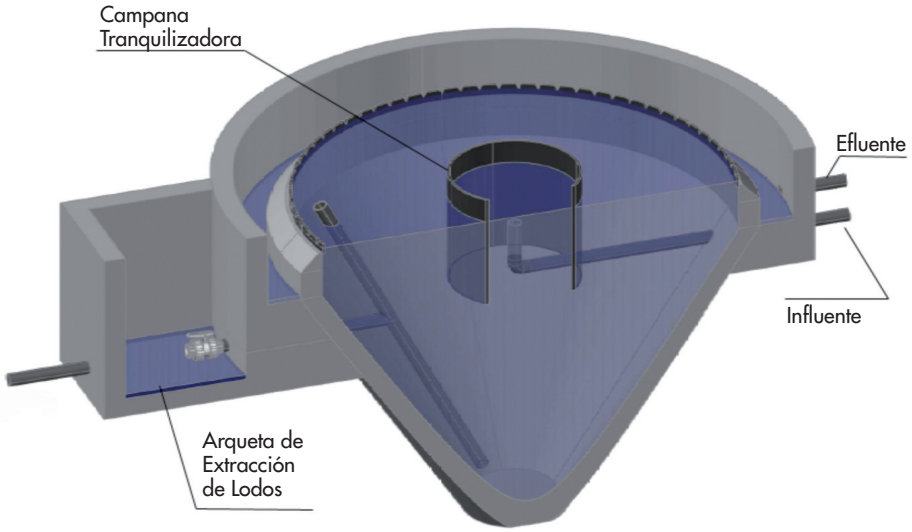
La retirada previa de estos sólidos es primordial, ya que en caso contrario originarían fuertes demandas de oxígeno en el resto de las etapas de tratamiento.

Los *Decantadores primarios* pueden ser estáticos o dinámicos, según cuenten o no con partes mecánicas.

- *Decantadores estáticos:* en el tratamiento de las aguas residuales urbanas se emplean dos tipos fundamentalmente:

  - *Decantadores cilindrocónicos:* se utilizan para caudales pequeños (hasta 20 m^3/h), en poblaciones inferiores a 2.000 habitantes (Figura 5.20).

Figura 5.20. Sección de un Decantador primario cilindrocónico estático



  - *Decantadores lamelares:* emplean un elemento físico (lamela), que se dispone inclinado y contra el que chocan las partículas en su recorrido de sedimentación, para deslizarse sobre ella posteriormente. De este forma, se precisa de un menor volumen de sedimentación siendo, por tanto, más pequeños los equipos de decantación.

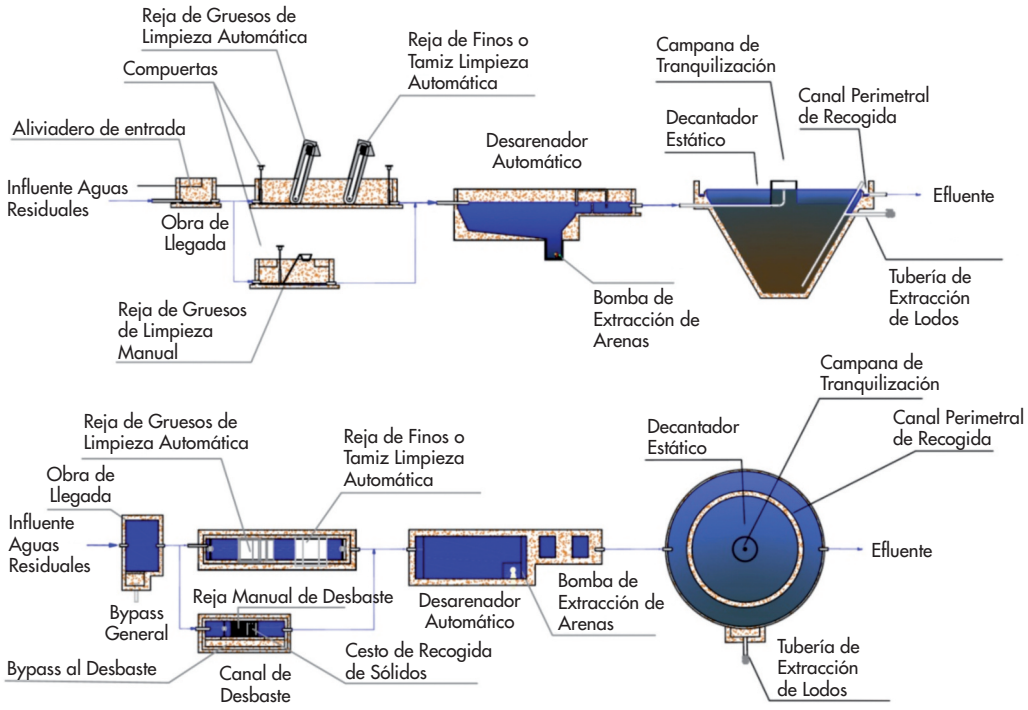
- *Decantadores dinámicos:* cuentan con elementos electromecánicos que se utilizan para recoger los flotantes y para conducir los lodos hacia la poceta de evacuación. Atendiendo a su geometría se distingue entre decantadores dinámicos rectangulares y circulares.

En el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas, para los que se requieren unidades de decantación de menos de 5 m de diámetro, y en las que se hace difícil la construcción en hormigón, se suele recurrir al empleo de decantadores estáticos cilindrocónicos, construidos en materiales plásticos. No obstante, para evitar el manejo de fangos sin digerir, con frecuencia se sustituye la etapa de decantación primaria por una etapa de decantación-digestión (Tanques Imhoff), especialmente en las poblaciones de menos de 1.000 h-e.

5.4.2 Diagramas de flujo

La etapa de *Decantación primaria* debe ir precedida de las correspondientes operaciones de pretratamiento (Figura 5.21). Se recomienda que el desbaste se disponga en doble canal, contando uno de los canales con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática. En el canal paralelo, que actúa a modo de by-pass, se dispone una reja de gruesos de limpieza manual. Tras la etapa de desbaste se implanta un desarenador con extracción automática de arenas.

Figura 5.21. Diagramas de flujo de un Decantador primario (Perfil y Planta)



5.4.3 Características del tratamiento

Rendimientos de depuración característicos

Los rendimientos medios de depuración que se alcanzan con la aplicación de una etapa de *Decantación primaria* se muestran en la Tabla 5.10, junto con las características del efluente cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

Tabla 5.10. Rendimientos y calidades medias de Decantadores primarios

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	60-65	90-100
DBO_5	30-35	160-180

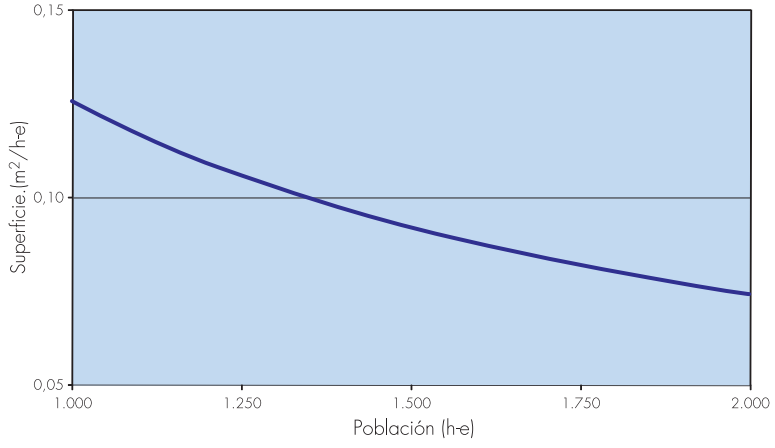
Rango de aplicación

Normalmente, los *Decantadores primarios* se emplean como etapa previa de un tratamiento secundario y su campo de aplicación se encuentra, generalmente, por encima de los 500 habitantes equivalentes. Si bien, y al objeto de simplificar la gestión de los fangos que se originan, en el rango entre 500 y 1.000 habitantes equivalentes se recurre, en ocasiones, al empleo de Tanques Imhoff dispuestos en paralelo.

Estimación de la superficie requerida para la implantación

La Figura 5.22 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente servido para la implantación de *Decantadores primarios*. Para el cálculo de esta superficie se han

Figura 5.22. Superficie por habitante equivalente servido para implantación de Decantadores primarios

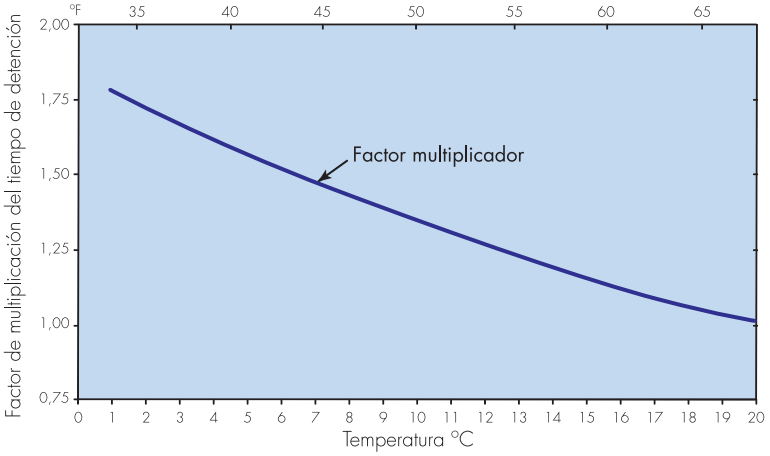


seguido las pautas recogidas en el Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

Influencia de las condiciones meteorológicas

En zonas de climas fríos, los incrementos de la viscosidad del agua producidos por las bajas temperaturas retardan la sedimentación y reducen los rendimientos de los decantadores primarios para temperaturas por debajo de 20°C. La Figura 5.23 muestra la dependencia del factor multiplicador del tiempo de retención con la temperatura en *Decantadores primarios* (Metcalf & Eddy, 2000). En el caso de saneamientos unitarios, la lluvia es el meteoro que más afecta a la etapa de *Decantación primaria,* al incrementarse notablemente los caudales que ingresan en la estación de tratamiento, y al presentar las aguas mayores contenidos de materia en suspensión.

Figura 5.23. Variación del tiempo de decantación respecto a la temperatura en Decantadores primarios



Influencia de las características del terreno

Dada los muy escasos requisitos de superficie que se requieren para la implantación de la etapa de *Decantación primaria,* las características del terreno disponible para su implantación ejercen una influencia de muy escasa importancia. Si bien, al construirse, generalmente estos decantadores por excavación, aquellos terrenos fáciles de excavar y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implantación

Versatilidad del tratamiento

Es una tecnología fiable, siempre que haya sido diseñada de acuerdo a los caudales y cargas máximas que realmente recibirá la instalación, aunque ante situaciones de

infradimensionamiento presenta poca flexibilidad para adaptarse a las nuevas condiciones.

- *Capacidad de adaptación ante puntas diarias de caudal y contaminación*

  La etapa de decantación requiere un dimensionamiento acorde a los caudales punta diarios que pueda recibir la instalación, porque ante una situación de sobrecarga hidráulica el rendimiento se verá afectado, al producirse el escape de sólidos en los efluentes.

- *Capacidad de adaptación ante sobrecargas (hidráulicas y orgánicas)*

  Dados los bajos de tiempos de retención con los que trabaja, la capacidad de estos elementos para hacer frente a sobrecargas hidráulicas y orgánicas es muy limitada.

- *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

  No se adapta bien a incrementos poblacionales estacionales, salvo que los consiguientes incrementos de los caudales de aguas a tratar se hayan tenido en cuenta a la hora de su diseño y se hayan proyectado varias unidades que puedan operar en paralelo. Dado que la puesta en operación de los decantadores es inmediata, variando el número de unidades en funcionamiento se puede hacer frente fácilmente a los incrementos poblacionales de carácter estacional.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Las operaciones de operación y mantenimiento de los *Decantadores primarios* comprenden: inspecciones rutinarias, evacuación de los residuos extraídos en la etapa de pretratamiento, extracción periódica de fangos y flotantes y al mantenimiento de los equipos electromecánicos y de la obra civil. El mantenimiento electromecánico requiere de un personal con una cierta cualificación técnica.

Los elementos de limpieza automática de la etapa del pretratamiento (desbaste y desarenado), requieren el mantenimiento de sus mecanismos de accionamiento, siguiendo las pautas y frecuencias recomendadas por los fabricantes de estos equipos.

La extracción de los fangos decantados suele hacerse por bombeo, estando esta operación programada generalmente, por lo que será preciso ajustar dicha programación en función de las condiciones operativas.

Impactos ambientales

La mayor parte de la estructura de los *Decantadores primarios* suele disponerse enterrada, siendo pequeña la proporción que sobresale del nivel del suelo, por lo que los impactos visuales son limitados.

Dada la poca potencia de los equipos electromecánicos necesarios para los elementos de limpieza del pretratamiento y para la extracción de los fangos sedimentados, el impacto sonoro de estas unidades es muy bajo.

Si no se extraen, con la periodicidad apropiada, los flotantes y los fangos pueden generarse olores desagradables, al comenzar la degradación vía anaerobia de los mismos.

Como en el resto de los tratamientos, en el caso de deficiencias constructivas se pueden dar filtraciones en los decantadores, que pueden llegar a contaminar a las aguas subterráneas.

Producción de fangos y otros subproductos

En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y de desarenado (ver Capítulo 4).

La cantidad de fangos en exceso que se extrae en los *Decantadores primarios* es función de la cantidad de sólidos en suspensión que se eliminan en el proceso, de acuerdo con la expresión:

$$C = Q_{md} \cdot SS_{(e)} \cdot \eta$$

donde:

C = cantidad de fangos extraída diariamente (kg materia seca/d).
Q_{md} = caudal de tratamiento (m^3/d).
$SS_{(e)}$ = concentración de sólidos en suspensión en el agua residual influente (kg/m^3).
η = rendimiento de eliminación de sólidos en suspensión en la decantación primaria (en tanto por uno).

Aceptando que la densidad de los fangos extraídos es igual a la del agua, el volumen que se genera de fangos primarios viene dado por:

$$V = \frac{C}{10X}$$

siendo:

V = volumen diario de fangos (m^3/d).
X = concentración de los fangos (%).

La concentración de los fangos primarios suele estar comprendida entre el 3 y el 5%, correspondiendo el valor más alto a tiempos de retención de fangos elevados.

De acuerdo con lo anterior, un habitante equivalente generaría unos 250-450 litros de fangos primarios al año, dependiendo de la concentración.

Los fangos primarios desprenden malos olores, presentan una elevada patogenicidad y son putrescibles, como consecuencia de su elevado contenido en materia orgánica, lo que hace necesaria su estabilización.

Normalmente, se procede a su almacenamiento temporal en un depósito de fangos hasta que son extraídos mediante camión cisterna y trasladados a una planta de mayor tamaño equipada con línea de tratamiento de fangos.

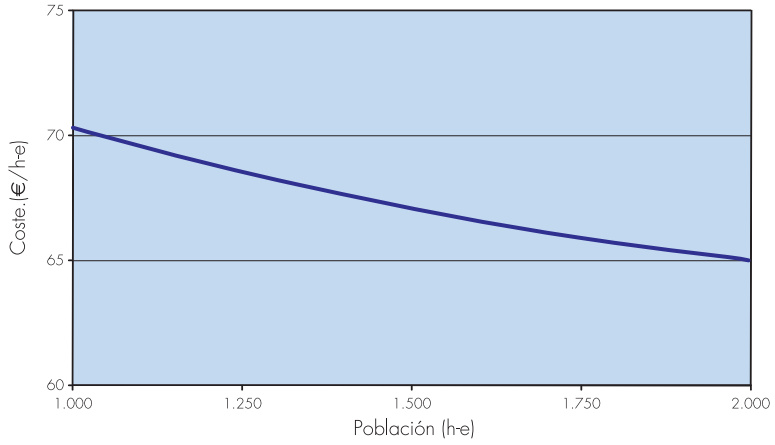
5.4.4 Costes

Estimación de los costes de implantación

En la Figura 5.24 se muestran los costes de implantación de los *Decantadores primarios* en función de la población equivalente servida. Para la estimación de estos costes, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste en doble canal, compuesto por un canal con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática, y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
- Se consideran los costes imputables a un desarenador de limpieza automática, ejecutado en obra civil.
- Se considera que los *Decantadores primarios* son estáticos y están construidos en PRFV.

Figura 5.24. Costes de implantación de Decantadores primarios en función de la población equivalente servida



Consumo energético

Los *Decantadores primarios* estáticos carecen de rasquetas de fondo y de superficie, por lo que el consumo energético en estas actividades es nulo.

La extracción periódica de los fangos, que se van acumulando en el fondo del decantador, salvo en casos excepcionales en los que pueda llevarse a cabo por gravedad (ver Figura 5.20), precisará de energía eléctrica para la operación de las bombas correspondientes. La potencia necesaria de estas bombas oscila entre 1-2 kW.

También los equipos del pretratamiento, de limpieza automática, requerirán energía eléctrica para su funcionamiento, aunque siempre se tratará de un consumo bajo (ver Capitulo 4).

- ***Estimación de los costes de explotación y mantenimiento***

La Tabla 5.11 recoge la estimación de los costes de explotación y mantenimiento de instalaciones de *Decantación primaria* para distintos niveles de población equivalente servida. Estos costes se han calculado en base a las premisas establecidas en el Capítulo 3 y a las consideraciones recogidas en el apartado *"Estimación de los costes de implantación"*.

Con relación a estos costes, debe hacerse constar, que las *Decantadores primarios* no operarán normalmente de forma aislada, sino formando parte de un tratamiento más completo, por lo que los costes de la etapa de tratamiento primario, propiamente dicho, se reducirán notablemente, dentro de los costes totales del tratamiento.

5.4.5 Ventajas e inconvenientes

- **Ventajas**

Las principales ventajas de estos sistemas son:

- ♦ Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- ♦ Fácil y rápida instalación en el caso de las unidades prefabricadas.
- ♦ Escaso impacto visual al disponerse enterrados casi en su totalidad.
- ♦ Escaso impacto sonoro dada la escasa potencia de los equipos electromecánicos que se implantan.

- **Inconvenientes**

Como principales desventajas pueden citarse:

- ♦ Tan sólo permiten alcanzar niveles de tratamiento primario, por lo que sus efluentes precisan de tratamientos complementarios.
- ♦ Escasa estabilidad frentes a sobrecargas hidráulicas.
- ♦ Posibles impactos olfativos como consecuencia de una mala gestión de los lodos.
- ♦ Se generan lodos no estabilizados que hay que extraer con frecuencia del sistema.

Tabla 5.11. Costes de explotación y mantenimiento en Decantores primarios

Población (he)		500			1.000			2.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento del operario	25	1 vez/semana	1	1.300,00	2 veces/semana	2	2.600,00	2 veces/semana	1	2.600,00
Pretratamiento										
Limpieza pretratamiento y evacuación de residuos	16	1 vez/semana	0,25	208,00	2 veces/semana	0,25	416,00	2 veces/semana	0,35	582,40
Tratamiento primario										
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos	15	–	165	2.475,00	–	330	4.950,00	–	660	9.900,00
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Retirada de flotantes	16	1 vez/semana	0,17	141,44	2 veces/semana	0,20	332,80	2 veces/semana	0,25	416,00
Limpieza de deflector y vertederos	16	1 vez/semana	0,17	141,44	1 vez/semana	0,25	208,00	1 vez/semana	0,35	291,20
Consumo energético										
Operación	**Coste (€/kWh)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**
Pretratamiento	0,09	–	2.300,00	207,00	–	3.900	351,00	–	5.380	484,20
Mantenimiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Mantenimiento obra civil	16	1 vez/semana	1	832,00	2 veces/semana	1	1.664,00	2 veces/semana	1,2	1.996,80
Seguimiento										
Operación	**Coste (€/a)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**
Seguimiento analítico	200	4 veces/año		800,00	4 veces/año		800,00	4 veces/año		800,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**6.104,88**			**11.321,80**			**17.070,60**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**12,21**			**11,32**			**8,54**

* *Se estima una producción de lodos en el decantador primario de 0,9 l/h-e.d*

5.4.6 Diseño y construcción

Criterios de diseño

Datos previos para el diseño

- Para el diseño de las *Decantadores primarios* se precisa conocer:
- Caudal medio horario de las aguas a tratar (Q_{mh}, m^3/h).
- Caudal máximo de las aguas a tratar (Q_{max}, m^3/h).

Parámetros y método de diseño

Para el diseño de los *Decantadores primarios* se procede a la determinación de: la velocidad ascensional, el tiempo de retención correspondientes a los caudales medios y máximos, respectivamente, y la carga sobre vertedero a caudal punta. El diseño debe satisfacer los valores recomendados para estos parámetros, y que se recogen a continuación.

- ***Velocidad ascensional (carga superficial) (m/h):*** caudal de agua a tratar (m^3/h) dividido por la superficie de la zona cilíndrica del decantador. La Tabla 5.12 muestra los valores típicos de estos parámetros de diseño.

Tabla 5.12. Valores recomendados de velocidad ascensional para el diseño de Decantadores primarios

Velocidad ascensional	Valor recomendado (m/h)
A caudal medio	1,3
A caudal máximo	2,5

La superficie del decantador será la máxima obtenida, aplicando estos valores recomendados de la velocidad ascensional a caudal medio y máximo de diseño. En pequeñas poblaciones la superficie máxima coincidirá, habitualmente, con la correspondiente al caudal máximo.

- ***Tiempo de retención (h)***: volumen útil del tanque de decantación dividido por el caudal de aguas residuales. La Tabla 5.13 muestra los valores típicos de este parámetro para el diseño de *Decantadores primarios*.

Tabla 5.13. Valores recomendados de tiempo de retención para el diseño de Decantadores primarios

Tiempo de retención	Valor recomendado (h)
A caudal medio	2
A caudal máximo	1

El volumen del decantador será el máximo obtenido, aplicando estos valores recomendados del tiempo de retención a caudal medio y máximo de diseño. En pe-

queñas poblaciones el volumen máximo coincidirá, normalmente, con el correspondiente al caudal máximo.

- ***Carga sobre vertedero (m^2/h):*** corresponde al caudal de efluente por metro lineal de vertedero de salida para el caudal punta. Se suele limitar a <40 $m^3/h.m$, viniendo esta limitación impuesta para evitar el arrastre de fangos del fondo del decantador.

Por último, y para el diseño del sistema de purga de fangos, se limita la permanencia de los fangos decantados en el interior del decantador a un máximo de 5 horas, al objeto de evitar la instauración de condiciones de anaerobiosis, que podrían provocar la flotación de los fangos decantados.

Criterios de construcción

El confinamiento

En los decantadores circulares la relación radio/altura es de 2,5-8,0 y el calado bajo vertedero es del orden de 2,0 a 3,5 m.

En los decantadores cilindrocónicos estáticos, las paredes cónicas presentan pendientes del 45-65%, para facilitar el deslizamiento de los fangos hacia el fondo del decantador.

En pequeñas poblaciones los *Decantadores primarios* se suelen construir en materiales plásticos, habitualmente en PRFV.

Los elementos de entrada y salida

En los decantadores circulares la alimentación se realiza por el centro y la evacuación de las aguas decantadas se realiza por un canal periférico. Es de suma importancia el correcto diseño de los elementos de entrada y salida de las aguas en los decantadores, con objeto de lograr que el caudal se distribuya equitativamente en ambos elementos. De igual forma, se deben minimizar las perturbaciones que se originan por la disipación de la energía del agua a la entrada al decantador.

Para evitar perturbaciones a la entrada de las aguas a decantar, se instalan deflectores que, en el caso de los decantadores circulares de alimentación central, consisten en campanas tranquilizadoras, o coronas de reparto, en cuyo interior tiene lugar la entrada del agua. El diámetro de estas campanas es del orden de 0,10 a 0,15 veces el diámetro del decantador, mientras que su altura es de 1/3 a 1/5 de la profundidad máxima del decantador.

Generalmente, el elemento de salida de los *Decantadores primarios* está constituido por un canal, al que llega el agua desde el decantador a través de un vertedero, siendo el vertedero triangular el más aplicado. El material del vertedero debe ser aluminio o acero inoxidable. Además debe incluirse una chapa deflectora para retener los flotantes.

En la evacuación de los fangos que van sedimentando en el fondo de los *Decantadores primarios* estáticos pueden contemplarse tres etapas diferentes: acumula-

ción, almacenamiento y extracción o purga. En el caso de los decantadores estáticos cilindrocónicos:

- La acumulación de los fangos se logra por gravedad, gracias a la fuerte inclinación de las paredes del fondo.
- El almacenamiento tiene lugar en el fondo cónico del decantador.
- La extracción o purga de los fangos almacenados se lleva a cabo periódicamente, bien mediante válvulas automáticas (si la topografía lo permite), o bien mediante el empleo de bombas para fangos, cuyo funcionamiento se temporiza.

Figura 5.25. Decantadores primarios

Figura 5.26. Decantadores primarios prefabricados

5.4.7 Puesta en marcha

Es esencial, en primer lugar, comprobar la estanqueidad del decantador para evitar episodios de contaminación de aguas subterráneas.

Tras esta comprobación, la puesta en marcha del sistema se debe iniciar con la comprobación del correcto funcionamiento de los siguientes elementos:

- Obra de llegada: aliviaderos y compuertas.
- Pretratamiento: rejas de desbaste y desarenador.

Tras estas comprobaciones iniciales, la puesta en marcha de las *Decantadores primarios* no requiere atenciones especiales, bastando con proceder a su llenado con las aguas residuales a tratar. Los procesos de decantación de la materia sedimentable y de flotación de flotantes se producirán de forma inmediata.

También en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR cuyo objetivo será determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración entre uno y tres meses en función de la

importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de materia en suspensión, DBO_5 y DQO, y se corregirán los posibles problemas funcionales que se detecten.

5.4.8 Explotación y mantenimiento

- ***Inspección rutinaria***

  Se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de dos veces por semana.

  El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

  - Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
  - Aspecto de las aguas residuales influentes y de los efluentes.
  - Generación de malos olores.
  - Acumulación excesiva de flotantes en el decantador.
  - Anomalías en la obra civil, que pudieran dar lugar a infiltraciones.
  - Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: evacuación de residuos de la etapa de pretratamiento, extracción de lodos y flotantes, mantenimiento de viales, etc.
  - En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas sobre las características visuales y olfativas de las aguas residuales, destacando la presencia de sustancias extrañas en las mismas, la duración de los períodos de lluvia intensa, etc.

- ***Labores de explotación***

  Las labores de explotación referentes a las etapas de pretratamiento (desbaste y desarenado), se detallan en el Capítulo 4. En lo referente a los propios *Decantadores primarios* estas labores se centran en:

  - Los fangos y flotantes que se van acumulando en *los Decantadores primarios* precisan ser extraídos de forma periódica. En el caso de que los lodos no se extraigan con la periodicidad necesaria, comenzarán a instaurarse condiciones de anaerobiosis, con la consiguiente generación de gases, que arrastrarán parte de los lodos a la superficie del decantador, influyendo muy negativamente en su rendimiento.
  - Periódicamente se comprobará si la frecuencia de extracción de los fangos en exceso es la correcta, ajustando la frecuencia en caso necesario. Fangos extraídos con bajas concentraciones serán síntoma de que la extracción se realiza con una frecuencia su-

perior necesaria. Por el contario, la aparición de fermentaciones (burbujeo), ascenso de los fangos y generación de olores desagradables, serán indicios de que los fangos permanecen en el fondo del decantador más tiempo del recomendado.

- Dos-tres veces por semana se procederá a la retirada manual de los flotantes que se vayan acumulando en las superficie del decantador. Para esta operación se aconseja el empleo de un recoge hojas de piscina.
- Semanalmente se procederá a la limpieza, mediante cepillado, de la chapa deflectora y vertederos de salida del decantador, donde con el tiempo se va fijando biomasa.

Seguimiento: controles internos y externos

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son:

- Control del agua residual
  - Caudales diarios (m^3/d)
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Calidad exigida del efluente
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Control de los fangos decantados
  - Concentraciones de los fangos (%)
- Control de la operación del *Decantador Primario*
  - Velocidad ascensional con la que opera el decantador (m/h), calculada en función de los caudales medios (m^3/h) y máximos (m^3/h), de las aguas a tratar y de la superficie de la sección cilíndrica del decantador (m^2).
  - Tiempos de retención hidráulica con los que opera el decantador (h), calculado en función de los caudales medios (m^3/h) y máximos (m^3/h), de las aguas a tratar y del volumen útil del decantador (m^3).
  - Carga sobre vertedero ($m^3/h.m$): calculada en función del caudal punta (m^3/h) y de la longitud (m) del vertedero.

Estos controles también podrán llevarse a cabo cuando los *Decantadores primarios* constituyan la etapa de tratamiento primario de una instalación de depuración, lo que exigirá que además de analizar el agua residual de entrada y los efluentes depurados, se proceda al muestreo de los efluentes del tratamiento primario (ver Capítulo 3). En estas circunstancias, el control de los caudales entrantes a la instalación de tratamiento tendrá la misma frecuencia que la establecida para las visitas de los operarios a las instalaciones, mientras que el control de las velocidades ascensionales, de los tiempos de retención y de las cargas sobre vertedero, con los que opera el decantador, y la determinación de la concentración de los fangos purgados, se llevarán a cabo con la misma frecuencia con que se proceda a los muestreos (ver Capítulo 3).

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados en la etapa de pretratamiento, provenientes de las unidades de desbaste y desarenado, se gestionarán tal y como se indica en el Capítulo 4.
Los fangos purgados del fondo de los decantadores se enviarán a un depósito de almacenamiento temporal, antes de su recogida y traslado, mediante camión cisterna, a otra EDAR dotada de línea de tratamiento de fangos.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento constará de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de la obra civil y de las conducciones.
- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos, etc.

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento de los equipos electromecánicos que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La pérdida de calidad en los efluentes, principalmente por la presencia en los mismos de materia en suspensión, puede ser debida a sobrecargas hidráulicas o al hecho de que no se proceda con la frecuencia recomendada a la purga de los fangos en exceso. En el primero de los casos será necesario limitar los caudales influentes y el segundo proceder a la regulación de la temporización con la que se procede a la extracción de los fangos. La Tabla 5.14 muestras las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *Decantación primaria,* junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 5.14. Principales anomalías en Decantadores primarios, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Deficiente calidad de los efluentes por las elevadas concentraciones de materia en suspensión	Sobrecarga hidráulica	Limitar los caudales influentes de aguas residuales
	Baja periodicidad de purga de fangos	Aumentar la frecuencia de la purga de fangos
	Acumulación excesiva de flotantes	Aumentar la frecuencia de la extracción de flotantes
Fangos con muy bajas concentraciones	Extracción de fangos demasiado frecuente	Disminuir la frecuencia de purga de fangos
Burbujeo, malos olores y fango flotante	Baja periodicidad de purga de fangos	Aumentar la frecuencia de la purga de fangos
Elevada concentración de arenas en los fangos purgados	Mal funcionamiento de la etapa de desarenado	Proceder a una extracción más frecuente de las arenas

REFERENCIAS

Agence de l´Eau, Rhin Meuse (2007). *Les procédés d´épuration des petites collectivités du bassin Rhin-Meuse. Éléments de comparaison techniques et économiques. Ministére de l'Écologie, du développement et de l'aménagement durables.*

Alexandre, O.; Lagrange, C.; Victorie, R..(2006). *Stations d´épuration des petites collectivités. Méthodologie et analyse des coûts d¨investisement et d´explotation par unité fonctionelle.* CEMAGREF. ISBN: 2-85362-665-2.

Crites, R.; Tchobanoglous, G. (2000). *Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados*. McGraw Hill.

EPA (1984). *Handbook of Septage Treatment and Disposal*. U.S. Environmental Protection Agency. EPA/625/6-84/009.

EPA (2002). *Onsite Wastewater Treatment Systems Manual. Office of Water*. Office of Research and Development. U.S. Environmental Protection Agency. EPA/625/R-00/008

Hernández Muñoz, A.; Hernández Leheman, A.; Galán Martínez, P. (1995). *Manual de depuración de URALITA*. Sistemas para la depuración de aguas residuales en núcleos de hasta 20.000 habitantes. Editorial Paraninfo.

Metcalf&Eddy (2000). *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización*. McGraw-Hill. ISB: 84-481-1607-0.

6. TRATAMIENTOS SECUNDARIOS EXTENSIVOS

6.1 INTRODUCCIÓN

Las tecnologías extensivas se caracterizan porque los procesos de depuración, en los que se basan, transcurren a velocidad "natural" (sin aporte de energía) y se desarrollan en un único "reactor-sistema" (Metcalf&Eddy, 2000). El ahorro en energía se compensa con una mayor necesidad de superficie.

Se detallan a continuación las tecnologías extensivas más empleadas para el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas.

6.2 HUMEDALES ARTIFICIALES

6.2.1 Fundamentos

Los *Humedales Artificiales* son sistemas de depuración en los que se reproducen los procesos de eliminación de contaminantes que tienen lugar en las zonas húmedas naturales. El carácter artificial de este tipo de humedales viene definido por las siguientes peculiaridades (Salas *et al.*, 2007a):

- El confinamiento del humedal se construye mecánicamente y se impermeabiliza para evitar pérdidas de agua al subsuelo.
- Se emplean sustratos diferentes al terreno original para el enraizamiento de las plantas.
- Se elige el tipo de plantas que van a colonizar el humedal.

La depuración de las aguas residuales tiene lugar al hacerlas circular a través de estas zonas húmedas artificiales, en las que se desarrollan procesos físicos, químicos y biológicos. La tecnología de *Humedales Artificiales* actúa pues, como un complejo ecosistema en el que participan los siguientes elementos (Vymazal, 2008; Kadlec *et al.*, 2009):

- El agua a tratar, que circula a través del sustrato filtrante y/o de la vegetación.
- El sustrato, que tiene las finalidades de servir de soporte a la vegetación y de permitir la fijación de la población microbiana (en forma de biopelícula), que va a participar en la mayoría de los procesos de eliminación de los contaminantes presentes en las aguas a tratar.

- Las plantas emergentes acuáticas (macrófitas), que proporcionan superficie para la formación de películas bacterianas, facilitan la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, contribuyen a la oxigenación del sustrato y a la eliminación de nutrientes y controlan el crecimiento de algas, al limitar la penetración de la luz solar. Asimismo, la vegetación permite la integración paisajística de estos dispositivos de tratamiento.

La vegetación que se emplea en este tipo de humedales es la misma que coloniza los humedales naturales: plantas acuáticas emergentes (carrizos, juncos, aneas, etc.), helófitos que se desarrollan en aguas poco profundas, arraigadas al subsuelo, y cuyos tallos y hojas emergen fuera del agua, pudiendo alcanzar alturas de 2-3 m. Este tipo de plantas toleran bien las condiciones de falta de oxígeno, que se producen en suelos encharcados, al contar con canales internos o zonas de aireación (aerénquima), que facilitan el paso del oxígeno desde las partes aéreas hasta la zona radicular (Tanner *et al.,* 2003*;* Crites *et al.,* 2006). Asimismo, presentan una elevada productividad (50-70 toneladas de materia seca/ha.año*)* (Martín, 1989).

Los *Humedales Artificiales* se han clasificado tradicionalmente en dos tipologías en función del modelo de circulación del agua: superficial o subterránea. En los *Humedales Artificiales de Flujo Superficial* o *Flujo Libre* (en inglés *Surface Flow Wetlands, SFW,* o *Free Water Surface Wetlands, FWS*), el agua a tratar circula por encima del sustrato, mientras que en los *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial* (en inglés *Subsurface Flow Wetlands, SSFW,* o *Vegetated Submerged Beds, VSB*), el agua recorre el humedal de forma subterránea, a través de los espacios intersticiales del lecho filtrante.

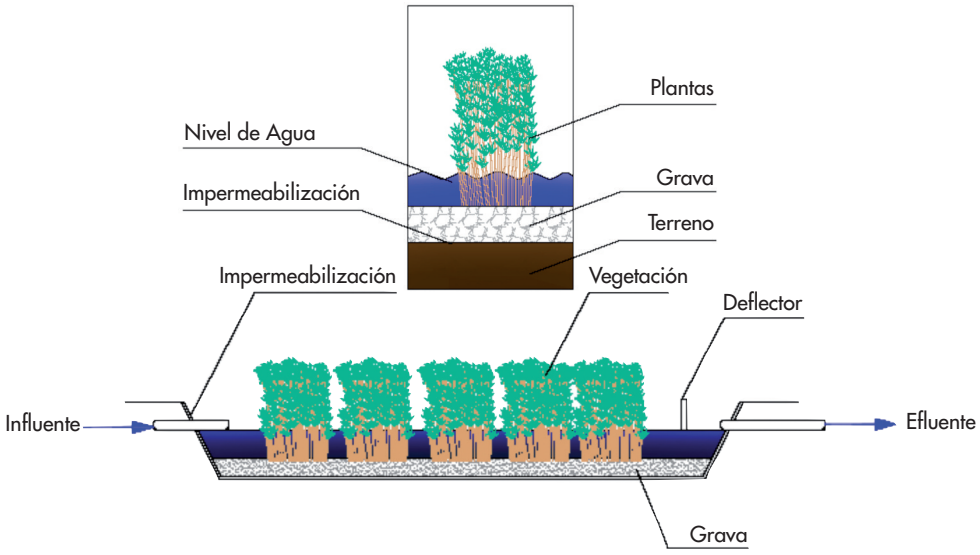
Dado que en los *Humedales de Flujo Subsuperficial* el agua no es visible, el denominarlos humedales parece un contrasentido, siendo más correcta la denominación *"Filtros* o *Biofiltros Plantados"*. De hecho, en Francia se les conoce como *"Filtres Plantés de Roseaux"*. No obstante, y dado lo extendido del empleo de la denominación *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial*, será ésta la que se emplee en el Manual.

En los *Humedales Artificiales de Flujo Superficial (HAFS)* el agua discurre libremente por la superficie del sustrato donde se encuentran enraizadas las plantas, circulando alrededor de sus tallos y hojas, por lo que se encuentra expuesta directamente a la atmósfera. Estos humedales están constituidos por balsas o canales con vegetación emergente y niveles de agua poco profundos (inferiores a 0,4 m) (Figura 6.1). En cierta medida estos sistemas pueden considerarse como una variedad de los lagunajes clásicos, con las diferencias ya mencionadas en cuanto a la menor profundidad de lámina de agua y a la existencia de vegetación arraigada en el fondo.

Los *HAFS* suelen ser instalaciones de varias hectáreas que, principalmente, se emplean como tratamiento de afino (reciben efluentes procedentes de tratamientos secundarios), a modo de reutilización ambiental de las aguas tratadas (Moshiri, 1993).

La alimentación a estos humedales puede llevarse a cabo de forma continua o intermitente. La depuración tiene lugar en el tránsito de las aguas a través de los tallos y raíces de la ve-

Figura 6.1. Cortes transversal y longitudinal de un Humedal Artificial de Flujo Superficial



getación emergente implantada. Es en los tallos, raíces y hojas caídas, donde se desarrolla la película bacteriana encargada de la eliminación de los contaminantes presentes en las aguas a tratar.

En los *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial (HAFSs)* la circulación del agua es subterránea, a través de un medio granular (arena, gravilla, grava) de permeabilidad suficiente, y en contacto con los rizomas y raíces de los macrófitos (Figura 6.2) (Vymazal *et al.*, 2008). Por ello, en los *Humedales de Flujo Subsuperficial* se dan procesos similares a los que tienen lugar en los tratamientos mediante filtración (Filtros Intermitentes de Arena, sistemas de Infiltración-Percolación, Filtros de Turba), mientras que en los de *Flujo Superficial* predominan los procesos de depuración natural que se dan en las masas de agua, caso del Lagunaje.

Los *HAFSs* se encuentran confinados en recintos impermeabilizados, que contienen al material soporte para el enraizamiento de la vegetación, que habitualmente suele ser carrizo. La profundidad del sustrato filtrante en el punto medio del humedal es del orden de 0,4-0,8 m. Son instalaciones de menor tamaño que los de *Flujo Superficial* y, en la mayoría de los casos, se emplean como tratamiento secundario de las aguas residuales generadas en pequeños núcleos de población. A parte de la menor superficie requerida, este tipo de humedales presenta ciertas ventajas con respecto a los de *Flujo Superficial*:

- Menor incidencia de malos olores debido a la naturaleza subterránea del flujo de agua. Esta ventaja es relativa, ya que los sistemas de *Flujo Superficial* se suelen aplicar para mejorar la calidad de efluentes secundarios, por lo que ya reciben aguas tratadas, con bajo potencial de emisión de malos olores.

- Bajo riesgo de exposición directa de las personas y de aparición de insectos (mosquitos) gracias al flujo subterráneo.

- Protección térmica, debido a la acumulación de restos vegetales y al flujo subterráneo. Esta es una ventaja interesante en los países de clima frío, pues permite que la cobertura de hielo y nieve invernal afecten poco al proceso de tratamiento.

Entre los inconvenientes de los *HAFS* con relación a los *Humedales de Flujo Superficial* cabe destacar:

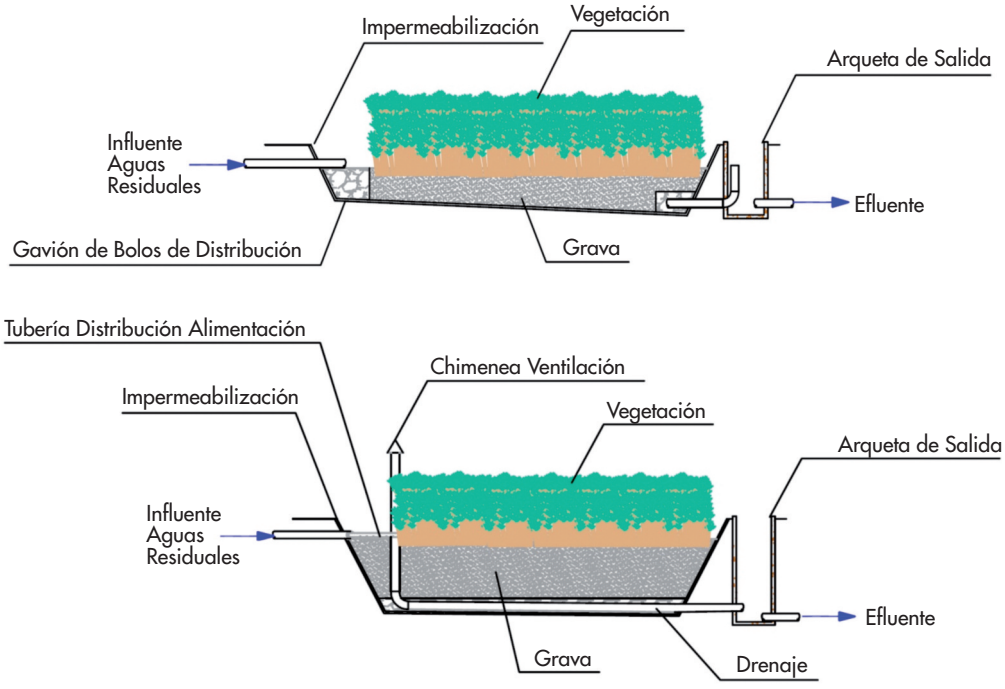
- Mayores costes de construcción por unidad de superficie debido, fundamentalmente, al material granular (costes de adquisición y colocación del sustrato).

- Riesgo de colmatación del lecho filtrante, especialmente en los de flujo horizontal.

- Menor valor como ecosistemas para la vida salvaje, debido a que el agua no es accesible a la fauna.

Según la dirección en la que circulan las aguas a través del sustrato, los *HAFSs* se clasifican en *Horizontales* y *Verticales* (Figura 6.2).

Figura 6.2. Cortes longitudinales de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal y Vertical



En los *Humedales Horizontales* la alimentación se efectúa de forma continua, aunque también pueden funcionar de forma intermitente, si fuese necesario bombear las aguas residuales. En este tipo de humedales las aguas circulan horizontalmente, atravesando un sustrato filtrante de gravilla-grava de unos 0,4-0,6 m de espesor, en el que se fija la vegetación. A la salida de los humedales, una tubería flexible permite controlar el nivel de encharcamiento, que suele mantenerse unos 5 cm por debajo del nivel de los áridos, lo que impide que las aguas sean visibles (Vymazal *et al.,* 2008).

En los *Humedales Artificiales de Flujo Vertical* la alimentación se efectúa de forma intermitente, para lo que se recurre generalmente al empleo de bombeos (comandados por temporizadores o boyas de nivel) o, cuando la topografía lo permite, de sifones de descarga controlada.

Para la distribución del agua sobre la superficie de filtración se recurre tanto al empleo de tuberías perforadas, que descansan sobre el lecho filtrante, como al empleo de tuberías de mayor sección que se apoyan en pivotes repartidos por toda la superficie.

Las aguas circulan verticalmente a través de un sustrato filtrante de arena-gravilla-grava, de 0,5-0,8 m de espesor, en el que se fija la vegetación. En el fondo de los humedales una red de drenaje permite la recogida de los efluentes depurados. A esta red de drenaje se conecta un conjunto de conductos, que sobresalen de la capa de áridos, al objeto de incrementar la oxigenación del sustrato filtrante por ventilación natural (efecto chimenea) (Brix, 2004). La aportación de oxígeno por las raíces de las plantas, en este tipo de humedales, es pequeña en comparación con los aportes a través de la alternancia de los periodos de inundación y secado y del sistema de ventilación.

El grado de inundación, temporal o permanente, confiere propiedades muy diferentes a los *Humedales de Flujo Vertical* y *Horizontal,* afectando, principalmente, a la transferencia de oxí-

Figura 6.3. Humedal Artificial de Flujo Superficial de Can Cabanyes (Granollers, Barcelona)

Figura 6.4. Humedal Artificial de Flujo Horizontal. EDAR de Verdú, 2.000 h-e (Lérida)

Figura 6.5. Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical para 100 h-e (PECC-Sevilla)

geno y, por ende, al estado de oxido-reducción del humedal. Los *Humedales de Flujo Horizontal* operan fundamentalmente en condiciones anaerobias, produciendo efluentes con ausencia de oxígeno disuelto y, por tanto, con un potencial redox negativo (García *et al.*, 2004a), mientras que en los de *Flujo Vertical*, pese a operar con cargas superiores, imperan condiciones aerobias, dando lugar a efluentes oxigenados (Cooper, 2003) y libres de olores.

Por otro lado, mientras que los *Humedales de Flujo Horizontal* operan con tiempos de retención hidráulica de varios días, en los de *Flujo Vertical* estos tiempos son de tan sólo unas horas.

6.2.2 Diagramas de flujo

En el caso de los *Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal,* que pueden operar sin suministro de energía eléctrica, la disponibilidad de esta energía en la parcela en la que se ubique la estación de tratamiento condicionará el diagrama de flujo, en lo que a la etapa de pretratamiento y a la medición de caudales se refiere.

En el caso de que la parcela no cuente con suministro eléctrico, se recomienda que la etapa de pretratamiento esté constituida por una reja de gruesos, de limpieza manual, equipada con un dispositivo que permita su by-pass en caso de colmatación. Tras el desbaste, en el caso de redes de saneamiento unitarias, se dispondrá un desarenador estático de limpieza manual.

En aquellas situaciones en las que se disponga de suministro eléctrico, tanto para los *Humedales de Flujo Horizontal* como los de *Flujo Vertical* (que salvo condiciones topográficas favorables, lo normal es que tengan que recurrir al bombeo para lograr la alimentación intermitente), la etapa de desbaste estará constituida en el rango de 200 a 500 h-e por un doble canal, que acogerá una reja de gruesos de limpieza automática, disponiéndose en paralelo otra reja de gruesos de limpieza manual, que actuará a modo de by-pass.

Para el rango superior (500-1.000 h-e), el desbaste será similar, pero tras la reja automática de gruesos se dispondrá otra de finos de limpieza automática. Tras la operación de desbaste, en el caso de redes de saneamiento unitarias, las aguas pasarán a un desarenador estático de limpieza manual.

Para los rangos de población más bajos, 50-200 h-e, independientemente de que se cuente o no con suministro eléctrico, la etapa de desbaste constará con una reja de gruesos de limpieza manual, dotada con dispositivo de by-pass.

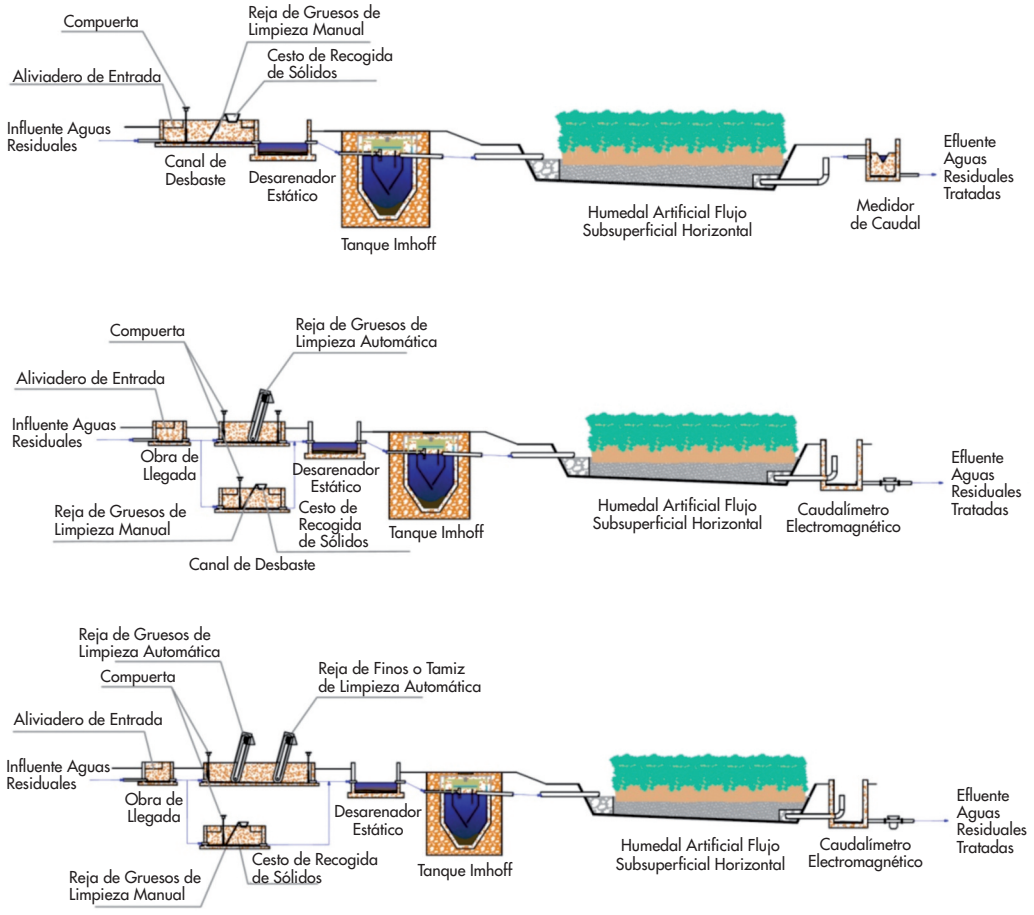
Si las aguas a tratar no presentan elevadas concentraciones de grasas, una vez desarenadas podrán pasar a la etapa de tratamiento primario. En caso contrario será precisa la implantación de un desengrasador estático.

El tratamiento primario, constituido normalmente por una fosa séptica (instalaciones menores de 200 h-e), o un tanque Imhoff, tiene por objeto eliminar la mayor parte de las partículas en suspensión (sedimentables y flotantes) que, de no retirarse, podrían provocar la rápida colmatación de la superficie filtrante.

El correcto diseño y funcionamiento de la etapa de tratamiento primario son básicos para el buen funcionamiento de los *Humedales de Flujo Subsuperficial*, al basarse éstos en el tránsito de las aguas a tratar a través de un sustrato filtrante y al objeto de minimizar los riesgos de colmatación de dicho sustrato.

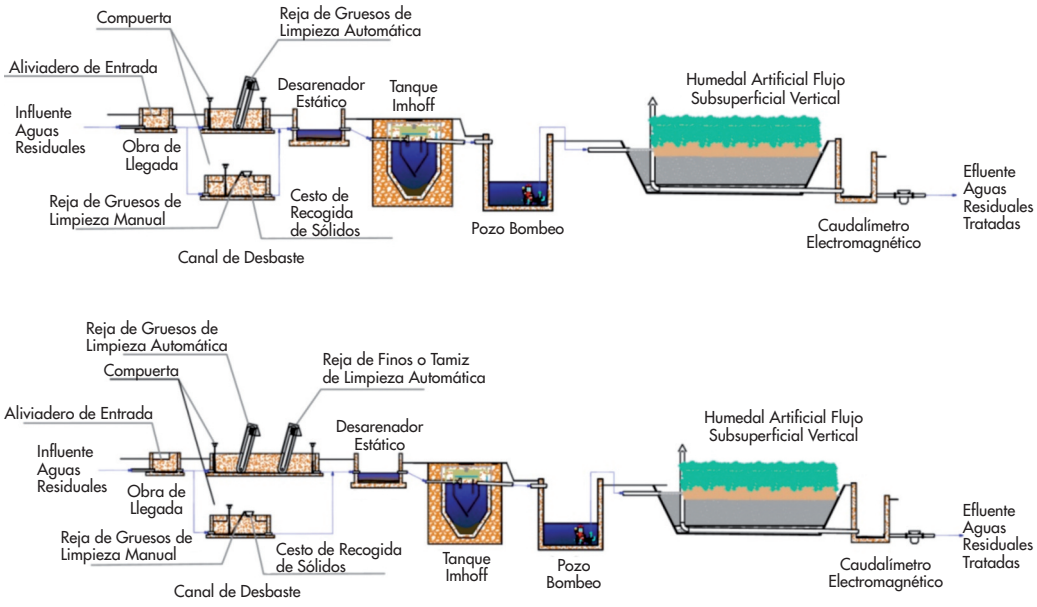
En el caso de los *Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal* los efluentes del tratamiento primario alimentan de forma continua (o intermitente si se precisa bombeo) al humedal (Figura 6.6).

Figura 6.6. Diagramas de flujo de Humedales Artificiales de Flujo Horizontal (para 50-200 h-e, 200-500 h-e y 500-1.000 h-e respectivamente)



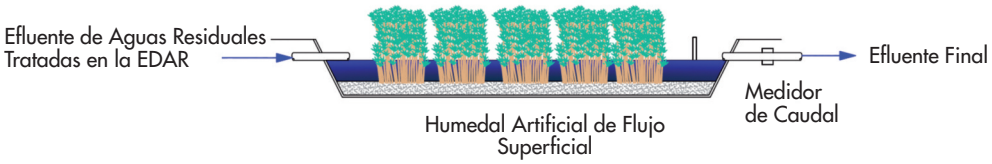
En el caso de los *Humedales de Flujo Vertical* se requiere que la alimentación a los mismos se efectúe de forma intermitente, para lo que habitualmente se recurre a un bombeo controlado por boyas de nivel o temporizador (Figura 6.7) y, cuando la topografía lo permite, al empleo de sifones.

Figura 6.7. Diagramas de flujo de Humedales Artificiales de Flujo Vertical (para 200-500 h-e y 500-1.000 h-e respectivamente)



En los *Humedales de Flujo Superficial* el aporte de aguas, ya tratadas, se realiza directamente y en continuo (o de forma intermitente si se precisa bombeo) (Figura 6.8).

Figura 6.8. Diagramas de flujo de un Humedal Artificial de Flujo Superficial



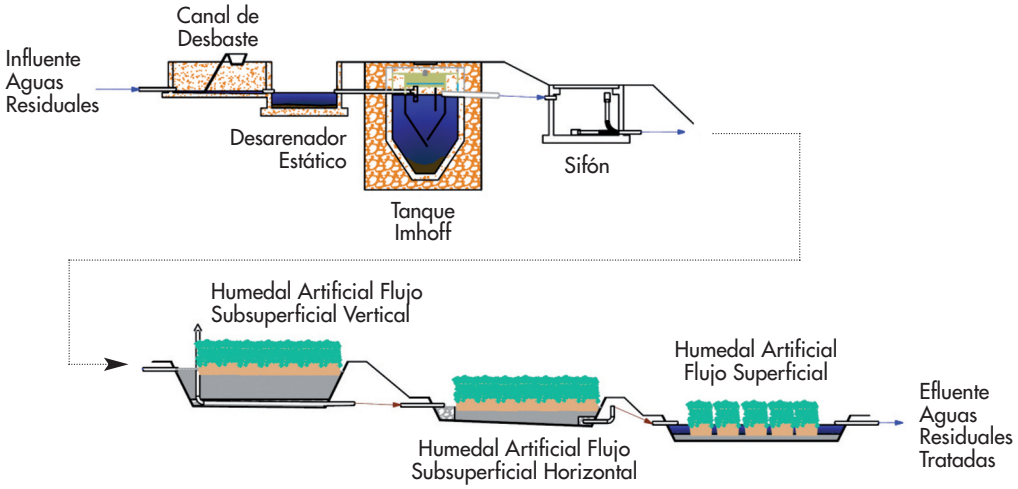
A la salida de los efluentes tratados debe disponerse un sistema de medición de caudales. En las situaciones en que no se cuente con suministro eléctrico se podrán determinar los caudales instantáneos de salida haciendo uso de vertederos, dotados de reglilla para la me-

dición de la altura de la lámina de agua. Si se cuenta con energía eléctrica, se puede recurrir al empleo de caudalímetros electromagnéticos dotados de totalizador.

En ocasiones, se recurre a la combinación de *Humedales Artificiales* de diferente tipología. Así, la combinación en serie de *Humedales de Flujo Subsuperficial Verticales* y *Horizontales* permite nitrificar en la primera etapa y desnitrificar en la segunda, siempre que la relación C/N en la segunda etapa sea la adecuada (Cooper, 2001). Para ello, se puede derivar una fracción del caudal de entrada hacia los *Humedales de Flujo Horizontal.*

Igualmente, la ubicación en cola de *Humedales de Flujo Superficial* permite una mejora adicional de la calidad final de las aguas tratadas, al incrementarse, entre otros rendimientos, la eliminación de organismos patógenos (Figura 6.9).

Figura 6.9. Combinaciones de Humedales Articiales de distintas modalidades



En Francia, la configuración más utilizada consta de *Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical* dispuestos en paralelo-serie (Boutin *et al.,* 2004) (Figura 6.10). Las aguas residuales, tras su paso por una reja de desbaste de unos 2 cm de paso, y sin ser sometidas a una etapa de tratamiento primario, alimentan de forma intermitente, gracias al empleo de un sifón de descarga controlada, o bombeo, a la primera etapa de humedales. En esta etapa se produce un tratamiento conjunto de las aguas y de la materia en suspensión presente (al no contarse con tratamiento primario), quedando esta última retenida en la superficie del lecho. Al recibir estos lechos aguas muy cargadas, se utilizan como material filtrante lechos de gravilla, así como dispositivos especiales de alimentación para evitar la colmatación del sistema de distribución.

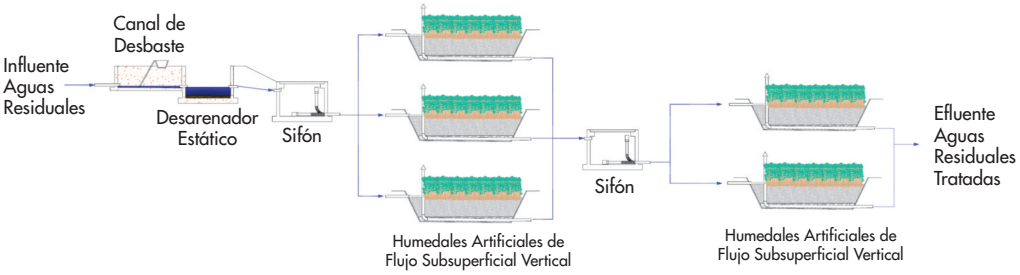
Cada humedal que integra la primera fase del tratamiento se somete alternativamente a dos fases operativas:

- Una *fase de alimentación:* durante 3-4 días las aguas alimentan a un único filtro de la primera etapa.

- Una *fase de reposo:* con una duración de al menos dos veces superior a la fase de alimentación (6-8 días).

Esta alternancia entre las fases de alimentación y reposo es fundamental para regular el crecimiento de la biomasa adherida al sustrato, mantener las condiciones aerobias y mineralizar los depósitos orgánicos procedentes de las materias en suspensión presentes en las aguas.

Figura 6.10. Combinaciones de Humedales Artificiales de Flujo Vertical



Los efluentes de esta primera etapa se reúnen, y con la ayuda de un segundo sifón, alimentan de forma discontinua a la segunda etapa.

Al igual que en la primera etapa, cada humedal que integra la segunda fase del tratamiento se somete alternativamente a dos fases operativas:

- Una *fase de alimentación:* durante 3-4 días las aguas alimentan a un único filtro de la segunda etapa.

- Una *fase de reposo* de 3-4 días.

Figura 6.11. Combinación de Humedales de Flujo Vertical. EDAR de Albodón (Granada). 800 h-e

Fuente: Akut Umweltsschutz Ingenieure Burkard & Partner.

Actualmente comienza a operarse con una nueva modalidad de esta combinación de humedales, en la que la segunda etapa de humedales se dispone debajo de la primera, en un mismo recinto, lo que permite un considerable ahorro de espacio. Tanto la capa superficial del humedal (de gravilla), como la capa inferior (de arena), cuentan con sus propios sistemas de drenaje-ventilación (sistema patentado por *Epur Nature*).

6.2.3 Características del tratamiento

Rendimientos de depuración característicos

La Tabla 6.1 recoge los rendimientos medios que se alcanzan con el empleo de *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.* En la última columna se presentan las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

Tabla 6.1. Rendimientos de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

Parámetro	% Reducción	Efluente (mg/l)	% Reducción	Efluente (mg/l)
	Verticales		Horizontales	
Sólidos en suspensión	90-95	13-25	90-95	13-25
DBO_5 (mg/l)	90-95	15-25	85-90	15-30
DQO (mg/l)	80-90	60-120	80-90	60-120
$N\text{-}NH_{4+}$ (mg N/l)	60-70	9-12	20-25	22-24
N_{total} (mg N/l)	60-70	15-20	20-30	35-40
P_{total} (mg P/l)	20-30	7-8	20-30	7-8
Coliformes fecales (UFC/100 ml)	1-2 u log	10^5-10^6	1-2 u log	10^5-10^6

Como ejemplos de instalaciones reales, en el caso de los *Humedales Artificiales de Flujo Superficial* se ha tomado como referencia la instalación de Empuriabrava (Girona), cuyos efluentes abastecen a la laguna del Cortalet, para evitar su desecación en los meses de verano.

La instalación consta de tres humedales dispuestos en paralelo, que se alimentan con los efluentes de la EDAR del municipio. La superficie unitaria de estos humedales se eleva a unos 8.000 m^2, con una profundidad media de la lámina de agua de 40 cm (Sala *et al.*, 2001).

Tras su paso por los humedales, las aguas fluyen a una zona inundable adyacente (Laguna Europa), de unos 44.000 m^2 de extensión, en las que el nivel de las aguas se reduce a 15-20 cm. A la salida de esta laguna, el agua se bombea al Parc dels Aiguamolls, a través de una tubería de 2,4 km, contando esta tubería con salida hacia la Laguna del Cortalet y con otras tomas destinadas al mantenimiento de los prados húmedos de la zona.

La Tabla 6.2 muestra las características medias de los efluentes tratados en la EDAR de Empuriabrava y de las aguas a la salida de los *Humedales Artificiales*, a lo largo del año 2008 (Consorci Costa Brava, 2008).

Tabla 6.2. Calidades en Humedales Artificiales de Flujo Superficial

Parámetro	Efluente EDAR	Efluente humedales
pH	7,7	7,5
Conductividad (μS/cm)	4.400	3.900
Oxígeno disuelto (% saturación)	56	40
Turbidez (UNT)	2,2	2,1
Sólidos en suspensión (mg/l)	9,7	8,3
$N_{amoniacal}$ (mg N/l)	1,4	1,1
$N_{nitroso}$ (mg N/l)	0,20	0,05
$N_{nítrico}$ (mg N/l)	2,6	0,6
$N_{T\ inorgánico}$ (mg P/l)	4,1	1,7
$P_{soluble}$ (mg P/l)	2,1	2,1
Escherichia coli (UFC/100 ml)	$1{,}54.10^2$	54

El volumen total de efluentes tratados en los humedales en el transcurso del año 2008 se elevó a 1.017.782 m^3, lo que supuso el 97% del total de aguas residuales tratadas en la EDAR de Empuriabrava en ese período.

En el caso de los *Humedales de Flujo Subsuperficial,* las características de las aguas residuales y de los efluentes y los rendimientos que se muestran en la Tabla 6.3, se corresponde con los resultados obtenidos en *Humedales Artificiales,* tanto de flujo vertical como horizontal, en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes-PECC (Sevilla), a lo largo del año 2008.

Tabla 6.3. Comportamiento de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial en la PECC

Parámetro	ARU	% Reducción	Efluente (mg/l)	% Reducción	Efluente (mg/l)
		Verticales		Horizontales	
Sólidos en suspensión	237	92	18	92	19
DBO_5 (mg/l)	400	94	24	91	36
DQO (mg/l)	699	88	82	85	105
$N\text{-}NH_{4+}$ (mg N/l)	45,9	66	15,7	21	35,4
N_{total} (mg N/l)	62,6	72	17,3	29	44,1
P_{total} (mg P/l)	10,3	21	8,1	24	7,8
Coliformes fecales (UFC/100 ml)	$4{,}8.10^7$	1,68 u log	$1{,}0.10^6$	1,81 u log	$7{,}4.10^5$

Las cargas medias aplicadas fueron de 17,0 g $DBO_5/m^2.d$, con respecto al agua residual influente y de 10,5 g $DBO_5/m^2.d$ con respecto al efluente del tratamiento pri-

mario (tanque Imhoff),en el caso de los *Humedales Verticales,* y de 12,5 g DBO_5/m^2.d con respecto al agua residual influente y de 7,8 g DBO_5/m^2.d con respecto al efluente del tratamiento primario, para los *Humedales Horizontales.* Los *Humedales Artificiales de Flujo Vertical* operaron con una veintena de dosis diarias de alimentación.

- ***Rango de aplicación***

Para los *Humedales de Flujo Superficial* no es posible establecer un rango concreto de aplicación, ya que normalmente reciben los efluentes de un tratamiento secundario y tienen, por tanto, consideración de tratamiento de afino.

En el caso de los *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial* éstos presentan su principal campo de aplicación para el tratamiento de las aguas residuales generadas en las aglomeraciones urbanas menores de 2.000 habitantes equivalentes, debido a las limitaciones que presentan en cuanto a superficie ocupada y, preferentemente, por debajo de los 1.000 habitantes equivalentes (Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007).

Adicionalmente, los *Humedales Artificiales* pueden presentarse en combinación con otras tecnologías, tanto intensivas como extensivas, pudiendo variar notablemente el rango de aplicación indicado.

- ***Estimación de la superficie requerida para la implantación***

Los *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical* se dimensionan a razón de 3 m^2 por habitante equivalente servido, lo que se corresponde con una carga orgánica sobre el humedal de 14,0 g DBO_5/m^2.d, aceptando un rendimiento del 30% en la etapa de tratamiento primario.

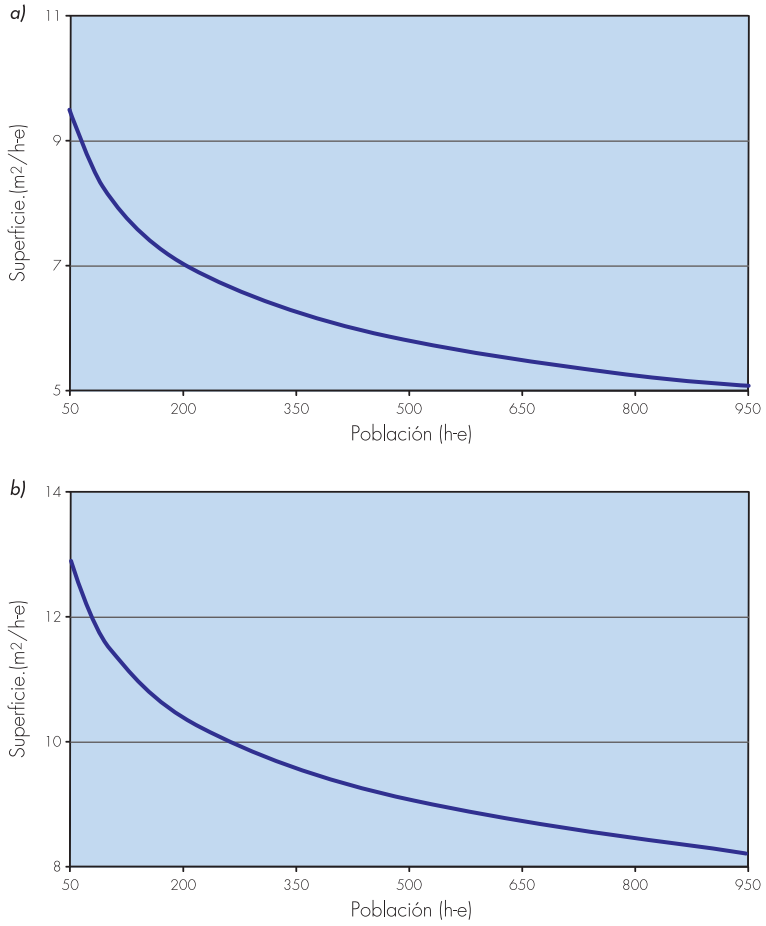
Los *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal* se dimensionan a razón de 5 m^2 por habitante equivalente servido, lo que se corresponde con una carga orgánica sobre el humedal de 8,7 g DBO_5/m^2.d, aceptando un rendimiento del 30% en la etapa de tratamiento primario.

De acuerdo con estas premisas, la Figura 6.12 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente para la implantación de las dos modalidades de *Humedales de Flujo Subsuperficial*. Para el cálculo de estas superficies se han seguido las pautas recogidas en Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

- ***Influencia de las condiciones meteorológicas***

Los *Humedales Artificiales* están expuestos a cambios en las condiciones ambientales bajo las que operan, siendo la temperatura el factor que más afecta a su rendimiento, al igual que ocurre con el resto de tecnologías de tratamiento biológico de las aguas residuales.
Los *Humedales Artificiales de Flujo Superficial*, por estar el agua expuesta a la atmósfera, son los que se ven más afectados por las condiciones ambientales. Para re-

Figura 6.12. Superficie por habitante equivalente servido para la implantación de HAFSs (a) Verticales y (b) Horizontales



ducir el efecto térmico, en los momentos fríos del año se suele incrementar el espesor de la lámina de agua, al objeto de minimizar la posibilidad de que llegue a helarse toda la masa líquida.

En el caso de los *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial,* el hecho de que las aguas a tratar no circulen en contacto con la atmósfera, y la protección térmica que ejerce la biomasa muerta (necrosoma) que se va depositando sobre la superficie filtrante, contribuyen a minimizar el impacto de las bajas temperaturas sobre los rendimientos de depuración (García *et al.,* 2003). De hecho, son numerosas las referencias de este tipo de *Humedales Artificiales* operando correctamente en climas fríos. No obstante, se detectan descensos importantes en los rendimientos de eliminación del nitrógeno amoniacal en periodos de bajas temperaturas (Reed *et al.,* 1995), principalmente por el efecto negativo sobre las bacterias nitrificantes.

Por otro lado, en el dimensionamiento de los *Humedales Artificiales* se tiene en cuenta la temperatura bajo la que van a operar y, para trabajar con margen de seguridad, como temperatura de diseño se suele tomar la temperatura media del mes más frío.

Influencia de las características del terreno

Dados los relativamente altos requisitos de superficie que requiere este tipo de tratamiento, las características del terreno disponible para su implantación juegan un papel importante a la hora de su aplicación.

Al construirse los humedales por excavación en el terreno y ser precisa la impermeabilización del confinamiento, aquellos terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implantación.

La disponibilidad de terrenos con pendientes moderadas, facilita el poder recurrir a la implantación de sifones para lograr la alimentación intermitente en el caso de los *Humedales de Flujo Vertical,* o de las combinaciones de distintas modalidades de humedales.

Versatilidad del tratamiento

- *Capacidad de adaptación ante las puntas diarias de caudal y de contaminación*

  Cuando se dispone una fosa séptica como tratamiento primario en los *Humedales de Flujo Subsuperficial*, este elemento amortigua las puntas de contaminación que son habituales en las pequeñas aglomeraciones urbanas. Dado que los *Humedales de Flujo Vertical* cuentan con cámaras de dosificación, que permiten su alimentación intermitente, esta modalidad de humedales dispone cierta capacidad (limitada por el volumen adoptado para dicha cámara) para hacer frente a las oscilaciones de caudal y contaminación propias de las pequeñas aglomeraciones, lo que permite una alimentación más uniforme en el tiempo a los filtros. Por otro lado, en el caso de los *Humedales de Flujo Superficial* y *Subsuperficial Horizontal*, las aguas permanecen en el sistema de tratamiento varios días, lo que contribuye a amortiguar estas puntas, garantizando así una buena calidad del agua tratada.

- *Capacidad de adaptación ante sobrecargas (hidráulicas y orgánicas)*

  En el caso de los humedales de flujo vertical, dado el corto espacio de tiempo que tardan las aguas en atravesar el sustrato filtrante, su capacidad de adaptación a sobrecargas hidráulicas está limitada. Sin embargo el proceso se adapta mejor a las sobrecargas de contaminación, en especial si lleva una fosa séptica previa que contribuye a laminar las puntas de contaminación.

  Los humedales de flujo horizontal, por otro lado debido a los elevados tiempos de retención hidráulica con los que operan presentan una capacidad bastante alta para adaptarse a cargas hidráulicas y orgánicas superiores a las de diseño siempre que dicha sobrecarga se produzca de forma puntual y no permanente.

- *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

  En la etapa de dimensionamiento de los humedales se tendrá en cuenta el incremento de caudal y carga que se generan cuando la población equivalente a tratar experimenta variaciones estacionales, empleando para el diseño los valores máximos de caudal y carga que se estimen para esas situaciones. Si el factor de estacionalidad es elevado cabe la posibilidad de diseñar los humedales en varias líneas de tratamiento.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Las operaciones de explotación y mantenimiento de los *Humedales Artificiales* son muy simples, limitándose a inspecciones rutinarias, limpieza de las rejas manuales de desbaste y del desarenado, comprobación del correcto reparto de las aguas sobre la superficie filtrante, verificación del funcionamiento del dispositivo que permite la alimentación intermitente en los *Humedales de Flujo Vertical*, limpieza del sistema de distribución, siega de la vegetación y gestión de los residuos (rechazos del desbaste y desarenado, fangos en exceso en el tratamiento primario y subproductos de la siega) y al mantenimiento de la obra civil.

En los casos en que se recurra a desbastes automáticos, o la alimentación intermitente se logre por bombeo, será preciso el mantenimiento de los equipos electromecánicos necesarios, lo que requerirá un personal con un mayor grado de cualificación.

Impactos ambientales

El impacto sonoro es nulo o muy bajo, al poder operar los *Humedales Artificiales* sin la implantación de equipos electromecánicos, y porque en los casos en que se recurre a desbastes automáticos, o a la alimentación de los humedales mediante bombeo, la potencia instalada es muy baja. En relación a los impactos olfativos, la generación de olores en las fosas sépticas y tanques Imhoff, que se ubican en la cabecera de los *Humedales de Flujo Subsuperficial*, es muy pequeña y queda localizada en las inmediaciones de las chimeneas de ventilación. Puede reducirse este impacto colocando en estas chimeneas cartuchos de un material adsorbente, como puede ser la turba.

Desde el punto de vista de los impactos visuales, la implantación de *Humedales Artificiales,* especialmente de la tipología de *Flujo Superficial*, en la que la superficie del agua es visible, ejerce un impacto positivo, lográndose una elevada integración paisajística.

Por otro lado, al emplearse en los *Humedales Artificiales* vegetación propia de zonas húmedas aledañas, no existe riesgo de invasión por especies exóticas.

Producción de fangos y otros subproductos

En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y de desarenado (ver Capítulo 4). La producción de fangos en la etapa de tratamiento primario (fosas sépticas y tanques Imhoff) se estima en unos 150-250 l/h-e.año.

En el caso específico de los *Humedales de Flujo Vertical* que operan sin pretratamiento, los fangos se acumulan en los primeros lechos a razón de 1,5 cm/año, aproximadamente, y se retiran, ya mineralizados, transcurridos unos 10 años (Boutin *et al.,* 2004).

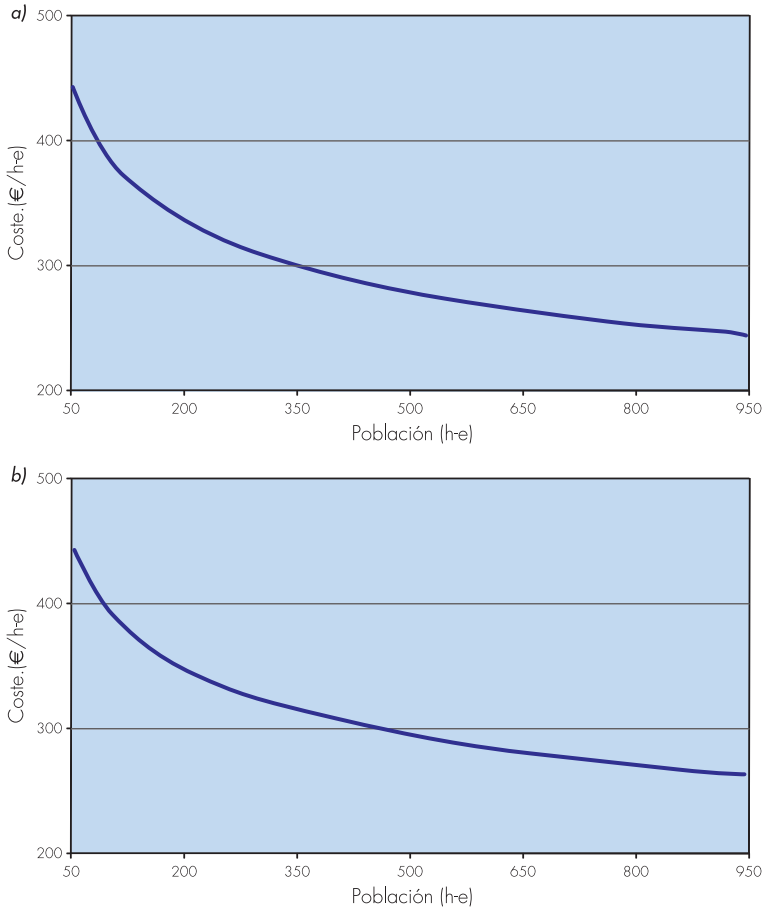
La generación de biomasa en los *Humedales Artificiales* es del orden de 4 kg/m^2.año (Martín, 1989).

6.2.4 Costes

■ *Estimación de los costes de implantación*

La Figura 6.13 muestra los costes de implantación de *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial* (verticales y horizontales) en función de la población equivalente servida.

Figura 6.13. Costes de implantación por población equivalente servida de HAFSs (a) Verticales y (b) Horizontales



Para la estimación de estos costes de implantación, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes premisas:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste de acuerdo a:
  - 50-200 h-e: canal con reja de gruesos de limpieza manual, dada la gran influencia que tiene, para este rango de población, el empleo de un desbaste automático sobre los costes de implantación.
  - 200-500 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
  - 500-1.000 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza manual, ejecutado en obra civil.
- Se consideran Tanques Imhoff prefabricados en PRFV.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.
- El recinto de los humedales se impermeabiliza con lámina de PEAD de 1,5 mm.

Consumo energético

Si la topografía es la adecuada para que el agua a tratar pueda discurrir por gravedad entre los diferentes elementos integrantes del sistema de tratamiento, los *Humedales Artificiales* pueden operar sin ningún consumo energético, al no necesitar de equipos electromecánicos para su funcionamiento, y siempre que la intermitencia en su alimentación, en el caso de los de flujo vertical, pueda conseguirse mediante el uso de sifones. En caso contrario, será necesario recurrir a alimentación intermitente mediante bombeo, comandado por sondas de nivel o temporización. En esta situación, los equipos de bombeo serán de reducida potencia (del orden de 1 kW), dado que no se precisa elevar el agua a una gran altura y que los caudales a vehicular son pequeños.

Para la implantación de rejas de desbaste automáticas, la potencia necesaria para el funcionamiento de los mecanismos de limpieza es del orden de 0,5 kW.

Estimación de los costes de explotación y mantenimiento

Las Tablas 6.4 y 6.5 muestran los costes de explotación y mantenimiento de los *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Verticales y Horizontales,* desglosados según actividad y frecuencia, para distintas poblaciones equivalentes servidas.

Tabla 6.4. Costes de explotación y mantenimiento en Humedales Artificiales de Flujo Vertical

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento del operario	25	1 vez/semana	1	1.300,00	2 veces/semana	1	2.600,00	2 veces/semana	1	2.600,00
Pretratamiento										
Limpieza de la reja de desbaste	16	1 vez/semana	0,17	141,44	–	–	–	–	–	–
Limpieza del desarenador	16	1 vez/semana	0,20	166,40	2 veces/semana	0,35	582,40	2 veces/semana	0,50	832,00
Tratamiento primario										
Inspección, y medición espesores flotantes y fangos	16	1 vez/año	1	16,00	2 veces/año	1	32,00	2 veces/año	1	32,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	1 vez/año	20	300,00	2 veces/año	35	1.050,00	2 veces/año	70	2.100,00
Humedales Artificiales										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Inspección general: comprobación dispositivo alternancia alimentación y de su reparto uniforme	16	1 vez/semana	0,17	141,44	2 veces/semana	0,25	416,00	2 veces/semana	0,33	549,12
Limpieza tuberías distribución	16	1 vez/mes	1	192,00	1 vez/mes	2	384,00	1 vez/mes	3	576,00
Siega de las plantas	16	1 vez/año	16	256,00	1 vez/año	80	1.280,00	1 vez/año	160	2.560,00
Control permeabilidad del sustrato	16	1 vez/año	4	64,00	1 vez/año	8	128,00	1 vez/año	12	192,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Evacuación residuos poda	5	1 vez/año	35	175,00	1 vez/año	175	875,00	1 vez/año	350	1.750,00

Tabla 6.4. Costes de explotación y mantenimiento en Humedales Artificiales de Flujo Vertical (continuación)

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	**Coste horario (€/kiWh)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**
Consumo energético										
Desbaste automático	0,09	–	–	–	–	750	67,50	–	1.500	135,00
Bombeo a humedales	0,09	–	683	61,47	–	3.330	299,70	–	6.705	603,45
Mantenimiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Mantenimiento obra civil	16	24 veces/año	2	768,00	24 veces/año	7	2.688,00	24 veces/año	13	4.992,00
Seguimiento										
Operación	**Coste (€/a)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**
Control analítico	300	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**4.837,28**			**11.705,90**			**18.425,12**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**48,37**			**23,41**			**18,43**

Tabla 6.5. Costes de explotación y mantenimiento en Humedales Artificiales de Flujo Horizontal

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento del operario	25	1 vez/semana	1	1.300,00	2 veces/semana	1	2.600,00	2 veces/semana	1	2.600,00
Pretratamiento										
Limpieza de la reja de desbaste	16	1 vez/semana	0,17	141,44	–	–	–	–	–	–
Limpieza del desarenador	16	1 vez/semana	0,20	166,40	2 veces/semana	0,35	582,40	2 veces/semana	0,50	832,00
Tratamiento primario										
Inspección, y medición espesores flotantes y fangos	16	1 vez/año	1	16,00	2 veces/año	1	32,00	2 veces/año	1	32,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	1 vez/año	20	300,00	2 veces/año	35	1.050,00	2 veces/año	70	2.100,00
Humedales Artificiales										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Inspección general: comprobación dispositivo alternancia alimentación y de su reparto uniforme	16	1 vez/semana	0,17	141,44	2 veces/semana	0,25	416,00	2 veces/semana	0,33	549,12
Limpieza tuberías distribución	16	1 vez/mes	0,5	96,00	1 vez/mes	0,5	96,00	1 vez/mes	0,5	96,00
Siega de las plantas	16	1 vez/año	24	384,00	1 vez/año	120	1.920,00	1 vez/año	240	3.840,00
Control permeabilidad del sustrato	16	1 vez/año	4	64,00	1 vez/año	8	128,00	1 vez/año	12	192,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Evacuación residuos poda	5	1 vez/año	52	260,00	1 vez/año	262	1.310,00	1 vez/año	525	2.625,00

Tabla 6.5. Costes de explotación y mantenimiento en Humedales Artificiales de Flujo Horizontal (continuación)

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	Coste horario (€/kiWh)		Consumo (kWh/a)	Coste anual (€)		Consumo (kWh/a)	Coste anual (€)		Consumo (kWh/a)	Coste anual (€)
Consumo energético										
Desbaste automático	0,09	–	–	–	–	750	67,50	–	1.500	135,00
Mantenimiento										
Operación	Coste horario (€/h)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)
Mantenimiento obra civil	16	24 veces/año	2	768,00	24 veces/año	7	2.304,00	24 veces/año	11	4.224,00
Seguimiento										
Operación	Coste (€/a)	Frecuencia		Coste anual (€)	Frecuencia		Coste anual (€)	Frecuencia		Coste anual (€)
Control analítico	300	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**4.781,75**			**11.602,60**			**18.121,57**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**47,82**			**23,21**			**18,12**

6.2.5 Ventajas e inconvenientes

Ventajas

Las principales ventajas del empleo de los *Humedales Artificiales* para el tratamiento de las aguas residuales estriban en:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo o muy bajo.
- Bajo coste de explotación y mantenimiento.
- Posible aprovechamiento de la biomasa vegetal generada (ornamentación, alimentación animal).
- Los *Humedales de Flujo Superficial*, principalmente, permiten la creación y restauración de zonas húmedas, aptas para potenciar la vida salvaje, la educación ambiental y las zonas de recreo.
- Mínima producción de olores, al no estar expuestas al aire las aguas a tratar en los *Humedales de Flujo Subsuperficial*, y por alimentarse normalmente con efluentes ya depurados los *Humedales de Flujo Superficial.*
- Perfecta integración en el medio ambiente natural, especialmente los *Humedales de Flujo Superficial.*

Inconvenientes

Como principales desventajas de los *Humedales Artificiales* pueden citarse:

- Al igual que el resto de tecnologías extensivas, los *Humedales Artificiales* requieren una mayor superficie de terreno para su implantación, lo que limita la aplicabilidad de estos sistemas a los vertidos de pequeñas aglomeraciones urbanas. Esta circunstancia repercute notablemente en los costes de construcción, cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos.
- Los *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial,* principalmente los horizontales, presentan riesgos de colmatación del sustrato, si éste no se elige convenientemente, no funcionan correctamente las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión o grasas, y éstos no quedan retenidos en las etapas previas a los humedales.
- Pocos factores de control regulables durante la operación, por lo que es muy importante que los *Humedales Artificiales* estén bien concebidos, dimensionados y construidos.
- Si el material disponible localmente no es el adecuado para el sustrato filtrante, se pueden incrementar notablemente los costes de implantación.

- Pérdidas de agua por evapotranspiración, que incrementan la salinidad de los efluentes depurados.
- Posible aparición de mosquitos en los *Humedales de Flujo Superficial* y de plagas que pueden atacar a la vegetación.

6.2.6 Diseño y construcción

Criterios de diseño

- ***Datos previos***

  Para el diseño de los *Humedales Artificiales* se precisa conocer:

  - Caudales de las aguas a tratar: caudal medio, $Q_{m,d}$ (m^3/d), caudal máximo, Q_{max} (m^3/h) y caudal mínimo, Q_{min}, (m^3/h), estos dos últimos son precisos para el dimensionamiento del pretratamiento y del tratamiento primario.
  - Concentración de las aguas a tratar: $DBO_{5(e)}$ (mg/l) y $N_{(e)}$ (mg/l) (si se precisa su eliminación).
  - Concentración a alcanzar en las aguas tratada: $DBO_{5(s)}$, (mg/l) y $N_{(s)}$ (mg/l) (si se precisa su eliminación).
  - Temperatura de operación (°C): generalmente se emplea la temperatura media del mes más frío.

- ***Parámetros y método de diseño***

  Las Tablas 6.6 y 6.7 recogen los parámetros de diseño típicos de las dos modalidades básicas de los *Humedales Artificiales*.

Tabla 6.6. Parámetros de diseño de los Humedales Artificiales de Flujo Superficial (Metcalf&Eddy, 2000)

Parámetros	Valor
Tiempo de residencia hidráulico (d)	4-15
Profundidad del agua (m)	0,1-0,4
Carga orgánica (kg DBO_5/ha.d)	≤ 67
Carga hidráulica (m^3/m^2.d)	0,014-0,046

Tabla 6.7. Parámetros de diseño de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial

Parámetros	Valor	
	Horizontal	Vertical
Carga orgánica (kg DBO_5/ha.d)	8*	14*
Profundidad media del sustrato (m)	0,4-0,6	0,5-0,8

* *Referida al efluente del tratamiento primario.*

Humedales de Flujo Superficial y Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal

Para el diseño de este tipo de humedales se precisa definir: superficie necesaria, relación longitud/anchura, profundidad, pendiente del fondo y tipo de vegetación y sustrato a emplear. En este apartado se presentan los métodos para el cálculo de la superficie necesaria del humedal y de la relación longitud/anchura. El resto de aspectos se desarrollan en el apartado de *"Características constructivas"*.

♦ *Superficie*

Los modelos más empleados para el dimensionamiento de los *Humedales Artificiales,* tanto de *Flujo Superficial* como *Subsuperficial Horizontal,* parten de la base de considerarlos como reactores de flujo pistón, que siguen cinéticas de primer orden para la eliminación de los distintos contaminantes.

La superficie necesaria para la implantación del *Humedal Artificial*, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$S = L \times A = \frac{Q_{m,d} \cdot \ln\left(C_{(e)} / C_{(s)}\right)}{K_T \times h \times \varphi_s} \qquad (1)$$

Siendo:

S = superficie necesaria del humedal (m^2).
L = longitud del humedal (m).
A = anchura del humedal (m).
$Q_{m,d}$ = caudal medio de alimentación (m^3/d).
$C_{(e)}$ = concentración del contaminante en el agua de entrada (mg/l). Debe tenerse en cuenta el rendimiento alcanzado en la etapa de tratamiento primario.
$C_{(s)}$ = concentración del contaminante en el agua de salida (mg/l).
K_T = constante de reacción (d^{-1}).

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

$$K_T = K_R \cdot \theta_R^{(T_w - T_r)}$$

Siendo:

K_R = constante de reacción a la temperatura de referencia (d^{-1}).
T_w = temperatura del agua considerada en el diseño (°C). Se suele emplear la temperatura media del mes más frío.
T_r = temperatura de referencia a la que se ha calculado el coeficiente θ_R, que suele ser 20 °C, (°C).
θ_R = coeficiente de temperatura (adimensional).

Los valores de K_R y θ_R para la eliminación de DBO_5, NH_4^+ y NO_3^-, se recogen en la Tabla 6.8.

Tabla 6.8. Valores de K_R y θ_R, para cada tipo de contaminante

Contaminación a eliminar		DBO_5	NH_{4+} nitrificación	NH_{4+} desnitrificación
Humedales Artificiales de Flujo Superficial	K_R (d^{-1})	0,678	0,2187	1
	θ_R	1,06	1,048	1,15
Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal	K_R (d^{-1})	1,104	0,01854 + 0,3922 $(h_r)^{2,6077}$	1
	θ_R	1,06	1,048	1,15

Nota: h_r = Profundidad del lecho ocupado por la rizosfera (m).

h : profundidad de la lámina de agua (m). En los *Humedales de Flujo Superficial* esta profundidad es del orden de 0,3-0,4 m, y en los *Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal* oscila entre 0,4 y 0,6 m.

φ_s : porosidad del sustrato filtrante (en tanto por 1). En el caso de los *Humedales de Flujo Superficial* la porosidad fluctúa entre 0,65–0,75, dependiendo del grado de desarrollo de la vegetación implantada. Para los *Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal* es de 0,35 cuando se emplea un sustrato con un tamaño efectivo d_{10} de 8 mm. La Tabla 6.9 muestra los valores de porosidad para distintos tipos de sustratos.

Tabla 6.9. Valores de la porosidad para distintos tipos de sustratos (Reed et al., 1995)

Tipo de medio	Tamaño efectivo d_{10}* (mm)	Porosidad (φ_s)
Arena gruesa	2	0,28-0,32
Arena-grava	8	0,30-0,35
Grava fina	16	0,35-0,38

** d_{10} = diámetro para el que el 10% del sustrato es más fino.*

En ocasiones la ecuación (1) se expresa en la forma:

$$S = L \times A = \frac{Q_{m,d} \cdot \ln\left(C_{(e)} / C_{(s)}\right)}{K_A}$$

Siendo $K_A = K_T \times h \times \varphi_s$ (m/d)

Para la eliminación de DBO_5 se recomienda aplicar un valor de K_A de 0,08 m/d, mientras que si se quiere eliminar nitrógeno el valor recomendado es de 0,025 (García *et al.*, 2008). Estos valores de K_A son de aplicación cuando las aguas a tratar, a la salida del tratamiento primario, presentan valores de $DBO_5 \leq 250$ mg/l, en caso contrario se recomienda reducir en un 20% el valor de K_A.

Calculada la superficie del humedal, debe comprobarse que la carga orgánica resultante sea ≤ 8g $DBO_5/m^2.d$, en caso contrario, se incrementará la superficie para cumplir este requisito.

♦ *Relación longitud/ancho*

El dimensionamiento hidráulico sirve para calcular la longitud y anchura del humedal, una vez determinada su superficie. Este dimensionamiento se lleva a cabo aplicando la Ley de Darcy, que describe el régimen de flujo en un medio poroso mediante la expresión:

$$Q_{\max,d} = k_s \times A_s \times s \qquad (2)$$

Siendo:

$Q_{max,d}$ = caudal de alimentación (m^3/d). Se aconseja tomar el caudal máximo diario, para asegurar que el humedal absorberá bien esta punta.

k_s = conductividad hidráulica del medio filtrante en una sección perpendicular al flujo ($m^3/m^2.d$ ó m/d).

A_s = sección del *Humedal Artificial* perpendicular a la dirección del flujo (m^2).

s = pendiente del fondo del humedal (m/m), su valor suele ser de 0,01 (1%).

La Tabla 6.10 muestra los valores de la conductividad hidráulica de distintos tipos de sustratos.

Tabla 6.10. Valores de la conductividad hidráulica para distintos tipos de sustratos

Tipo de medio	Tamaño efectivo d_{10}* (mm)	Conductividad hidráulica (m/d)
Arena gruesa	2	100-1.000
Arena-grava	8	500-5.000
Grava fina	16	1.000-10.000

(Reed et al., 1995)

Dado que con el transcurso del tiempo la conductividad hidráulica del sustrato irá disminuyendo (crecimiento de la biopelícula, retención de partículas, etc.), se recomienda adoptar un factor de seguridad de 5. Es decir, se aplicará el valor de conductividad hidráulica, correspondiente al tamaño del árido empleado como sustrato en el humedal, dividido por 5. A partir de la ecuación (2) se determina el área transversal del humedal:

$$A_s = \frac{Q_{m,s}}{k_s \times s}$$

Calculada la superficie transversal, y fijada la profundidad, se determina la anchura del humedal mediante la expresión:

$$W = \frac{A_s}{h}$$

Siendo:

W : anchura del humedal (m).
h : profundidad del humedal (m).

Finalmente, la longitud del humedal se determina en base a la superficie y anchura calculadas, mediante la expresión:

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

donde L es la longitud el humedal (m).

Una vez determinadas la longitud y anchura del humedal, debe comprobarse que la relación entre ambas dimensiones es como mínimo de 1:1, si esto no ocurre (generalmente se obtienen anchuras mayores que la longitud), se procede a dividir la superficie total en varias celdas, de forma que cumplan este requisito.

■ *Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical*

Para el diseño de este tipo de humedales se precisa definir: superficie necesaria, profundidad, pendiente del fondo y tipo de vegetación y sustrato a emplear. En este apartado se presenta el método para el cálculo de la superficie necesaria de humedal, mientras que el resto de aspectos se desarrollan en el apartado de *"Características constructivas"*.

♦ *Superficie*

Se determina en base a datos empíricos, siendo lo habitual emplear valores de carga orgánica de 20 g $DBO_5/m^2.d$ (con relación al agua residual bruta a tratar, es decir 14 g $DBO_5/m^2.d$ con relación al agua de salida del primario).

Conocidos el caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d) y su concentración en DBO_5 (g/m^3), el producto de ambas cantidades permite obtener la carga (g DBO_5/d) que llega a la estación de tratamiento. Dividiendo esta carga por la carga orgánica recomendada, se obtiene la superficie (m^2) necesaria de humedal.

♦ *Humedales de Flujo Superficial Verticales dispuestos en serie y paralelo*

En las instalaciones que recurren al empleo de *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical* dispuestos en serie, normalmente se emplean dos etapas de filtración, cada una de ellas constituidas, generalmente, por tres humedales que trabajan de forma alternada, con lo que se aseguran periodos de reposo del orden de 2/3 del tiempo de operación total.

Para instalaciones de este tipo que dan servicio a aglomeraciones menores de 100 habitantes puede reducirse a dos el número de humedales por etapa, repartiéndose el tiempo entre operación y reposo.

Boutin y Liénard (2003), proponen para las dos etapas del tratamiento, y en función del tipo de la red de saneamiento, los valores de superficie que se recogen en la Tabla 6.11.

Tabla 6.11. Requisitos de superficie para Humedales de Flujo Vertical dispuestos en serie

Tipo de medio	Redes separativas	Redes unitarias
Primera etapa	1,2 m^2/h-e	1,5 m^2/h-e
Segunda etapa	0,8 m^2/h-e	1,0 m^2/h-e
Área total	2,0 m^2/h-e	2,5 m^2/h-e

♦ *Combinación de Humedales de Flujo Vertical y Horizontal*

Cuando se precise este tipo de combinación para mejorar los rendimientos de eliminación de nitrógeno (nitrificando en los primeros humedales y desnitrificando en los segundos), se aconseja dimensionar la primera etapa con 2 m^2/h-e y la segunda con 0,5 m^2/h-e. (García *et al.*, 2008).

Criterios de construcción

♦ ***El confinamiento***

En la mayoría de los casos, los *Humedales Artificiales* se construyen por excavación en el terreno, siendo la configuración geométrica más común la rectangular. En los *Humedales de Flujo Superficial* se recomiendan relaciones Longitud/Anchura del orden de 5/1, mientras que en los de *Flujo Subsuperficial Horizontal* es normal operar con relaciones superiores a 1/1. En el caso de los *Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical* la configuración geométrica se aproxima más a la forma cuadrada.

La coronación de los taludes del confinamiento de los humedales debe quedar más alta que el terreno circundante, o estar protegida por un bordillo, para evitar que las lluvias puedan arrastrar materiales al interior de los humedales.

Se recomienda que, al menos, la superficie total necesaria del humedal se reparta en dos celdas, para lograr una mejor distribución de las aguas a tratar, y para dotar al sistema de flexibilidad para su operación. Sólo cuando se aplica esta tecnología de depuración al tratamiento de las aguas de aglomeraciones muy pequeñas, el humedal puede estar constituido por una única celda.

Para favorecer la circulación de las aguas en los *Humedales de Flujo Subsuperficial* el fondo presenta una pendiente del orden del 1% en la dirección entrada-salida, siendo la pendiente algo menor en los *Humedales de Flujo Superficial*. Los taludes suelen ser de unos 45° en los *Humedales de Flujo Subsuperficial* y más suaves en los de *Flujo Superficial*. El resguardo es, normalmente, de 0,5 m.

El confinamiento del humedal debe estar impermeabilizado, para evitar infiltraciones que puedan contaminar las aguas subterráneas. Si el suelo donde se va a ubicar el tratamiento presenta una baja permeabilidad, bastará con proceder a su compactación, pero en caso contrario será necesario proceder a su impermeabilización, recurriendo al empleo de arcillas o bentonitas (que se irán compactando por tongadas, en capas de unos 10 cm de espesor, hasta alcanzar unos 30 cm de espesor, de forma que se alcance una permeabilidad inferior a 10^{-6} cm/s), o utilizando láminas plásticas de PVC, PEAD ó EPDM. Se recomienda que el espesor de estas láminas sea al menos de un milímetro para evitar que puedan perforarlas las raíces y rizomas de las plantas, o que pueda dañarse por los propios áridos que constituyen el sustrato filtrante. Asimismo, se recomienda recubrir estas láminas (por debajo y por encima) con láminas de geotextil de 150-300 g/cm^2, o que se extienda una capa de arena por debajo de lámina plástica. El confinamiento debe quedar totalmente estanco, por lo que es necesario comprobar las soldaduras entre las láminas y el anclaje de las mismas al terreno.

Para anclar las láminas plásticas al terreno, se recomienda excavar una zanja en el perímetro del humedal, de 0,3 x 0,3 m, en la que se introducen los extremos de la lámina y que posteriormente se rellena con el material excavado.

En el caso de *los Humedales de Flujo Vertical,* para favorecer la oxigenación del sustrato suele ser frecuente que se conecten a las tuberías de drenaje chimeneas verticales en profundidad, que sobresalen por encima del medio filtrante, y que ejercen un efecto de tiro y renovación del aire presente en los drenes.

Con relación al sustrato, en los *Humedales de Flujo Superficial* se dispone en su fondo una capa de tierra vegetal o de áridos (arena, gravilla), que actúa de soporte para la vegetación.

En el caso de los *Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal,* se recomienda como sustrato filtrante el empleo de gravilla de 6-12 mm. En ese tipo de humedales el espesor del sustrato en el punto medio del humedal es de 0,6 m, si bien, se comienza a trabajar con espesores menores, del orden de 0,3-0,4 m (García *et al.*, 2004b).

En el caso de los *Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical* dotados de tratamiento primario, el espesor del sustrato es del orden de 0,8 m, recomendándose el empleo de arena gruesa, con un d_{10} comprendido entre 0,25 y 1,2 mm, y con un d_{60} entre 1 y 4 mm. El Coeficiente de Uniformidad (d_{60}/ d_{10}) debe ser inferior a 3,5 y los contenidos en arcilla y finos deben limitarse a menos del 0,5% (Brix, 2004).

Cuando se recurre al empleo de *Humedales de Flujo Subsuperficial Vertical* sin tratamiento primario, en la primera etapa se suele emplear una capa superficial de

≥ 30 cm de gravilla de 2-8 mm, que descansa sobre otra de grava de 5-20 mm, y de 10-20 cm de espesor. En la segunda etapa, en la que ya los riesgos de colmatación son menores, se trabaja con una capa de arena, de ≥ 30 cm de espesor, que descansa en una capa de gravilla de 3-10 mm y de 10-20 cm de espesor. En ambas etapas, en el fondo se dispone una capa de 10-20 cm de grava de 20-40 mm, en la que se embuten las tuberías de drenaje (O´Hogain, 2004).

El sustrato filtrante debe estar lavado para minimizar su contenido en finos, con lo que se evita la colmatación prematura del lecho, alargándose la vida útil del sistema de tratamiento. Además, no debe fragmentarse ni degradarse con el paso del tiempo.

Para la colocación del sustrato en el interior de los humedales puede recurrirse a diversos métodos, tanto manuales como mecánicos, pero en todo caso se procurará no dañar la lámina impermeabilizante ni los sistemas de drenaje ni de ventilación.

Una vez colocado y nivelado el sustrato filtrante, y colocado el sistema de distribución de agua, se procede a la plantación. En el caso de los *Humedales de Flujo Superficial* se suelen plantar conjuntos de distintas especies, siendo las más frecuentes: carrizo *(Phragmites australis),* juncos *(Scirpus lacustris)*, aneas *(Thypha latifolia)*, masiega *(Cladium mariscus)*, iris *(Iris pseudoacorus)*, juncia (*Cyperus longus)*, etc., que se plantan mediante el empleo de rizomas o de semillas.

Por el contrario, en el caso de los *Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial* se recurre, normalmente, a una única especie vegetal, siendo la más frecuente el carrizo común *(Phragmites australis sp.)*.

El establecimiento de la vegetación en los *Humedales de Flujo Subsuperficial* puede realizarse recurriendo al empleo de plantas procedentes de viveros, o mediante multiplicación vegetativa a partir de los rizomas, que es el método más habitual y menos costoso, y para lo que se procede al troceado de los mismos en fragmentos, que incluyan como mínimo tres entrenudos, que se plantan en el sustrato. También pueden emplearse trozos de tallo, introduciendo su extremo inferior en el sustrato filtrante.

La densidad de plantación es de 4 a 6 unidades/m^2, consiguiéndose la cobertura total del humedal en aproximadamente un año. La plantación es conveniente realizarla entre los meses de abril y mayo.

Los elementos de entrada y salida

Los elementos de entrada al sistema de *Humedales Artificiales* se diseñan de forma que la distribución del agua sea lo más uniforme posible. En *los Humedales de Flujo Superficial* se utilizan vertederos o tuberías perforadas para distribuir el agua a tratar en la zona de entrada al humedal.

En el caso de los *Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal* se ha recurrido al empleo de tuberías perforadas, que descargaban sobre una zona de bolos gruesos (50-100 mm), sin vegetación, dispuesta en cabecera del humedal, en los primeros dos

Figura 6.14. Construcción confinamiento

Figura 6.15. Impermeabilización confinamiento

Figura 6.16. Colocación sustrato filtrante

Figura 6.17. Plantación humedal

metros, y que constituía el área de infiltración del agua residual, y al empleo vertederos Thompson longitudinales, si bien, en la actualidad se tiende a la implantación de canales (cubiertos o no), con salidas cada 1-2 m.

Si bien, en climas fríos puede procederse a colocar la tubería de alimentación embutida en la capa de bolos gruesos de cabecera, lo habitual es que esta tubería se disponga de forma superficial, para poder controlar las posibles obturaciones de los orificios de salida.

En los *Humedales de Flujo Vertical* se recurre al empleo de tuberías perforadas, si las aguas han sido sometidas a un tratamiento primario, y a canaletas o surtidores en caso contrario.

En este tipo de humedales la velocidad de alimentación debe ser superior a la velocidad de infiltración sobre el sustrato filtrante, al objeto de lograr el reparto del influente sobre la mayor parte de la superficie del humedal. Para lograr que la alimentación sea

Figura 6.18. Reparto de la alimentación a un Humedal Artificial de Flujo Horizontal mediante vertedero Thompson (EDAR de Corbins, Lleida)

Figura 6.19. Reparto de la alimentación a un Humedal Artificial de Flujo Vertical (PECC-Sevilla)

Figura 6.20. Evacuación de las aguas tratadas en un Humedal Artificial de Flujo Horizontal (PECC-Sevilla)

intermitente se emplean sifones de descarga controlada (si la topografía del lugar lo permite) o se recurre a bombeo controlado por boyas o temporizadores, con lo que se puede regular el número de dosificaciones diarias de alimentación y el volumen de las mismas.

En cuanto a la evacuación de los efluentes depurados, en los *Humedales de Flujo Superficial* las aguas, tras recorrer longitudinalmente todo el humedal, se evacuan al exterior a través de varios puntos. En las salidas se disponen tuberías abatibles, extensibles o flexibles, a través de las cuales se controla el nivel del agua en los humedales (0,3-0,4 m). Para minimizar el escape de flotantes, se suelen colocar chapas deflectoras en las zonas de evacuación.

En los *HAFSs Horizontales* la evacuación de las aguas depuradas suele realizarse a través de tuberías de drenaje embutidas en el fondo de una zona de gravas (25-40 mm), dispuesta en la zona de salida del humedal. Estos drenes conectan con una tubería final flexible, ubicada en la arqueta de evacuación de efluentes. Esta tubería permite modificar el nivel de encharcamiento del sustrato, siendo lo habitual que el nivel de agua en el humedal quede uno 5 cm por debajo de la superficie del sustrato.

En el caso de los *HAFSs Verticales* los efluentes, tras atravesar verticalmente el sustrato, son recogidos por un conjunto de tuberías de drenaje dispuestas en el fondo del

humedal, que descargan en la arqueta de salida. Estas tuberías quedan embutidas en una capa de grava, de unos 25-40 mm de tamaño, conduciendo las aguas tratadas hasta la arqueta de salida. Debe evitarse que estas tuberías entren en carga, ya que esto impide la libre circulación del airea a su través.

6.2.7 Puesta en marcha

En primer lugar se debe comprobar la estanqueidad del recinto que contiene el lecho filtrante, para evitar episodios de contaminación de las aguas subterráneas.

La puesta en marcha del sistema se debe iniciar con la comprobación del correcto funcionamiento de los distintos elementos integrantes:

- Obra de llegada: aliviaderos y compuertas.
- Pretratamiento: rejas de desbaste y desarenado.
- Tratamiento primario: fosa séptica o tanque Imhoff.
- Sistema de dosificación intermitente (bombeo o sifón de descarga controlada), en el caso de los *Humedales de Flujo Vertical.*
- Correcto reparto de las aguas sobre la superficie del material filtrante.
- Sistema de medida de caudal.

La alimentación a los humedales se iniciará una vez finalizada la plantación, para favorecer su crecimiento.

Desde el inicio de la puesta en operación de los *Humedales Artificiales* comienza el proceso depurativo, inicialmente basado en la retención de sólidos mediante el proceso de filtración de las aguas residuales a través del lecho de arenas-gravas. A medida que transcurre el tiempo, alrededor de las partículas del soporte se desarrollará la biopelícula, que se encargará de la transformación y degradación de la mayoría de los contaminantes presentes en las aguas residuales. Asimismo, esta biopelícula se desarrollará sobre los rizomas y raíces de las plantas emergentes, que irán captando los nutrientes que precisan para su desarrollo.

En el caso de los *Humedales de Flujo Subsuperficial* la etapa de arranque y estabilización del sistema, en la que se va desarrollando toda la zona radicular de las plantas y la biomasa bacteriana coloniza el sustrato y los rizomas y raíces, se extiende aproximadamente a lo largo de un ciclo vegetativo.

Inicialmente, en los *Humedales de Flujo Subsuperficial Horizontal* el nivel de agua se mantendrá unos 5 cm por debajo de la superficie del sustrato filtrante, y se irá bajando paulatinamente para favorecer un más rápido desarrollo de la zona radicular de las plantas durante

el primer ciclo de su crecimiento. Al final de este proceso, el nivel del agua en el sustrato recuperará su valor inicial.

Para favorecer el rápido crecimiento de la vegetación instaurada en los humedales artificiales, durante los periodos de puesta en operación, se procederá a la eliminación de toda la vegetación espontánea que pueda aparecer en los mismos, evitando competencias con las especies implantadas.

También, en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR, con el objetivo de determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de DBO_5, DQO, MES y, N_T y P_T en su caso, los ratios energéticos de consumo, así como los problemas funcionales que se produzcan.

6.2.8 Explotación y mantenimiento

Inspección rutinaria

Para el rango de población en que se aconseja la implantación de *Humedales Artificiales*, se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de dos veces por semana en las instalaciones de mayor tamaño (por encima de los 500 habitantes equivalentes), y semanal en las más pequeñas. El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Caudales tratados, anotando los valores registrados en los caudalímetros.
- Aspecto de las aguas residuales influentes y de los efluentes depurados.
- Número e identificación de los *Humedales Artificiales* puestos en operación.
- Posible acumulación permanente de agua en la superficie del lecho filtrante, en el caso de los *Humedales de Flujo Subsuperficial.*
- Anomalías en la obra civil.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de rejas de desbaste y del desarenador, evacuación de los residuos generados en el pretratamiento, medición del espesor de fangos en la fosa séptica/tanque Imhoff, extracción de fangos en el tratamiento primario, siega de la vegetación, mantenimiento de taludes y viales, etc.
- Si la estación depuradora está dotada de energía eléctrica para el bombeo de las aguas residuales, el accionamiento del desbaste automático, la alimentación intermitente a los humedales, etc., se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes.
- En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas.

Labores de explotación

Las labores de explotación (y su frecuencia) referentes a las etapas de pretratamiento (desbaste y desarenado) y tratamiento primario (fosa sética/tanque Imhoff), ya se detallaron en los Capítulos 4 y 5. En lo referente a los propios humedales estas labores se centran en:

- En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento de los sifones de descarga controlada, o bombeo, en el caso de los *Humedales de Flujo Vertical.*
- Es muy importante la revisión de los sistemas de alimentación/distribución y del estado de la impermeabilización del confinamiento.
- Durante los primeros meses de operación deben eliminarse las malas hierbas que puedan competir con la vegetación implantada en el humedal.
- Anualmente, una vez finalizado el ciclo vegetativo de las plantas (generalmente en el mes de noviembre), se procederá a su siega y a la evacuación de la biomasa vegetal extraída. Con ello se evita que se descomponga la vegetación seca en el interior del humedal, liberando nutrientes y contribuyendo a la colmatación del sustrato filtrante. La siega se podrá llevar a cabo manualmente, mediante el empleo de hoces o guadañas, si la superficie del humedal es pequeña, o por medios mecánicos (desbrozadora) en los humedales de mayor tamaño.
- Tras la siega se procederá a inspeccionar el estado de los dispositivos de alimentación en los *Humedales de Flujo Vertical.*
- Anualmente, y coincidiendo con el momento de la siega de la vegetación seca (para facilitar la operación), se procederá a medir la permeabilidad del sustrato filtrante, al objeto de determinar su grado de colmatación. (Pedescoll *et al.,* 2009).
- Debe prevenirse y controlarse la aparición de posibles plagas, que puedan hacer peligrar la existencia de las plantas.
- Debe evitarse la entrada a la depuradora de animales que puedan alimentarse de las plantas del humedal.

Seguimiento: controles internos y externos

Para poder determinar los rendimientos de depuración alcanzados en la estación de tratamiento, con objeto de poder evaluar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, se hace necesaria la toma periódica de muestras tanto de las aguas residuales influentes como de los efluentes depurados, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 3.

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son fundamentalmente:

- Control del agua residual
  - Caudales diarios (m^3/d)
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Calidad exigida del efluente
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Control de la operación de los *Humedales Artificiales*
  - Carga orgánica con la que operan los humedales (g $DBO_5/m^2.d$): calculada en función del caudal tratado de agua residual, de su concentración, del rendimiento alcanzado en las etapas previas y de la superficie filtrante de los humedales.

La frecuencia de estos controles será igual que la se aplique para los controles analíticos de entrada y salida que exige la Directiva 91/271/CEE, salvo en lo referente al control de los caudales entrantes a la instalación de tratamiento, que tendrá la misma frecuencia que la establecida para las visitas de los operarios a las instalaciones.

Para poder evaluar el comportamiento de la etapa de tratamiento primario, desde el punto de vista de eliminación de materia y suspensión, se propone que además de analizar del agua residual de entrada y los efluentes depurados, se proceda, con la misma frecuencia que indica la Directiva, al muestreo de los propios efluentes de este tratamiento.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados durante el pretratamiento provenientes de las unidades de desbaste y desarenado, así como los fangos generados en el tratamiento primario, se gestionarán tal y como se indica en los Capítulos 4, 5 y 9.

Los residuos generados en la siega periódica de la vegetación de los humedales pueden emplearse en alimentación animal, en procesos de compostaje de residuos, etc. En caso contrario, se enterrarán o se enviarán a vertedero.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento constará de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de los equipos electromecánicos, de la obra civil y de las conducciones.
- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos, etc.

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La Tabla 6.12 muestras las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *Humedales Artificiales*, junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 6.12. Principales anomalías en Humedales Artificiales, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Deficiente calidad de los efluentes finales	Sobrecarga orgánicas Vertidos industriales a la red de alcantarillado	Ajustar la carga a la estipulada en proyecto Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
Rápida colmatación de la superficie filtrante	Presencia excesiva de finos en el material filtrante Deficiente funcionamiento de las etapas de pretratamiento y/o tratamiento primario Mal funcionamiento del sistema de reparto del agua Presencia de elevadas concentraciones de sólidos en suspensión y/o aceites y grasas en las aguas a tratar.	Selección rigurosa del material filtrante Correcta explotación y mantenimiento de estas etapas Control del reparto homogéneo de la alimentación sobre toda la superficie filtrante Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales

Ante situaciones de colmatación del sustrato filtrante, en el caso de los *Humedales de Flujo Horizontal* se aconseja proceder a bajar la tubería de salida, operando durante un tiempo de forma que las aguas sólo circulen por la solera del humedal. Esto per-

mite el secado de la mayor parte del material filtrante, recuperando parte de la porosidad perdida. Tras este período de recuperación, que puede durar 2-3 semanas, se vuelve a colocar la tubería de salida a su nivel habitual, con lo que volverá a inundarse el humedal.

En los *Humedales Verticales* correctamente diseñados y explotados son más infrecuentes los episodios de colmatación de la superficie filtrante, pero si ello llegase a ocurrir, y se dispone de varios humedales, se aconseja la rotación en los períodos de funcionamiento de los mismos. Los períodos de descanso permitirán la mineralización los restos orgánicos retenidos en el sustrato filtrante, con lo que se incrementará la capacidad de filtración.

6.3 FILTROS INTERMITENTES DE ARENA

6.3.1 Fundamentos

Los *Filtros Intermitentes de Arena* son lechos poco profundos (0,6-1,1 m), dotados de un sistema superficial de distribución del agua a tratar y de un drenaje inferior para la recogida de los efluentes tratados.

Las aguas residuales, tras ser sometidas a etapas previas de pretratamiento y tratamiento primario (normalmente fosas sépticas o tanques Imhoff), atraviesan verticalmente el sustrato filtrante, sobre el que se desarrolla una película bacteriana, que se mantiene sin saturar, y en condiciones aerobias, gracias a que la alimentación a los filtros se efectúa de forma discontinua y a la ventilación del sistema de drenaje inferior.

Son tres los mecanismos básicos en los que se fundamenta esta tecnología de tratamiento:

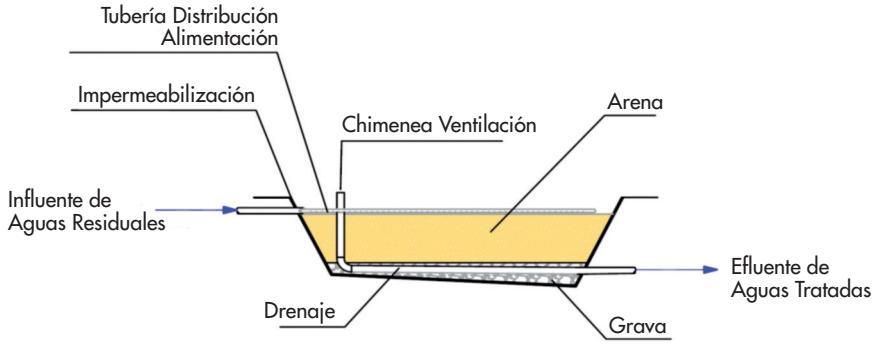
- La *filtración* en la superficie de los filtros, en la que queda retenida la mayor parte de la materia en suspensión presente en las aguas a tratar.
- La *adsorción* de los contaminantes solubles y coloidales presentes en las aguas a tratar sobre la superficie de la biopelícula, que se forma en torno a las partículas de arena.
- La *oxidación biológica* de la contaminación retenida y adsorbida, llevada a cabo por la biomasa adherida a las partículas del material filtrante.

Estos filtros operan a modo de reactores aerobios con biopelícula adherida, en los que la mayor parte del tratamiento bioquímico tiene lugar en los primeros 15 cm del sustrato filtrante (EPA, 2002,a,b).

Cabe distinguir dos modalidades básicas de *Filtros Intermitentes de Arena:*

- *Filtros sin recirculación:* las aguas a tratar atraviesan el sustrato filtrante, de arriba abajo y en tan sólo una ocasión (Figura 6.21):

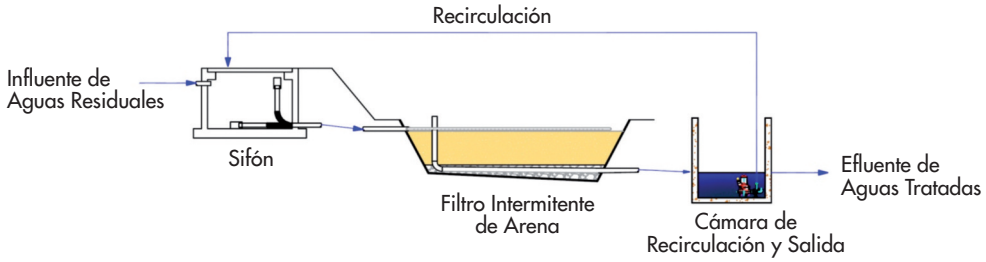
Figura 6.21. Filtro Intermitente de Arena sin recirculación



- *Filtros con recirculación* (Figura 6.22): se diferencian de los anteriores porque:
  - ♦ Una fracción de los efluentes depurados se conducen a un depósito de recirculación, en el que se mezclan con los efluentes de la etapa de tratamiento primario (decantación-digestión), diluyéndose, por tanto, la concentración de las aguas aplicadas al filtro.
  - ♦ Recurren al empleo de un sustrato filtrante de una mayor granulometría.

Figura 6.23. Filtro Intermitente de Arena

Figura 6.22. Filtro Intermitente de Arena con recirculación



6.3.2 Diagramas de flujo

En el rango de 200 a 500 h-e la etapa de desbaste estará constituida por un doble canal, que acogerá una reja de gruesos de limpieza automática, disponiéndose en paralelo otra reja de gruesos de limpieza manual, que actuará a modo de by-pass. Para el rango superior (500-1.000 h-e), el desbaste será similar, pero tras la reja automática de gruesos se dispondrá otra de finos de limpieza automática. Tras la operación de desbaste, en el caso de redes de saneamiento unitarias, las aguas pasarán a un desarenador estático de limpieza manual.

Para los rangos de población más bajos, 50-200 h-e, la etapa de desbaste constará de una reja de gruesos de limpieza manual, dotada con dispositivo de by-pass. Si las aguas a tratar no presentan elevadas concentraciones de grasas, una vez desarenadas podrán pasar a la etapa de tratamiento primario. En caso contrario será precisa la implantación de un desengrasador estático.

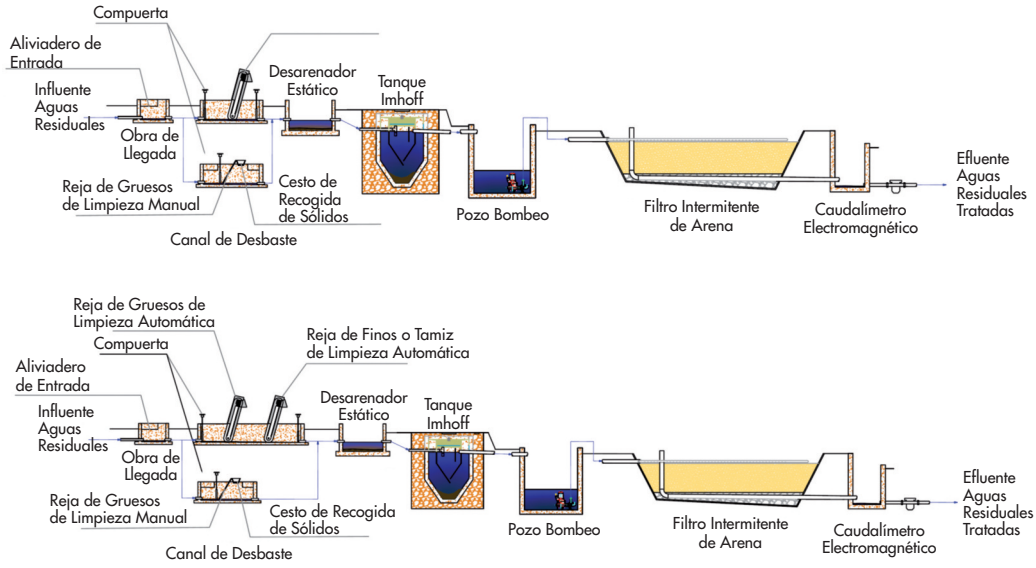
El tratamiento primario, constituido normalmente por una fosa séptica (instalaciones menores de 200 h-e), o un tanque Imhoff, tiene por objeto eliminar la mayor parte de las par-

tículas en suspensión (sedimentables y flotantes) que, de no retirarse, podrían provocar la rápida colmatación de la superficie filtrante.

El correcto diseño y funcionamiento de la etapa de tratamiento primario son básicos para el buen funcionamiento de los *Filtros Intermitentes de Arena*, al basarse éstos en el tránsito de las aguas a tratar a través de un sustrato filtrante y al objeto de minimizar los riesgos de colmatación de dicho sustrato.

Para lograr que la alimentación a los filtros se produzca de forma intermitente, se recurre a bombeo (comandado por boyas o por temporizador), o al empleo de sifones de descarga controlada, cuando la topografía de la zona lo permite (Figura 6.24).

Figura 6.24. Diagramas de flujo de un Filtro Intermitente de Arena sin recirculación (para 200-500 h-e y 500-1.000 h-e respectivamente)

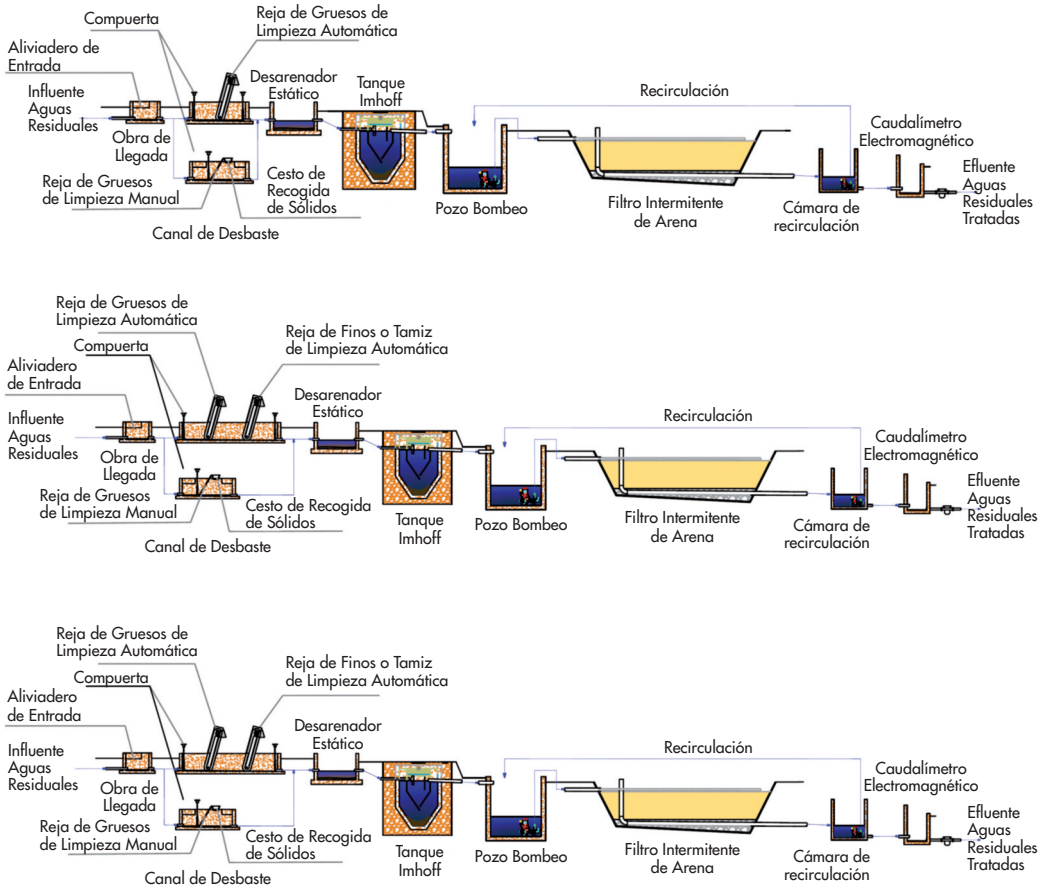


Como se observa, esta modalidad de filtros guarda una gran similitud con los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical.

Cuando se recurre al empleo de *Filtros Intermitentes de Arena* con recirculación se hace precisa la implantación adicional de un depósito, que permita la mezcla de los efluentes de la etapa del tratamiento primario con parte de los efluentes filtrados. En aquellos casos en que se emplea un dispositivo de sifón de descarga controlada para logar la intermitencia en la alimentación al filtro, el recipiente en el que se aloja este dispositivo puede hacer también la función de depósito de mezcla (Figura 6.25).

A la salida de los efluentes tratados debe disponerse un sistema de medición de caudales,recomendándose el empleo de caudalímetros electromagnéticos dotados de totalizador.

Figura 6.25. Diagramas de flujo de un Filtro Intermitente de Arena con recirculación (para 200-500 h-e, 500-1.000 h-e y 1.000-2.000, respectivamente)



6.3.3 Características del tratamiento

■ Rendimientos de depuración característicos

La Tabla 6.13 recoge los rendimientos medios que se alcanzan con el empleo de *Filtros Intermitentes de Arena*. En la última columna se presentan las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

■ Rango de aplicación

Los *Filtros Intermitentes de Arena* se emplean tanto para el tratamiento de las aguas residuales generadas en viviendas aisladas como en pequeñas aglomeraciones urbanas, preferentemente por debajo de los 1.000 habitantes equivalen-

Tabla 6.13. Rendimientos de los Filtros Intermitentes de Arena

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	90-90	13-25
DBO_5	90-95	15-25
DQO	80-90	60-120
$N\text{-}NH_{4+}$	70-80	7-11
N	40-50	25-30
P	15-30	7-9
Coliformes fecales	2-3 u log	10^4-10^5 (UFC/100ml)

tes los filtros sin recirculación, y hasta los 2.000 h-e para los filtros que cuentan con recirculación.

Estimación de la superficie requerida para la implantación

Las Figuras 6.26 y 6.27 muestran la superficie necesaria por habitante equivalente servido para la implantación de las dos modalidades de *Filtros Intermitentes de Arena*. Para el cálculo de esta superficie se han seguido las pautas recogidas en el Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

La mayor granulometría con la que operan los filtros con recirculación y, fundamentalmente, el efecto de dilución que ejerce la recirculación sobre las aguas que alimentan a los filtros, justifican la diferencia de requisitos de superficie.

Figura 6.26. Superficie por habitante equivalente servido necesaria para la implantación de Filtros Intermitentes de Arena sin recirculación

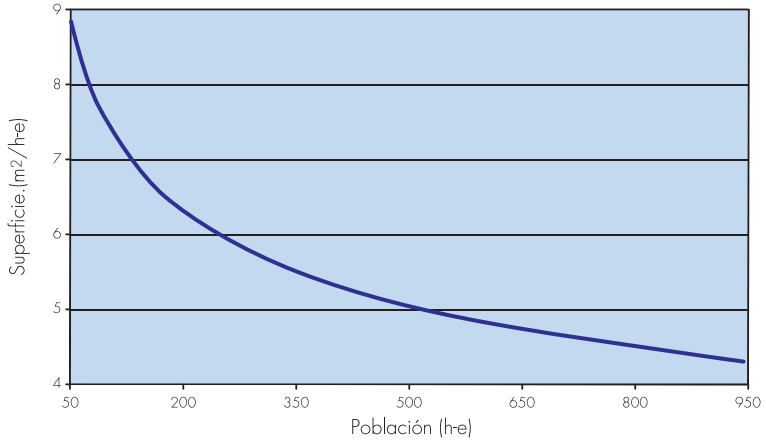
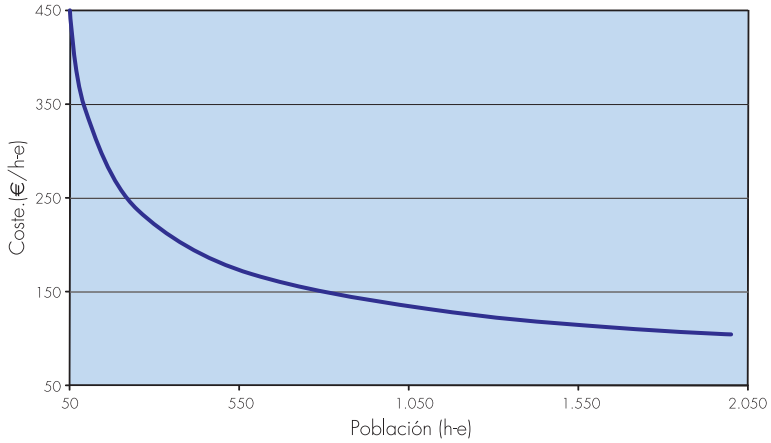


Figura 6.27. Superficie por habitante equivalente servido necesaria para la implantación de Filtros Intermitentes de Arena con recirculación



Influencia de las condiciones meteorológicas

Los *Filtros Intermitentes de Arena* están expuestos a cambios en las condiciones ambientales bajo las que operan, siendo la temperatura el factor que más afecta a su rendimiento, al igual que ocurre con el resto de tecnologías de tratamiento de las aguas residuales. Metcalf&Eddy (2000) recomienda que la temperatura del sustrato filtrante no baje de 5 °C.

En las ubicaciones en zonas con inviernos muy fríos, donde se alcancen temperaturas ambiente bajo cero, se suele dotar a los filtros de menor tamaño de una cubierta, como sistema de protección térmica y para evitar la congelación del agua en las tuberías de distribución sobre los filtros, lo que detendría la filtración y, por tanto, los procesos de depuración.

Influencia de las características del terreno

Dados los relativamente altos requisitos de superficie que requiere este tipo de tratamiento, en especial los filtros sin recirculación, las características del terreno disponible para su implantación juegan un papel importante a la hora de su selección.

Al construirse los filtros por excavación en el terreno y ser precisa la impermeabilización del confinamiento, aquellos terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implantación.

La disponibilidad de terrenos con pendientes moderadas facilita el poder acudir a la implantación de sifones para lograr la alimentación intermitente a los filtros.

- ***Versatilidad del tratamiento***

  - *Capacidad de adaptación ante puntas diarias de caudal y contaminación*

    Dado que los filtros cuentan con cámaras de dosificación, que permiten su alimentación intermitente, y que el volumen de estas cámaras es del orden de 1,0-1,5 veces el caudal diario tratado de aguas residuales, esta tecnología de tratamiento cuenta con cierta capacidad para hacer frente a las oscilaciones de caudal y contaminación propias de las pequeñas aglomeraciones, lo que permite una alimentación más uniforme en el tiempo a los filtros. Además, la propia etapa de tratamiento primario, en el caso de las fosas sépticas, también permite una cierta amortiguación de las puntas de contaminación.

  - *Capacidad de adaptación ante sobrecargas (hidráulicas y orgánicas)*

    En el caso de los filtros intermitentes de arena, dado el corto espacio de tiempo que tardan las aguas en atravesar el sustrato filtrante, su capacidad de adaptación a sobrecargas hidráulicas es muy limitada. En el caso de sobrecargas orgánicas, esta capacidad de adaptación, se incrementa en los filtros con recirculación, al diluirse las aguas influentes con los efluentes depurados.

  - *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

    Debido a la escasa capacidad de maniobra sobre los filtros una vez construidos, se hace necesario que en su dimensionamiento se tengan en cuenta los incrementos de caudal y carga que se generan cuando la población a tratar experimente variaciones estacionales, empleando para el diseño los valores de caudal y carga que se estimen para esas situaciones. Si las variaciones estacionales así lo justifican, pueden construirse varios filtros en paralelo, que irán entrando en operación de forma progresiva, para poder dar respuesta a los incrementos en los caudales de aguas a tratar. La rápida puesta en marcha de los filtros favorece esta forma de operar.

- ***Complejidad de explotación y mantenimiento***

  Las operaciones de explotación y mantenimiento de los *Filtros Intermitentes de Arena* son simples, limitándose a inspecciones rutinarias, evacuación de los residuos generados en las rejas de desbaste y desarenadores, comprobación del correcto funcionamiento del sifón o bombeo para la alimentación intermitente, control del adecuado reparto de las aguas a tratar sobre el sustrato filtrante, revisión de la recirculación (en su caso), rastrillado de la superficie de los filtros, purga periódica de fangos generados en el tratamiento primario y mantenimiento de la obra civil.

  La implantación de desbastes automáticos y de bombeos, para lograr la alimentación intermitente y la recirculación, hacen precisa la presencia de un personal de mantenimiento con cierta cualificación técnica.

- ***Impactos ambientales***

  Al recurrir la etapa de tratamiento primario a la implantación de fosas sépticas o tanques Imhoff, se generarán impactos olfativos en las inmediaciones de estos tratamien-

tos, como consecuencia de los gases que escapan de las mismas y en los que se encuentran compuestos azufrados. Estos impactos pueden minimizarse mediante el empleo de filtros de carbón o de turba, dispuestos en las chimeneas de venteo.

Si la intermitencia a la alimentación de los filtros se logra mediante la implantación de sifones, la instalación no precisa de equipos electromecánicos para su operación, por lo que los impactos sonoros son nulos. Si es preciso, por la topografía del lugar, recurrir al bombeo de los efluentes del tratamiento primario, o en el caso de los filtros con recirculación, dada la escasa potencia de bombeo que se precisa, los impactos sonoros son muy reducidos.

En lo relativo a los impactos visuales, éstos son mínimos al construirse, generalmente, los filtros por excavación en el terreno.

- ***Producción de fangos y otros subproductos***

En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y de desarenado (ver Capítulo 4).

La producción de fangos en la etapa de tratamiento primario (fosas sépticas y tanques Imhoff)se estima en unos 150-250 l/h-e.año.

6.3.4 Costes

- ***Estimación de los costes de implantación***

Las Figuras 6.28 y 6.29 muestran los costes de implantación de los *Filtros Intermitentes de Arena,* sin y con recirculación, en función de la población equivalente servida.

Figura 6.28. Costes de implantación por población equivalente servida de los Filtros intermitentes de Arena sin recirculación

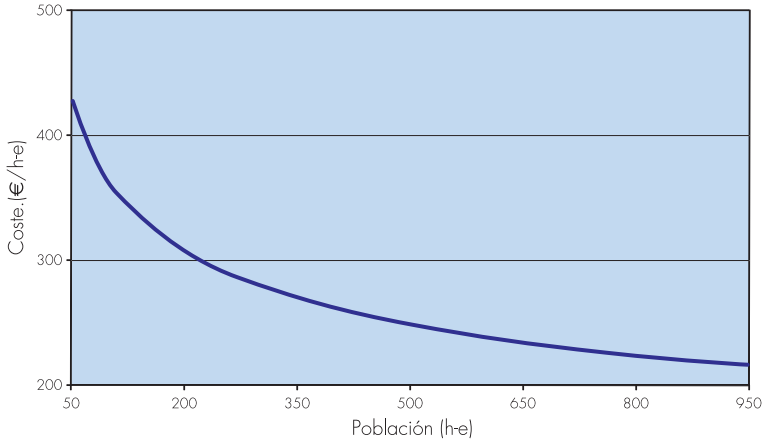
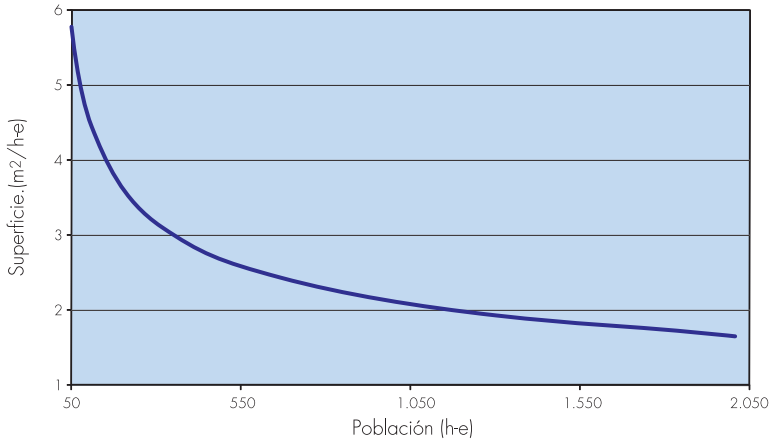


Figura 6.29. Costes de implantación por población equivalente servida de los Filtros intermitentes de Arena con recirculación



Para la estimación de estos costes de implantación, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes premisas:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste de acuerdo a:
  - 50-200 h-e: canal con reja de gruesos de limpieza manual, dada la gran influencia que tiene, para este rango de población, el empleo de un desbaste automático sobre los costes de implantación.
  - 200-500 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
  - 500-1.000 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza manual, ejecutado en obra civil.
- Se consideran tanques Imhoff prefabricados en PRFV.
- En el caso de los filtros sin recirculación a la arqueta de bombeo se la ha dado un volumen igual al del agua a tratar diariamente.
- En el caso de los filtros con recirculación se ha imputado el coste de la arqueta de recirculación, con su correspondiente bombeo. A esta arqueta se le ha dado un volumen 1,5 superior al volumen de agua a tratar diariamente.

- En el caso de los filtros con recirculación, se ha supuesto que el depósito que alberga el dispositivo de sifón actúa también como depósito de mezcla.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.
- El recinto de los filtros se impermeabiliza con lámina de PEAD de 1,5 mm.

Consumo energético

Si la topografía es la adecuada, para que el agua a tratar pueda discurrir por gravedad entre los diferentes elementos integrantes del sistema de tratamiento, los *Filtros Intermitentes de Arena* sin recirculación pueden operar sin ningún consumo energético, al no necesitar de equipos electromecánicos para su funcionamiento, y siempre que la intermitencia en su alimentación pueda conseguirse mediante el uso de sifones. En caso contrario, será necesario recurrir a alimentación intermitente mediante bombeo, comandado por sondas de nivel o temporización. En esta situación, los equipos de bombeo serán de reducida potencia (del orden de 1 kW), dado que no se precisa elevar el agua a una gran altura y que los caudales a vehicular son pequeños.

En el caso de los filtros con recirculación, sí se hace necesaria la implantación de un bombeo para el envío de parte de las aguas tratadas al recinto de mezclado con los efluentes del tratamiento primario. La razón de recirculación más habitual es 4:1 (caudal de recirculación:caudal de alimentación), precisándose para ello bombas de 1-2 kW de potencia.

Para la implantación de rejas de desbaste automáticas, la potencia necesaria para el funcionamiento de los mecanismos de limpieza es del orden de 0,5 kW.

Estimación de los costes de explotación y mantenimiento

La Tabla 6.14 muestra los costes de explotación y mantenimiento de los *Filtros Intermitentes de Arena,* desglosados según actividad y frecuencia de la misma, para distintas poblaciones equivalentes servidas.

6.3.5 Ventajas e inconvenientes

Ventajas

Las principales ventajas del empleo de los *Filtros Intermitentes de Arena* para el tratamiento de las aguas residuales urbanas estriban en:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo o muy bajo si las aguas residuales a tratar pueden circular por gravedad entre sus distintos elementos, bajo si hay que bombear y algo mayor en los filtros con recirculación.

Tabla 6.14. Costes de explotación y mantenimiento en Filtros Intermitentes de Arena

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento del operario	25	1 vez/semana	1	1.300,00	2 veces/semana	1	2.600,00	2 veces/semana	1	2.600,00
Pretratamiento										
Limpieza de la reja de desbaste	16	1 vez/semana	0,17	141,44	–	–	–	–	–	–
Limpieza del desarenador	16	1 vez/semana	0,20	166,40	2 veces/semana	0,35	582,40	2 veces/semana	0,50	832,00
Tratamiento primario										
Inspección, y medición espesores flotantes y fangos	16	1 vez/año	1	16,00	2 veces/año	1	32,00	2 veces/año	1	32,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	1 vez/año	20	300,00	2 veces/año	35	1.050,00	2 veces/año	70	2.100,00
Filtros de Arena										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Inspección general: comprobación dispositivo alternancia alimentación y de su reparto uniforme	16	1 vez/semana	0,17	141,44	2 veces/semana	0,25	416,00	2 veces/semana	0,33	549,12
Comprobación funcionamiento recirculación	16	–	–	–	2 veces/semana	0,16	266,24	2 veces/semana	0,25	416,00
Limpieza tuberías distribución	16	1 vez/mes	1	192,00	1 vez/mes	2	384,00	1 vez/mes	3	576,00
Rastrillado del filtro	16	4 veces/año	2	128,00	4 veces/año	4	256,00	4 veces/año	8	512,00

Tabla 6.14. Costes de explotación y mantenimiento en Filtros Intermitentes de Arena (continuación)

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	Coste horario (€/kWh)		Consumo (kWh/a)	Coste anual (€)		Consumo (kWh/a)	Coste anual (€)		Consumo (kWh/a)	Coste anual (€)
Consumo energético										
Desbaste automático	0,09	–	–	–	–	750	67,50	–	1.500	135,00
Recirculación	0,09	–	–	–	–	7.260	653,40	–	14.520	1.306,80
Mantenimiento										
Operación	Coste horario (€/h)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)
Mantenimiento obra civil	16	24 veces/año	2	768,00	24 veces/año	7	2.688,00	24 veces/año	13	4.992,00
Seguimiento										
Operación	Coste (€/a)	Frecuencia		Coste anual (€)	Frecuencia		Coste anual (€)	Frecuencia		Coste anual (€)
Control analítico	300	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**4.353,28**			**10.195,54**			**15.250,92**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**43,53**			**20,39**			**15,25**

- Bajo coste de explotación y mantenimiento.
- Rápida puesta en operación.

■ ***Inconvenientes***

Como principales desventajas de los *Filtros Intermitentes de Arena* pueden citarse:

- Requieren de una mayor superficie de terreno para su implantación que las tecnologías intensivas, reduciendo su aplicación a las pequeñas aglomeraciones urbanas y repercutiendo notablemente en la inversión cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos. Este inconveniente es, sin embargo, mucho menos acusado en los filtros con recirculación, ya que ocupan mucha menos superficie.
- Presentan riesgo de colmatación del sustrato si éste no se elige convenientemente, no funcionan correctamente las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión y/o grasas, y éstos no quedan retenidos en las etapas previas a los filtros.
- Si el material disponible localmente no es adecuado para la filtración, se pueden incrementar notablemente los costes de implantación.
- Poca flexibilidad debido a que existen pocos factores de control regulables durante la operación, por lo que es muy importante que los *Filtros Intermitentes de Arena* estén bien concebidos, dimensionados y construidos.

6.3.6 Diseño y construcción

■ ***Criterios de diseño***

- ***Datos previos para el diseño***

  Para el diseño de los *Filtros Intermitentes de Arena* se precisa conocer:

  - Caudales de las aguas a tratar: caudal medio, $Q_{m,d}$, (m^3/d), caudal máximo, Q_{max} (m^3/h) y caudal mínimo, Q_{min}, (m^3/h), estos dos últimos para el dimensionamiento del pretratamiento y del tratamiento primario.
  - Concentración de las aguas a tratar: $DBO_{5(e)}$ (mg/l).
  - Concentración a alcanzar en las aguas tratada: $DBO_{5(s)}$, (mg/l).

- ***Parámetros de diseño***

  La Tabla 6.15 recoge los parámetros de diseño típicos los *Filtros Intermitentes de Arena,* en sus distintas configuraciones (EPA, 2002,a,b).

A partir del caudal de aguas a tratar (caudal de diseño, m^3/d) y de su concentración (g/m^3 de DBO_5), se determina la carga (g DBO_5/d) a aplicar al filtro. Seleccionada la carga orgánica con la que va a operar el filtro (g DBO_5/m^2.d), de acuerdo con la Tabla 6.15, se procede a calcular la superficie necesaria de filtración (m^2). Con esta superficie y con los

caudales de alimentación (l/d) y de recirculación (l/d), en su caso, se determina la carga hidráulica (l/m^2.d), verificándose que se encuentra dentro de los valores recomendados.

Tabla 6.15. Parámetros de diseño de los Filtros Intermitentes de Arena

Parámetros	Filtro Intermitente sin recirculación	Filtro Intermitente con recirculación
Carga orgánica (g DBO_5/m^2.d)	24[1]	48-72
Carga hidráulica (l/m^2.d)	40-80	120-200
Frecuencia dosificación (n°/d)	12-24[2]	48
Relación de recirculación (n° de veces el caudal diario)	–	3-5

[1] Para filtros que empleen arena de 1 mm de tamaño efectivo, y con una frecuencia de dosificación de al menos 12 veces al día.

[2] El número de dosificaciones aumenta con la concentración de las aguas a la salida del tratamiento primario, aconsejándose aumentar estas a 24 por día para aguas con DBO_5 superiores a 200 mg/l.

Criterios de construcción

♦ El confinamiento

Los *Filtros Intermitentes de Arena* se suelen construir por excavación en el terreno, presentando valores de longitud y anchura similares. Para favorecer la circulación de las aguas tratadas, a través de las tuberías de drenaje inferiores y hacia la zona de evacuación, el fondo de los filtros presenta una pendiente del orden del 0,1% hacia la salida. Los taludes suelen ser de unos 45°.

En el caso de los filtros sin recirculación el espesor del sustrato filtrante oscila entre 0,6 y 0,9 m, mientras que en los filtros con recirculación estos valores son de 0,6-1,1 m.

El confinamiento del filtro debe estar impermeabilizado. Si el suelo donde se va a ubicar el tratamiento presenta una baja permeabilidad, bastará con proceder a su compactación, pero en caso contrario será necesario proceder a su impermeabilización, recurriendo al empleo de arcillas o bentonitas (que se irán compactando por tongadas, en capas de unos 10 cm de espesor), o utilizando láminas plásticas. Se recomienda que el espesor de estas láminas sea al menos de un milímetro, para evitar que puedan dañarse por los propios áridos que constituyen el sustrato filtrante. Asimismo, se recomienda recubrir estas láminas (por debajo y por encima) con láminas de geotextil de 150-300 g/cm^2, o que se extienda una capa de arena por debajo de lámina plástica. El confinamiento debe quedar totalmente estanco, por lo que es necesario comprobar las soldaduras entre las láminas y el anclaje de las mismas al terreno.

Para favorecer la oxigenación del sustrato se suelen conectar a las tuberías de drenaje chimeneas verticales en profundidad, que sobresalen por encima del medio filtrante, y que ejercen un efecto de tiro y renovación del aire presente en los drenes.

En el caso de los filtros sin recirculación, las aguas a tratar se aplican una única vez sobre el sustrato filtrante. Para optimizar la eficacia del sistema, la cantidad diaria de agua a aplicar al filtro se distribuye en varias aplicaciones (12 a 24 veces al día). En esta modalidad el volumen de la cámara de dosificación es 0,5-1,5 veces el caudal de aguas a tratar diariamente (EPA, 2002,a).

En el caso de los filtros con recirculación, una fracción de los efluentes filtrados sale del sistema de tratamiento, mientras que el resto se envía a un depósito de recirculación, donde se mezcla con las aguas procedentes de la etapa de decantación-digestión, para ser de nuevo aplicado al filtro. Es decir, las aguas a tratar atraviesan varias veces el material filtrante. Las relaciones de recirculación oscilan entre 3:1 y 5:1, en relación con el caudal de salida de la etapa de tratamiento primario. En este caso, la frecuencia de dosificación de la alimentación al filtro es de unas 48 veces al día y la cámara de dosificación/recirculación presenta un volumen de 1,5 veces el caudal de aguas a tratar diariamente (EPA, 2002,b).

En los *Filtros Intermitentes de Arena* sin recirculación se recurre al empleo de arenas como material filtrante, con un tamaño efectivo de 0,25-1,00 mm y un coeficiente de uniformidad <4. Las arenas deben estar lavadas y el porcentaje de partículas finas que pasen a través de un tamiz de 0,074 mm no debe superar el 3% en peso (EPA, 2002,a).

En los *Filtros Intermitentes* con recirculación se suelen emplear gravas lavadas, con un tamaño efectivo de 3,0-20,0 mm, con un coeficiente de uniformidad <2,5. El porcentaje de partículas finas que pasen a través de un tamiz de 0,074 mm no debe superar el 3% en peso (EPA, 2002,b).

Para la colocación del sustrato en el interior de los filtros puede recurrirse a diversos métodos, tanto manuales como mecánicos, pero en todo caso se procurará no dañar la lámina impermeabilizante ni los sistemas de drenaje ni de ventilación.

- **Los elementos de entrada y salida**

El sistema de distribución del agua a tratar sobre el sustrato filtrante puede operar a presión (cuando se recurre a bombeo), o por gravedad (cuando las aguas proceden de sifones de descarga controlada).

Los elementos de entrada al sistema de *Filtros Intermitentes de Arena,* sin y con recirculación, se diseñan de forma que la distribución del agua sea lo más uniforme posible. Para ello, se suele recurrir al empleo de tuberías perforadas, que descargan las aguas por toda la superficie del filtro, sobre la que descansan. Habitualmente, las tuberías de alimentación presentan un diámetro de 32 mm, con una separación entre las mismas de 0,6 m. Estas tuberías cuentan con orificios de 3 mm de diámetro, separados entre sí 0,6 m. Para minimizar la posible obstrucción de los orificios, éstos se sitúan en la parte superior de las tuberías de distribución, si bien, para vaciar las tuberías entre dosificaciones de la alimentación, uno de cuatro orificios se orienta hacia abajo.

Las tuberías de alimentación se dotan de válvulas que permiten la limpieza de su interior mediante su vaciado.

Las aguas tratadas, tras atravesar verticalmente el sustrato filtrante, son recogidas por un conjunto de tuberías de drenaje, de unos 100 mm de diámetro, dispuestas en el fondo del filtro, que descargan en la arqueta de salida. Las ranuras de las tuberías de drenaje deben situarse hacia arriba, para evitar que los sólidos que van sedimentando en el interior de las tuberías puedan llegar a bloquear dichas ranuras. Estas tuberías quedan embutidas en una capa de grava, de unos 25-40 mm de tamaño, que impiden que el material filtrante tapone las ranuras.

6.3.7 Puesta en marcha

En primer lugar se debe comprobar la estanqueidad del recinto que contiene el lecho filtrante, para evitar episodios de contaminación de las aguas subterráneas.

La puesta en marcha del sistema se debe iniciar con la comprobación del correcto funcionamiento de los distintos elementos integrantes:

- Obra de llegada: aliviaderos y compuertas.
- Pretratamiento: rejas de desbaste y desarenado.
- Tratamiento primario: fosa séptica o tanque Imhoff.
- Sistema de dosificación intermitente (sifón de descarga controlada o bombeo).
- Sistema de recirculación (en su caso).
- Correcto reparto de las aguas sobre la superficie del material filtrante.
- Sistema de medida de caudal.

Desde el comienzo de la puesta en operación del filtro comienza el proceso depurativo, inicialmente basado en la retención de sólidos mediante el proceso de filtración de las aguas residuales a través del lecho de arena. A medida que transcurre el tiempo, alrededor de las partículas de arena se irá desarrollando la película bacteriana (1-2 semanas), que se encargará de la metabolización y degradación de la mayor parte de los contaminantes presentes en las aguas residuales.

También, en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR, con el objetivo de determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de DBO_5, DQO, MES y, N_T y P_T en su caso, los ratios energéticos de consumo, así como los problemas funcionales que se produzcan.

6.3.8 Explotación y mantenimiento

■ *Inspección rutinaria*

Para el rango de población en que se aconseja la implantación de *Filtros de Arena*, se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de dos veces por semana en las instalaciones de mayor tamaño (por encima de los 500 habitantes equivalentes), y semanal en las más pequeñas.

El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

- ♦ Fecha y hora de la visita a la estación depuradora
- ♦ Caudales tratados, anotando los valores registrados en los caudalímetros.
- ♦ Aspecto de las aguas residuales influentes y de los efluentes depurados.
- ♦ Posible acumulación permanente de agua en la superficie de la arena o grava.
- ♦ Anomalías en la obra civil.
- ♦ Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de rejas de desbaste y del desarenador, evacuación de los residuos generados en el pretratamiento, medición del espesor de fangos en la fosa séptica/tanque Imhoff, extracción de fangos en el tratamiento primario, rastrillado de los filtros, mantenimiento de taludes y viales, etc.
- ♦ Si la estación depuradora está dotada de energía eléctrica para el bombeo de las aguas residuales, el accionamiento del desbaste automático, la alimentación intermitente a los filtros, etc., se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes.
- ♦ En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas.

■ *Labores de explotación*

Las labores de explotación (y su frecuencia) referentes a las etapas de pretratamiento (desbaste y desarenado) y tratamiento primario (fosa séptica/tanque Imhoff) ya se detallaron en los Capítulos 4 y 5. En lo referente a los propios *Filtros Intermitentes de Arena* estas labores se centran en:

- ♦ En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento del sistema de dosificación de la alimentación al filtro (sifón o bombeo).
- ♦ Se comprobará en cada visita que se efectúe a la planta de tratamiento que no se forman charcos permanentes sobre la superficie de la arena/grava (síntoma de colmatación del sustrato filtrante) y la correcta distribución de las aguas a tratar sobre toda la superficie del filtro. Distribuciones deficientes traerán como consecuencia una acusada disminución en los rendimientos de depuración.

- En el caso de los filtros con recirculación debe comprobarse, en cada visita, el correcto funcionamiento de la misma, para que se cumpla la relación entre el caudal recirculación y el caudal de aguas a tratar, que se haya fijado en el diseño de la unidad de tratamiento.
- Mensualmente es preciso proceder a la limpieza de las tuberías de alimentación, haciendo uso de las válvulas que permiten su total vaciado.
- Trimestralmente se procederá a rastrillar la superficie de los filtros.

Seguimiento: controles internos y externos

Para poder determinar los rendimientos de depuración alcanzados en la estación de tratamiento, con objeto de poder evaluar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, se hace necesaria la toma periódica de muestras tanto de las aguas residuales influentes como de los efluentes depurados.

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son fundamentalmente:

- Control del agua residual
  - Caudales diarios (m^3/d)
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Calidad exigida del efluente
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Control de la operación de los filtros
  - Carga orgánica con la que operan los filtros (g $DBO_5/m^2.d$): calculada en función del caudal tratado de agua residual, de su concentración, del rendimiento alcanzado en las etapas previas y de la superficie filtrante.
  - Carga hidráulica con la que operan los filtros (m/h): calculada en función del caudal tratado de agua residual, del caudal de recirculación en su caso, y de la superficie filtrante.

La frecuencia de estos controles será igual que la se aplique para los controles analíticos de entrada y salida que exige la Directiva 91/271/CEE, salvo en lo referente al control de los caudales entrantes a la instalación de tratamiento, que tendrá la misma frecuencia que la establecida para las visitas de los operarios a las instalaciones.

Para poder evaluar el comportamiento de la etapa de tratamiento primario, desde el punto de vista de eliminación de materia y suspensión, se propone que además de analizar del agua residual de entrada y los efluentes depurados, se proceda, con la misma frecuencia que indica la Directiva, al muestreo de los propios efluentes de este tratamiento.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados durante el pretratamiento provenientes de las unidades de desbaste y desarenado, así como los fangos generados en el tratamiento primario, se gestionarán tal y como se indica en los Capítulos 4, 5 y 9.

Los residuos que se extraigan del rastrillado periódico de la superficie de los filtros, se gestionará de forma análoga a las arenas retenidas en el pretratamiento.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento constará de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de los equipos electromecánicos, de la obra civil y de las conducciones.
- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos, etc.

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La Tabla 6.16 muestra las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *Filtros Intermitentes de Arena*, junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 6.16. Principales anomalías en Filtros Intermitentes de Arena, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Deficiente calidad de los efluentes finales	Creación de caminos preferenciales en la arena	Cavado en profundidad de la capa de arena para removerla y eliminar estos caminos
	Vertidos industriales a la red de alcantarillado	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
Rápida colmatación de la superficie filtrante	Presencia excesiva de finos en el material filtrante	Selección rigurosa del material filtrante
	Deficiente funcionamiento de las etapas de pretratamiento y/o tratamiento primario	Correcta explotación y mantenimiento de estas etapas
	Mal funcionamiento del sistema de reparto del agua sobre la arena	Control del reparto homogéneo de la alimentación sobre toda la superficie filtrante
	Presencia de elevadas concentraciones de sólidos en suspensión y/o aceites y grasas en las aguas a tratar.	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
		Ante situaciones de colmatación del sustrato filtrante, será necesario proceder a eliminación de los primeros centímetros de su espesor y a la reposición con nueva arena de la capa eliminada

6.4 INFILTRACIÓN-PERCOLACIÓN

6.4.1 Fundamentos

El tratamiento de las aguas residuales mediante sistemas de *Infiltración-Percolación (I-P)* se basa en una filtración biológica aerobia sobre soporte granular fino. Para ello, las aguas a tratar, tras una etapa de tratamiento primario, se hacen pasar a través de un medio granular insaturado, que sirve de soporte para la fijación de la biomasa bacteriana, principal responsable, mediante procesos aerobios de degradación, de la eliminación de los contaminantes presentes en las aguas residuales (Salgot *et al.,* 1996; Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007).

Este sistema de tratamiento se fundamente en dos mecanismos básicos (Oficina Internacional del Agua, 2001):

- La *filtración superficial:* quedando retenida en la superficie del lecho filtrante la mayor parte de la materia en suspensión de las aguas a tratar y, por tanto, una parte importante de la contaminación de naturaleza orgánica.

- La *oxidación biológica*: el medio granular del medio filtrante sirve de soporte para la fijación de una biomasa bacteriana aerobia, responsable de la oxidación de los compuestos contaminantes que se presentan en forma disuelta o coloidal.

De forma más detallada, la Tabla 6.17 muestra los principales mecanismos de eliminación de los contaminantes presentes en la aguas residuales, cuando se someten a un proceso de *Infiltración-Percolación* (Folch, 1997).

Tabla 6.17. Mecanismos de eliminación de contaminantes en los sistemas de Infiltración-Percolación

Componente del agua residual	Mecanismos de eliminación
Sólidos en suspensión	Sedimentación Filtración
DQO disuelta	Oxidación biológica
DQO particulada	Filtración
Nitrógeno	Oxidación química del nitrógeno orgánico y del nitrógeno amoniacal
Patógenos	Sedimentación Filtración Radiación UV Depredación bacteriana Adsorción
Metales	Se desconoce

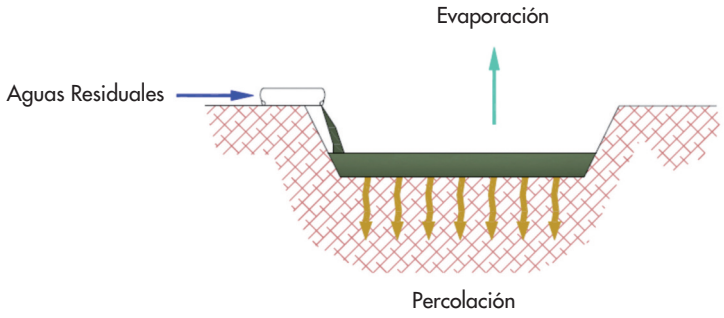
El término *Infiltración-Percolación* se ha empleado para designar al sistema de tratamiento de las aguas residuales por aplicación superficial al terreno, también conocido como Infil-

tración Rápida (Oficina Internacional del Agua, 2001), y definido como *"la aplicación controlada del agua residual sobre balsas superficiales, construidas en suelos de permeabilidad media a alta (con una capacidad de infiltración que oscila entre 10 y 60 cm/día)"* (IGME, 2002).

Bajo esta modalidad de *Infiltración-Percolación*, las aguas residuales pretratadas se aplican intermitentemente al terreno, generalmente mediante balsas de infiltración de poca profundidad. La alternancia de las balsas en operación permite mantener en condiciones de aerobiosis las primeras capas del sustrato filtrante.

Al trabajar con cargas hidráulicas elevadas, las pérdidas por evaporación tan sólo suponen una pequeña fracción del agua aplicada, percolando la mayor parte del agua a través del terreno, lográndose en este tránsito la reducción de los contaminantes presentes en las aguas (Figura 6.30). En esta modalidad de *Infiltración-Percolación* no se recuperan las aguas tratadas mediante sistemas de drenaje, sino que fluyen a través del terreno hasta llegar al freático.

Figura 6.30. Esquema de un proceso de Inflitración-Percolación

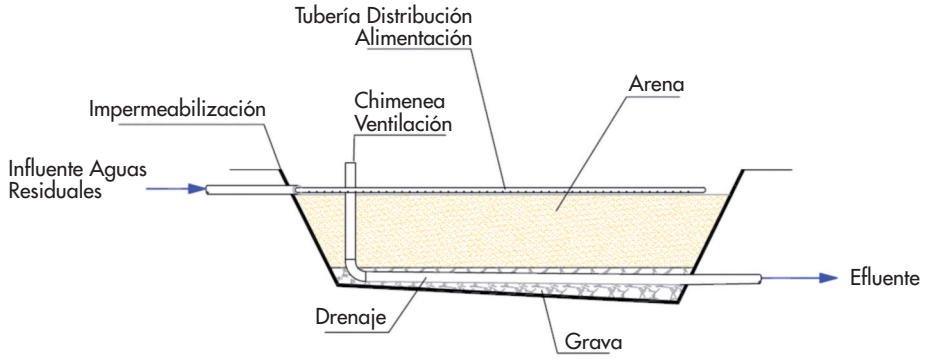


Para minimizar los riesgos de colmatación de la superficie inferior de las balsas de infiltración, se precisa que las aguas tras el pretratamiento se sometan a una etapa de tratamiento primario, generalmente en balsas de decantación.

El Instituto Geológico y Minero de España (IGME), ha realizado experiencias con este tipo de tratamiento en Dehesas de Guadix (Granada) y Mazagón (Huelva), (IGME, 2002).

Otra modalidad de la tecnología de *Infiltración-Percolación*, denominada en ocasiones *Infiltración-Percolación modificada* (Salgot *et al.*, 2000), opera con recintos de infiltración impermeabilizados, y cuenta con un sistema de drenaje inferior para la recolección de los efluentes filtrados (Figura 6.31). Esta es la modalidad que se desarrolla con detalle en los siguientes apartados.

Figura 6.31. Esquema de un proceso de Inflitración-Percolación modificada



La aireación del sustrato filtrante, imprescindible para mantener en él condiciones aerobias, se logra mediante (Oficina Internacional del Agua, 2001; Brissaud *et al.,* 2007):

- La alimentación intermitente del sustrato filtrante, que permite fenómenos de convección, al irse desplazando hacia abajo la lámina de agua, entre dos alimentaciones sucesivas.

- La difusión del oxígeno a través del sustrato filtrante, tanto desde su superficie como desde los sistemas de drenaje colocados en el fondo, conectados a chimeneas que sobresalen por la superficie de los filtros.

La granulometría del sustrato filtrante debe ser suficientemente grande para garantizar la renovación rápida de la fase gaseosa, pero al mismo tiempo debe ser lo suficiente fina para poder retener la mayor parte de los sólidos en suspensión y limitar las velocidades de percolación (Salgot *et al.,* 2008).

La oxidación biológica de la materia orgánica, presente en las aguas a tratar, se traduce en el crecimiento de la biomasa adherida al sustrato filtrante. Este crecimiento debe regularse para prevenir la colmatación del medio poroso. Para ello se dispone de varias unidades de *Infiltración-Percolación* que se alimentan de forma alternada. Durante los períodos de reposo, tiene lugar una disminución de la biopelícula por fenómenos de depredación y desecación.

Figura 6.32. Instalación de afino mediante Infiltración-Percolación en la EDAR de Palamós/Vall-llòbrega (Girona)

Normalmente, las instalaciones de *Infiltración-Percolación* constan de tres unidades de filtración, que operan durante 3-4 días y des-

cansan durante 6-8 días (Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007). En instalaciones pequeñas (menores de 100 h-e) se puede operar con tan sólo dos unidades dispuestas en paralelo, que alternan su estado de operación/reposo cada 3-4 días.

También se emplean los sistemas de *Infiltración-Percolación*, a modo de tratamiento de afino, en procesos de regeneración de las aguas residuales, como paso previo a su desinfección, con vistas a su reutilización o recarga (Salgot *et al.,* 2000).

6.4.2 Diagramas de flujo

En el rango de 200 a 500 h-e la etapa de desbaste estará constituida por un doble canal, que acogerá una reja de gruesos de limpieza automática, disponiéndose en paralelo otra reja de gruesos de limpieza manual, que actuará a modo de by-pass. Para el rango superior (500-1.000 h-e), el desbaste será similar, pero tras la reja automática de gruesos se dispondrá otra de finos de limpieza automática. Tras la operación de desbaste, en el caso de redes de saneamiento unitarias, las aguas pasarán a un desarenador estático de limpieza manual.

Para los rangos de población más bajos, 50-200 h-e, la etapa de desbaste constará con una reja de gruesos de limpieza manual, dotada con dispositivo de by-pass.

Si las aguas a tratar no presentan elevadas concentraciones de grasas, una vez desarenadas podrán pasar a la etapa de tratamiento primario. En caso contrario será precisa la implantación de un desengrasador estático.

El tratamiento primario, constituido normalmente por una fosa séptica (instalaciones menores de 200 h-e), o un tanque Imhoff, tiene por objeto eliminar la mayor parte de las partículas en suspensión (sedimentables y flotantes) que, de no retirarse, podrían provocar la rápida colmatación de la superficie filtrante. En ocasiones también se recurre al empleo de lagunas de decantación para la reducción de la materia en suspensión (Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007).

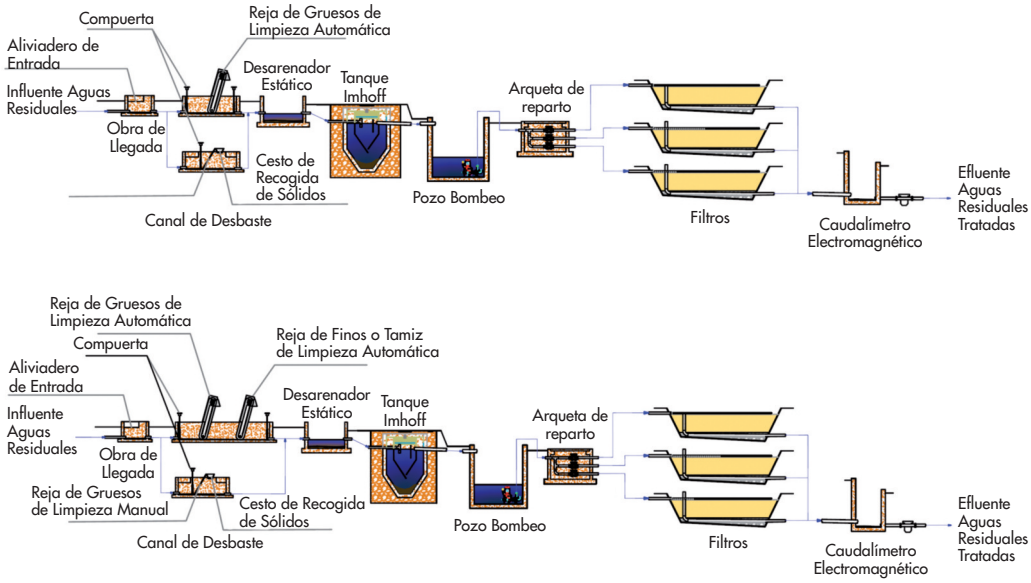
El correcto diseño y funcionamiento de la etapa de tratamiento primario son básicos para el buen funcionamiento de los sistemas de *Infiltración-Percolación*, al basarse éstos en el tránsito de las aguas a tratar a través de un sustrato filtrante y al objeto de minimizar los riesgos de colmatación de dicho sustrato.

Para lograr que la alimentación a los filtros se produzca de forma intermitente, se recurre a bombeo (comandado por boyas o por temporizador), o al empleo de sifones de descarga controlada, cuando la topografía de la zona lo permite.

A la salida de los efluentes tratados debe disponerse un sistema de medición de caudales, recomendándose el empleo de caudalímetros electromagnéticos dotados de totalizador (Figura 6.33).

Como se observa, esta modalidad de tratamiento guarda una gran similitud con la primera etapa de las instalaciones de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical en paralelo/serie (ver apartado 6.2.2).

Figura 6.33. Diagramas de flujo de sistemas de Infiltración-Percolación (para 200-500 h-e y 500-1.000 h-e, respectivamente)



6.4.3 Características del tratamiento

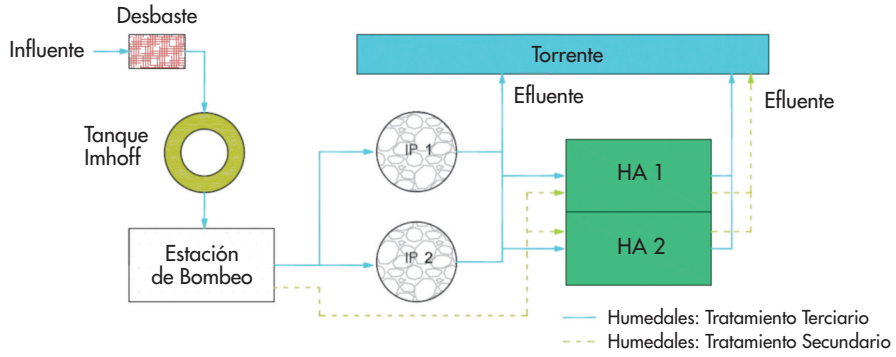
■ Rendimientos de depuración característicos

En este apartado se analiza el comportamiento de la EDAR de Els Hostalets de Pierola (Barcelona), una de las pocas existentes en nuestro país con esta tecnología de tratamiento, en el período 1999-2000 (Lucero *et al.*, 2008).

La EDAR, construida en 1999 para tratar las aguas residuales generadas por una población estable de 1.200 h-e., consta de un pretratamiento, seguido de una etapa decantación-digestión mediante tanque Imhoff y de un tanque de homogenización. El agua procedente del tanque de homogeneización se distribuye a dos unidades de *Infiltración-Percolación*, que alternan periodos de funcionamiento con periodos de reposo (o secado). Adicionalmente, se disponen dos Humedales Artificiales, que pueden tratar, a modo de afino, parte de los efluentes procedentes de las unidades de *Infiltración-Percolación* (Figura 6.34) (Lucero *et al.*, 2008).

Figura 6.35. Unidad de Infiltración-Percolación en la EDAR de Els Hostalets de Pierola (Barcelona)

Figura 6.34. Diagrama de flujo de la EDAR de Els Hostalets de Pierola (Barcelona)



Las características de las unidades de *Infiltración-Percolación* se muestran en la Tabla 6.18 (Lucero *et al.*, 2008).

Tabla 6.18. Características de las unidades de Infiltración-Percolación de la EDAR de Els Hostalets de Pierola (Barcelona)

Características	Sistemas Infiltración-Percolación
Número de unidades de Infiltración-Percolación	2
Forma de la superficie filtrante	Circular
Superficie filtrante total	2 x 875 m^2
Impermeabilización	Polietileno 1,5 mm Geotextil 150 g/m^2 por encima y debajo del polietileno
Espesor de la capa flitrante	150 cm arena 20 cm de grava 8-20 mm 30 cm de grava 20-40 mm
Número de sectores	7 (5 en operaciones y 2 en reposo), en cada unidad de filtración
Características de la arena	d_{10} = 0,32-0,50 mm C_u = 3,12 Contenido en finos < 3%
Sistema de reparto de la alimentación discontinua	Pivote giratorio de 22 palas

Los filtros cuentan con un sistema de aireación pasiva, que permite la entrada de aire desde la superficie del filtro hacia el interior del mismo, a una profundidad de 0,90 m.

La alimentación de los lechos se realiza mediante emisores instalados en un pivote de riego. El sistema de distribución está provisto de 22 palas espaciadas regularmente, de

tal manera que se asegura la distribución uniforme del agua sobre la superficie del filtro. La carga hidráulica diaria a tratar se aplica por lotes en 5 sectores, mientras que dos de ellos descansan, con la finalidad de controlar el crecimiento de la biopelícula.

Los efluentes se recogen por el fondo de los lechos filtrantes, mediante tuberías de drenaje, que los conducen a una arqueta, desde donde se vierten al medio receptor. Operando con caudales medios de 55,8 m^3/d, por unidad de infiltración, el sistema se ha comportado de acuerdo a los datos que se muestran en la Tabla 6.19 (Lucero *et al.*, 2008).

Tabla 6.19. Rendimiento de un sistema de Infiltración-Percolación (EDAR de Els Hostalets de Pierola (Barcelona)

Parámetro	Influente a la I-P	Efluente de la I-P	Rendimientos
pH	7,4±0,3	7,0±0,1	n.a.
C.E. (dS/m)	1,9±0,4	2,0±0,3	n.a.
DQO (mg O_2/l)	748,3±377,4	97,8±33,9	86,9
Sólidos en suspensión (mg/l)	206,4±118,4	2,6±2,4	98,7
N-NH_{4+} (mg/l)	55,1±11,7	9,3±9,1	83,1
N-NO_{3-} (mg/l)	0,8±0,8	30,0±13,2	n.a.
CF (ulog/100 ml)	7,2±0,3	3,7±1,1	3,5*

n.a. no aplicable
* Reducción de U log

En lo referente a la eliminación de fósforo, algunos investigadores, (Duchemin, 1994), han observado reducciones del orden del 60-70% durante los 3-4 primeros años de operación, para ir descendiendo posteriormente estos rendimientos, hasta hacerse negativos a los 8-10 de funcionamiento.

La eliminaación de organismos patógenos viene condicionada, principalmente, por el espesor del sustrato filtrante, observándose rendimientos muy bajos para espesores de 0,8 a 1,0 m, que se incrementan hasta 2 u log para espesores de 2,5 a 3,0 m, y que llegan a alcanzar las 3 u log por encima de los 3,0 m (Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007).

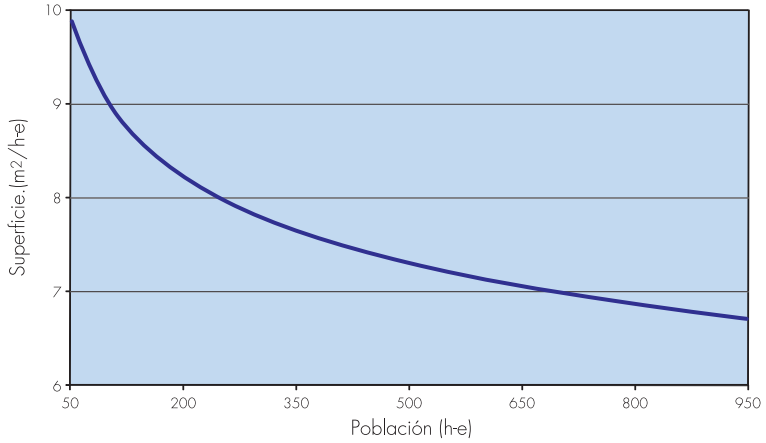
- ***Rango de aplicación***

Los sistemas de de tratamiento de aguas residuales urbanas mediante *Infiltración-Percolación* se emplean preferentemente por debajo de los 1.000 habitantes equivalentes *(*Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007).

- ***Estimación de la superficie requerida para la implantación***

La Figura 6.36 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente servido para la implantación de esta tecnología de tratamiento. Para el cálculo de esta superficie se

Figura 6.36. Superficie por habitante equivalente servido necesaria para la implantación de un sistema de Infiltración-Percolación



han seguido las pautas recogidas en el Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

- ***Influencia de las condiciones meteorológicas***

Los sistemas de *Infiltración-Percolación* están expuestos a cambios en las condiciones ambientales bajo las que operan, siendo la temperatura el factor que más afecta a su rendimiento, al igual que ocurre con el resto de tecnologías de tratamiento de las aguas residuales. Metcalf&Eddy (2000) recomienda que la temperatura del sustrato filtrante no baje de 5 °C.

En las ubicaciones en zonas con inviernos muy fríos, donde se alcancen temperaturas ambiente bajo cero, se suele dotar a los filtros de una cubierta, como sistema de protección térmica, para evitar la congelación del agua en los sistemas de distribución sobre los filtros, lo que detendría la filtración y, por tanto, los procesos de depuración.

- ***Influencia de las características del terreno***

Dada los relativamente altos requisitos de superficie que requiere este tipo de tratamiento, las características del terreno disponible para su implantación juegan un papel importante a la hora de su selección.

Al construirse generalmente los sistemas de *Infiltración-Percolación* por excavación en el terreno y ser precisa la impermeabilización del confinamiento, aquellos terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implantación.

La disponibilidad de terrenos con pendientes moderadas facilita el poder acudir a la implantación de sifones para lograr la alimentación intermitente a los filtros.

- ***Versatilidad del tratamiento***

  - *Capacidad de adaptación ante puntas diarias de caudal y contaminación*

    Dado que los sistemas de *Infiltración-Percolación* cuentan con cámaras de dosificación, que permiten su alimentación intermitente, y que el volumen de estas cámaras es del orden de una vez el caudal diario tratado de aguas residuales, esta tecnología de tratamiento cuenta con cierta capacidad para hacer frente a las oscilaciones de caudal y contaminación propias de las pequeñas aglomeraciones, lo que permite una alimentación más uniforme en el tiempo a los filtros. Además, la propia etapa de tratamiento primario, en el caso de las fosas sépticas, también permite una cierta amortiguación de las puntas de contaminación.

  - *Capacidad de adaptación ante sobrecargas (hidráulicas y orgánicas)*

    Dado el corto espacio de tiempo que tardan las aguas en atravesar el sustrato filtrante, su capacidad de adaptación a sobrecargas hidráulicas es muy limitada. Varios autores concluyen que el incremento de la carga hidráulica aplicada ejerce una mayor influencia sobre la calidad del efluente final que el de la carga contaminante, al aumentar el número de dosificaciones de la alimentación y disminuir, por tanto, los tiempos de reposo (aireación) de los filtros (Lucero *et al.,* 2008).

  - *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

    Debido a la escasa capacidad de maniobra sobre los filtros una vez construidos, se hace necesario que en su dimensionamiento se tengan en cuenta los incrementos de caudal y carga que se generan cuando la población a tratar experimente variaciones estacionales, empleando para el diseño los valores de caudal y carga que se estimen para esas situaciones. Si las variaciones estacionales así lo justifican, pueden construirse varios filtros en paralelo, que irán entrando en operación de forma progresiva, para poder dar respuesta a los incrementos en los caudales de aguas a tratar. La rápida puesta en marcha de los filtros favorece esta forma de operar.

- ***Complejidad de explotación y mantenimiento***

  Las operaciones de explotación y mantenimiento de los sistemas de *Infiltración-Percolación* son simples, limitándose a inspecciones rutinarias, evacuación de los residuos generados en las rejas de desbaste y desarenadores, comprobación del correcto funcionamiento del sifón o bombeo para la alimentación intermitente, control del adecuado reparto de las aguas a tratar sobre el sustrato filtrante, rastrillado de la superficie de los filtros, purga periódica de fangos generados en el tratamiento primario y mantenimiento de la obra civil.

  La implantación de desbastes automáticos y de bombeos, para lograr la alimentación intermitente, hace precisa la presencia de un personal de mantenimiento con cierta cualificación técnica.

Impactos ambientales

Al recurrir la etapa de tratamiento primario a la implantación de fosas sépticas o tanques Imhoff, se generarán impactos olfativos en las inmediaciones de estos tratamientos, como consecuencia de los gases que escapan de las mismas y en los que se encuentran compuestos azufrados. Estos impactos pueden minimizarse mediante el empleo de filtros de carbón o de turba, dispuestos en las chimeneas de venteo.

Si la intermitencia a la alimentación de los filtros se logra mediante la implantación de sifones, la instalación no precisa de equipos electromecánicos para su operación, por lo que los impactos sonoros son nulos. Si es preciso, por la topografía del lugar, recurrir al bombeo de los efluentes del tratamiento primario, dada la escasa potencia de bombeo que se precisa, los impactos sonoros son muy reducidos. En lo relativo a los impactos visuales, éstos son mínimos al construirse, generalmente, los filtros por excavación en el terreno.

Producción de fangos y otros subproductos

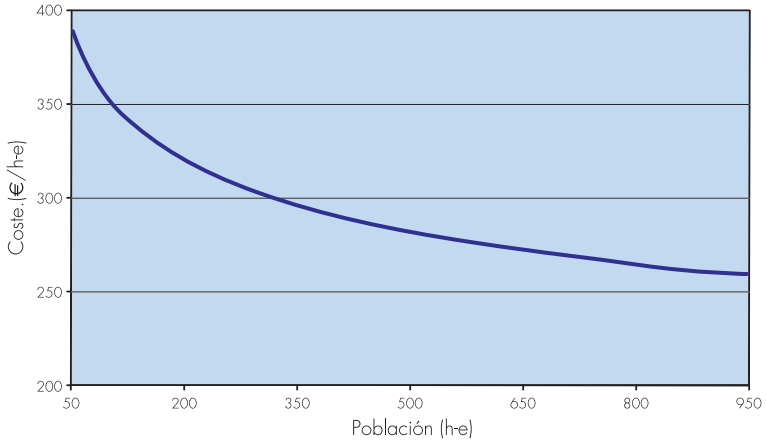
En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y de desarenado (ver Capítulo 4). La producción de fangos en la etapa de tratamiento primario (fosas sépticas y tanques Imhoff) se estima en unos 150-250 l/h-e.año.

6.4.4 Costes

Estimación de los costes de implantación

La Figura 6.37 muestra los costes de implantación de un sistema de *Infiltración-Percolación* en función de la población equivalente servida.

Figura 6.37. Costes de implantación por población equivalente servida de un sistema de Infiltración-Percolación



Para la estimación de estos costes de implantación, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes premisas:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste de acuerdo a:
  - 50-200 h-e: canal con reja de gruesos de limpieza manual, dada la gran influencia que tiene, para este rango de población, el empleo de un desbaste automático sobre los costes de implantación.
  - 200-500 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
  - 500-1.000 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza manual, ejecutado en obra civil.
- Se consideran tanques Imhoff prefabricados en PRFV.
- A la arqueta de bombeo se la ha dado un volumen igual al del agua a tratar diariamente.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.
- El recinto de los filtros se impermeabiliza con lámina de PEAD de 1,5 mm.

Consumo energético

Si la topografía es la adecuada, para que el agua a tratar pueda discurrir por gravedad entre los diferentes elementos integrantes del sistema de tratamiento, los sistemas de *Infiltración-Percolación* pueden operar sin ningún consumo energético, al no necesitar de equipos electromecánicos para su funcionamiento, y siempre que la intermitencia en su alimentación pueda conseguirse mediante el uso de sifones. En caso contrario, será necesario recurrir a alimentación intermitente mediante bombeo, comandado por sondas de nivel o temporización. En esta situación, los equipos de bombeo serán de reducida potencia (del orden de 1 kW), dado que no se precisa elevar el agua a una gran altura y que los caudales a vehicular son pequeños.

Para la implantación de rejas de desbaste automáticas, la potencia necesaria para elfuncionamiento de los mecanismos de limpieza es del orden de 0,5 kW.

Estimación de los costes de explotación y mantenimiento

La Tabla 6.20 muestra los costes de explotación y mantenimiento de un sistema de *Infiltración-Percolación*, desglosados según actividad y frecuencia de la misma, para distintas poblaciones equivalentes servidas.

Tabla 6.20. Costes de explotación y mantenimiento de un sistema de Infiltración-Percolación

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento del operario	25	1 vez/semana	1	1.300,00	2 veces/semana	1	2.600,00	2 veces/semana	1	2.600,00
Pretratamiento										
Limpieza de la reja de desbaste	16	1 vez/semana	0,17	141,44	–	–	–	–	–	–
Limpieza del desarenador	16	1 vez/semana	0,20	166,40	2 veces/semana	0,35	582,40	2 veces/semana	0,50	832,00
Tratamiento primario										
Inspección, y medición espesores flotantes y fangos	16	1 vez/año	1	16,00	2 veces/año	1	32,00	2 veces/año	1	32,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	1 vez/año	20	300,00	2 veces/año	35	1.050,00	2 veces/año	70	2.100,00
Filtros										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Inspección general: comprobación dispositivo alternancia alimentación y de su reparto uniforme	16	1 vez/semana	0,17	141,44	2 veces/semana	0,25	416,00	2 veces/semana	0,33	549,12
Limpieza tuberías distribución	16	1 vez/mes	1	192,00	1 vez/mes	2	384,00	1 vez/mes	3	576,00
Rastrillado del filtro	16	4 veces/año	2	128,00	4 veces/año	4	256,00	4 veces/año	8	512,00

Tabla 6.20. Costes de explotación y mantenimiento de un sistema de Infiltración-Percolación (continuación)

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	Coste horario (€/kWh)		Consumo (kWh/a)	Coste anual (€)		Consumo (kWh/a)	Coste anual (€)		Consumo (kWh/a)	Coste anual (€)
Consumo energético										
Desbaste automático	0,09	–	–	–	–	750	67,50	–	1.500	135,00
Bombeo a filtros	0,09	–	683	61,47	–	3.330	299,70	–	6.705	603,45
Mantenimiento										
Operación	Coste horario (€/h)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)	Frecuencia	Tiempo (h)	Coste anual (€)
Mantenimiento obra civil	16	24 veces/año	2	768,00	24 veces/año	7	2.688,00	24 veces/año	13	4.992,00
Seguimiento										
Operación	Coste (€/a)	Frecuencia		Coste anual (€)	Frecuencia		Coste anual (€)	Frecuencia		Coste anual (€)
Control analítico	300	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**4.414,75**			**9.576,60**			**14.131,57**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**41,15**			**19,15**			**14,13**

6.4.5 Ventajas e inconvenientes

Ventajas

Las principales ventajas del empleo de los sistemas de *Infiltración-Percolación* en el tratamiento de las aguas residuales urbanas estriban en:

- Sencillez operativa.
- Consumo energético nulo si las aguas residuales a tratar pueden circular por gravedad entre sus distintos elementos.
- Costes moderados de implantación.
- Bajo coste de explotación y mantenimiento.
- Mínima producción de olores, concentrados en los tratamientos previos a los filtros.
- Rápida puesta en operación.
- Pueden alcanzar elevados rendimientos de eliminación de materia en suspensión y materia orgánica.
- Elevados niveles de eliminación de organismos patógenos cuando se trabaja con espesores de filtros mayores de 3 m.
- Se alcanzan elevados niveles de nitrificación.

Inconvenientes

Como principales desventajas pueden citarse:

- Requieren de una mayor superficie de terreno para su implantación que las tecnologías intensivas, reduciendo su aplicación a las pequeñas aglomeraciones urbanas y repercutiendo notablemente en la inversión cuando se hace necesaria la adquisición de los terrenos.
- Presentan riesgo de colmatación del sustrato si éste no se elige convenientemente, no funcionan correctamente las etapas de pretratamiento y tratamiento primario, o si la instalación recibe vertidos anómalos con elevadas concentraciones de sólidos en suspensión y/o grasas, y éstos no quedan retenidos en las etapas previas a los filtros.
- Si el material disponible localmente no es adecuado para la filtración, se pueden incrementar notablemente los costes de implantación.
- Poca flexibilidad debido a que existen pocos factores de control regulables durante la operación, por lo que es muy importante que los sistemas de *Infiltración-Percolación* estén bien concebidos, dimensionados y construidos.
- Sensible a heladas.
- Necesidad de alternar períodos de operación y de reposo.

6.4.6 Diseño y construcción

■ *Criterios de diseño*

♦ *Datos previos para el diseño*

Para el diseño de un sistema de *Infiltración-Percolación* se precisa conocer:

- Caudales de las aguas a tratar: caudal medio, Q_{md}, (m^3/d), caudal máximo, Q_{max} (m^3/h) y caudal mínimo, Q_{min}, (m^3/h), estos dos últimos para el dimensionamiento del pretratamiento y del tratamiento primario.
- Concentración de las aguas a tratar: $DBO_{5(e)}$ (mg/l). Permite determinar, junto con el caudal medio de aguas residuales, la población equivalente a tratar.

♦ *Parámetros de diseño*

Los sistemas de tratamiento de las aguas residuales mediante *Infiltración-Percolación* se dimensionan en base a datos empíricos, para que operen con cargas orgánicas de 40 g $DBO_5/m^2.d$ (1,5 m^2/h.e.) (Oficina Internacional del Agua, 2001; Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007).

Frecuentemente se diseñan tres unidades de filtración, o múltiplos de tres, que operan durante 3-4 días y descansan 6-8 días (Oficina Internacional del Agua, 2001). El número de unidades de filtración es función de la superficie total de filtración que se precise y de la superficie máxima de cada unidad de filtración, que permita un reparto uniforme del agua a tratar sobre la misma.

La alimentación a los filtros en operación debe repartirse en 3-6 dosis diarias (Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007).

■ Criterios de construcción

♦ *El confinamiento*

Los sistemas de *Infiltración-Percolación* se suelen construir por excavación en el terreno, presentando formas geométricas tanto rectangulares, como cuadradas o circulares.

En caso de que la evacuación de las aguas tratadas se efectúe por drenaje, se precisa impermeabilizar el confinamiento que acoge al sustrato filtrante, generalmente mediante el empleo de láminas plásticas, protegidas por capas de geotextil.

Unos 20-30 cm por encima de la superficie de los filtros debe disponerse un sistema que permita la evacuación de las aguas, en caso de fuertes precipitaciones.

La arena que se emplee como sustrato filtrante se recomienda que tenga un d_{10} comprendido entre 0,25 y 0,40 mm, un coeficiente de uniformidad, C_u, entre 3 y 6, y un contenido en finos inferior al 2,5% (Liénard *et al.,* 2001; Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007). La arena debe ser de naturaleza silícea y deben lavarse antes de su colocación. La correcta selección del material filtrante constituye un punto crítico para el correcto funcionamiento de esta tecnología de depuración.

El espesor del lecho filtrante dependerá del objetivo del sistema de infiltración-percolación. Si la eliminación de indicadores de contaminación fecal no forma parte de los objetivos de la instalación, un espesor de macizo filtrante de 80 cm es suficiente. En caso de que la infiltración-percolación tenga como una de las funciones la eliminación de los microorganismos patógenos, el espesor del macizo filtrante dependerá del nivel de desinfección esperado, recomendándose, generalmente, un espesor de 1,5 m (Salgot *et al.,* 2008).

La ventilación del sustrato filtrante se favorece mediante la implantación de chimeneas de ventilación, que arrancan de las tuberías de drenaje, atraviesan el sustrato filtrante y emergen por su superficie, permitiendo el tránsito del oxígeno desde el fondo hacia la arena.

Para la colocación del sustrato en el interior de los filtros puede recurrirse a diversos métodos, tanto manuales como mecánicos, pero en todo caso se procurará no dañar la lámina impermeabilizante ni los sistemas de drenaje ni de ventilación.

- **Los elementos de entrada y salida**

La alimentación de las unidades de filtración se realiza siempre de manera secuencial. Para ello se recurre a sistemas de bombeo, comandados por sondas de nivel o, cuando la topografía lo permite, al empleo de sifones. Tras las etapas de pretratamiento-tratamiento primario, las aguas se envían a balsas o depósitos de regulación, que deben permitir alimentar a los lechos a razón de 3-6 dosis diarias (Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007).

En los depósitos de regulación se ubican los dispositivos de alimentación, que envían las aguas al sistema de distribución, que debe permitir un reparto uniforme de la lámina de agua a infiltrar sobre la totalidad de la superficie filtrante disponible. Para ello, el sistema de riego más utilizado en las unidades de *Infiltración-Percolación* es por "inmersión", mediante tuberías perforadas (Salgot *et al.,* 2008).

También se puede recurrir al reparto de las aguas por aspersión, para lo que se emplean pivotes de riego, que disponen de tubos espaciados regularmente, que presentan en la parte inferior unas palas (o difusores, en los casos en que la *Infiltración-Percolación* se emplee a modo de afino, y por tanto, reciba aguas con bajos niveles de materia en suspensión) (Salgot *et al.,* 2008).

Con relación a los elementos de salida, si la evacuación de las aguas tratadas se realiza directamente al subsuelo, se hace preciso la implantación de piezómetros, que permitan analizar las características de las aguas permeadas. En este caso, se precisa un estudio previo de la capacidad de infiltración del terreno y un estudio hidrogeológico para determinar el nivel del freático y su estado.

Cuando se procede a recoger las aguas filtradas, se recurre al empleo de tuberías de drenaje, de unos 120 mm de diámetro y separadas entre sí unos 4 m. Estas tuberías quedan embutidas en una capa de gravilla, de 20-40 mm de tamaño, que se extiende por la parte inferior de los filtros.

6.4.7 Puesta en marcha

En primer lugar se debe comprobar la estanqueidad del recinto que contiene el lecho filtrante, para evitar episodios de contaminación de las aguas subterráneas.

La puesta en marcha del sistema se debe iniciar con la comprobación del correcto funcionamiento de los distintos elementos integrantes:

- Obra de llegada: aliviaderos y compuertas.
- Pretratamiento: rejas de desbaste y desarenado.
- Tratamiento primario: fosa séptica o tanque Imhoff.
- Sistema de dosificación intermitente (sifón de descarga controlada o bombeo).
- Correcto reparto de las aguas sobre la superficie del material filtrante.
- Sistema de medida de caudal.

Desde el comienzo de la puesta en operación de los filtros comienza el proceso depurativo, inicialmente basado en la retención de sólidos mediante el proceso de filtración de las aguas residuales a través del lecho de arena. A medida que transcurre el tiempo, alrededor de las partículas de arena se irá desarrollando la película bacteriana (1-2 semanas), que se encargará de la metabolización y degradación de la mayor parte de los contaminantes presentes en las aguas residuales.

También, en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR, con el objetivo de determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de DBO_5, DQO, MES y, N_T y P_T en su caso, los ratios energéticos de consumo, así como los problemas funcionales que se produzcan.

6.4.8 Explotación y mantenimiento

- ***Inspección rutinaria***

  Para el rango de población en que se aconseja la implantación de los sistemas de *Infiltración-Percolación*, se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de dos veces por semana en las instalaciones de mayor tamaño (por encima de los 500 habitantes equivalentes), y semanal en las más pequeñas.

  El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Caudales tratados, anotando los valores registrados en los caudalímetros.
- Aspecto de las aguas residuales influentes y de los efluentes depurados.
- Posible acumulación permanente de agua en la superficie de la arena.
- Anomalías en la obra civil.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de rejas de desbaste y del desarenador, evacuación de los residuos generados en el pretratamiento, medición del espesor de fangos en la fosa séptica/tanque Imhoff, extracción de fangos en el tratamiento primario, rastrillado de los filtros, mantenimiento de taludes y viales, etc.
- Si la estación depuradora está dotada de energía eléctrica para el bombeo de las aguas residuales, el accionamiento del desbaste automático, la alimentación intermitente a los filtros, etc., se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes.
- En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas.

Labores de explotación

Las labores de explotación (y su frecuencia) referentes a las etapas de pretratamiento (desbaste y desarenado) y tratamiento primario (fosa sética/tanque Imhoff) ya se detallaron en los Capítulos 4 y 5. En lo referente a los propios sistemas de *Infiltración-Percolación* estas labores se centran en:

- En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento del sistema de dosificación de la alimentación a los filtros (sifón o bombeo).
- Se comprobará en cada visita que se efectúe a la planta de tratamiento que no se forman charcos permanentes sobre la superficie de la arena (síntoma de colmatación del sustrato filtrante), y la correcta distribución de las aguas a tratar sobre toda la superficie del filtro. Distribuciones deficientes traerán como consecuencia una acusada disminución en los rendimientos de depuración.
- Mensualmente es preciso proceder a la limpieza de las tuberías de alimentación, haciendo uso de las válvulas que permiten su total vaciado.
- Trimestralmente se procederá a rastrillar (< 5 cm), la superficie de los filtros.

Seguimiento: controles internos y externos

Para poder determinar los rendimientos de depuración alcanzados en la estación de tratamiento, con objeto de poder determinar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, se hace necesaria la toma periódica de muestras tanto de las aguas residuales influentes como de los efluentes depurados, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 3.

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son fundamentalmente:

- Control del agua residual
  - Caudales diarios (m^3/d)
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Calidad exigida del efluente
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l). También se recomienda el control de la concentración de nitratos en el efluente, como índice del correcto funcionamiento de los sistemas de *Infiltración-Percolación* (Mottier *el al.,* 2000).
- Control de la operación de los filtros
  - Carga orgánica con la que operan los filtros (g $DBO_5/m^2.d$): calculada en función del caudal tratado de agua residual, de su concentración, del rendimiento alcanzado en las etapas previas y de la superficie filtrante.
  - Carga hidráulica con la que operan los filtros (m/h): calculada en función del caudal tratado de agua residual y de la superficie filtrante.

La frecuencia de estos controles será igual que la se aplique para los controles analíticos de entrada y salida que exige la Directiva 91/271/CEE, salvo en lo referente al control de los caudales entrantes a la instalación de tratamiento, que tendrá la misma frecuencia que la establecida para las visitas de los operarios a las instalaciones.

Para poder evaluar el comportamiento de la etapa de tratamiento primario, desde el punto de vista de eliminación de materia y suspensión, se propone que además de analizar del agua residual de entrada y los efluentes depurados, se proceda, con la misma frecuencia que indica la Directiva, al muestreo de los propios efluentes de este tratamiento.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados durante el pretratamiento provenientes de las unidades de desbaste y desarenado, así como los fangos generados en el tratamiento primario, se gestionarán tal y como se indica en los Capítulos 4, 5 y 9.

Los residuos que se extraigan del rastrillado periódico de la superficie de los filtros, se gestionará de forma análoga a las arenas retenidas en el pretratamiento.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento constará de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de los equipos electromecánicos, de la obra civil y de las conducciones.

- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos, etc.

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La Tabla 6.21 muestra las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *Infiltración-Percolación*, junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 6.21. Principales anomalías en sistemas de Infiltración-Percolación, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Deficiente calidad de los efluentes finales	Creación de caminos preferenciales en la arena	Cavado en profundidad de la capa de arena
	Vertidos industriales a la red de alcantarillado	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
Colmatación de la superficie filtrante	Presencia excesiva de finos en el material filtrante	Selección rigurosa del material filtrante
	Deficiente funcionamiento de las etapas de pretratamiento y/o tratamiento primario	Correcta explotación y mantenimiento de estas etapas
	Mal funcionamiento del sistema de reparto del agua sobre la arena	Control del reparto homogéneo de la alimentación sobre toda la superficie filtrante

Tabla 6.21. Principales anomalías en sistemas de Infiltración-Percolación, causas y soluciones (continuación)

Anomalía	Causa	Solución
Colmatación de la superficie filtrante	Presencia de elevadas concentraciones de sólidos en suspensión y/o aceites y grasas en las aguas a tratar	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
	Empleo de sustratos de naturaleza calcárea, rica en aluminio	Empleo de sustratos filtrantes de naturaleza silícea y lavados
	Aireación insuficiente del sustrato filtrante	Disminuir el volumen de las dosis de alimentación, aumentando su frecuencia
	Fases de secado demasiado cortas	Incrementar la duración de las etapas de secado
	Rastrillado insuficiente de la superficie filtrante	Aumentar la frecuencia de rastrillado
		Ante situaciones de colmataciones severas del sustrato filtrante, será necesario proceder a eliminación de los primeros centímetros de su espesor y a la reposición con nueva arena de la capa eliminada
Elevadas concentraciones de Norgánico y de nitratos en los efluentes	Aireación insuficiente del sustrato filtrante	Disminuir el volumen de las dosis de alimentación, aumentando su frecuencia
		Aumentar la duración de los períodos de reposo
	Concentraciones elevadas de NTK en las aguas residuales a tratar	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
Aparición de malos olores	Tiempos demasiados prolongados de la unidad de filtración en servicio	Cambiar la unidad de filtración, poniendo en operación una que se encuentre en reposo
	Colmatación de la superficie de filtración	Ver lo comentado con anterioridad a este respecto

6.5 FILTROS DE TURBA

6.5.1 Fundamentos

El tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante la tecnología de *Filtros de Turba* se basa en la filtración de estas aguas a través de lechos que emplean turba como material filtrante. Este sustrato presenta un conjunto de propiedades fisicoquímicas (Couillard, 1992, 1994; McNevin *et al.*, 2001), que le hacen especialmente apto para su aplicación en el campo de la depuración de los vertidos líquidos urbanos.

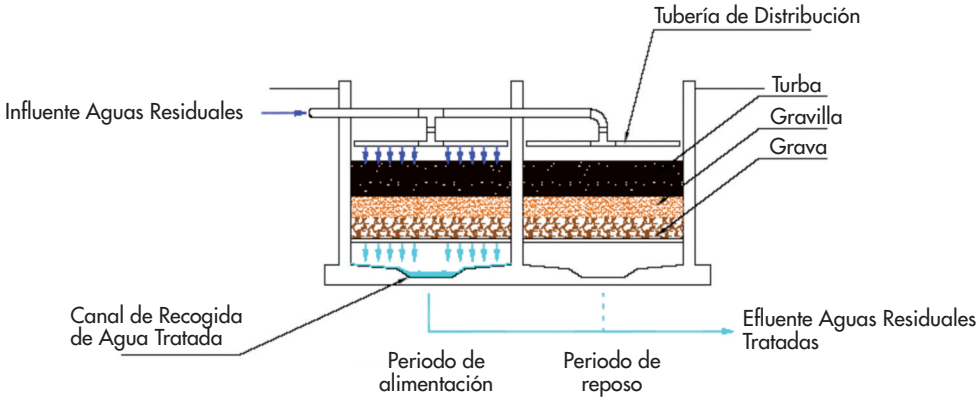
Las aguas residuales a su paso por la capa de turba experimentan una serie de procesos físicos, químicos y biológicos, que dan como resultado unos efluentes depurados (Salas *et al.*, 2007a), radicando, en la elevada polaridad y porosidad de la turba, su potencialidad para la eliminación de contaminantes (Viraraghavan, 1991; Perminova *et al.*, 2005).

Los *Filtros de Turba* están constituidos por recintos en los que se disponen una serie de capas filtrantes, cuya composición de arriba hacia abajo suele ser: turba, gravilla y grava. La acción de depuración se realiza principalmente en la capa de turba, mientras que la función del resto de los estratos empleados se limita a retener al inmediato superior.

Los efluentes, tras su paso por la turba, son recogidos en el fondo de los filtros mediante canales o tuberías de drenaje, desde los que se evacuan a la obra de salida.

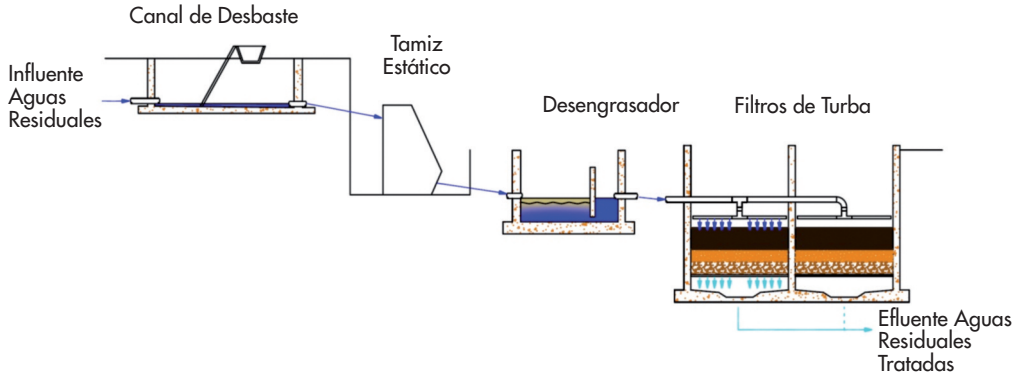
Bajo las condiciones operativas habituales, a medida que avanza el ciclo operativo, los sólidos retenidos en la superficie de la turba, y la biomasa que se va desarrollando en esta zona, van disminuyendo la velocidad de infiltración de las aguas a través del sustrato, por lo que cada cierto tiempo (10-12 días) (Salas, 2008), se hace necesario parar los filtros en operación y arrancar los que se encuentran en reposo (Figura 6.38).

Figura 6.38. Sección transversal de un Filtro de Turba



El diagrama de flujo clásico de esta tecnología de tratamiento se muestra en la Figura 6.39, en la que se observa que las aguas a tratar se someten inicialmente a una operación de desbaste, en la que suelen emplearse rejas de limpieza manual de 2-3 cm de luz de paso. Tras el desbaste se implanta una etapa de tamizado, siendo lo habitual el empleo de tamices estáticos autolimpiantes de 1 mm de paso. Finalmente, las agua se someten a una operación de desengrasado, para lo que suele recurrirse al empleo de desengrasadores estáticos, con extracción manual de las materias flotantes.

Figura 6.39. Diagrama de flujo clásico de los Filtros de Turba



La tecnología de *Filtros de Turba* comenzó a implantarse en España en los años 80 (Salas *et al.*, 2007), y aunque fueron numerosas las EDAR en las que se recurrió a su empleo, en los últimos años se asiste al desmantelamiento de muchas de ellas, al no alcanzarse los rendimientos exigidos por la legislación.

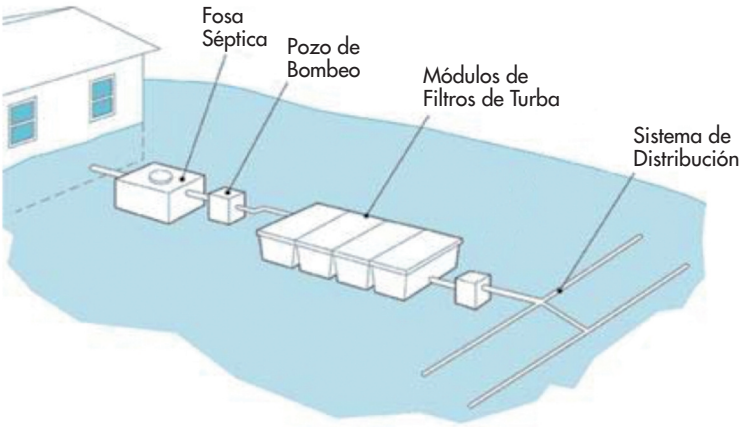
La causa principal de este mal comportamiento habría que buscarla en las elevadas cargas orgánicas con que habitualmente se han diseñado los *Filtros de Turba*. En el caso con-

Figura 6.40. Filtros de Turba (PECC-Sevilla)

Figura 6.41. Filtros de Turba en operación y fase de secado

creto de Andalucía, estas cargas se han movido entorno a 170 g $DBO_5/m^2.d$, dando lugar a rendimientos medios de eliminación de DBO_5 de tan sólo el 70% (Salas *et al.,* 2008). En los últimos años, en países como Estados Unidos o Canadá, se recurre al empleo de *Filtros de Turba* para el tratamiento de las aguas residuales generados en pequeñas aglomeraciones, empleando como tratamiento primario fosas sépticas o tanques Imhoff, aplicando la alimentación a los filtros de forma intermitente y con cargas orgánicas mucho más bajas (Figura 6.42) (Kennedy *et al.,* 2000; Van Geel *et al.*, 2003).

Figura 6.42. Filtros de Turba con tratamiento primario y alimentación intermitente



Recientes investigaciones llevadas a cabo en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (PECC-Sevilla), han puesto de manifiesto que haciendo operar los *Filtros de Turba* con diagramas de flujo y cargas orgánicas similares a las que se emplean en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical, los rendimientos que se alcanzan son similares para ambas tecnologías (Salas, 2008). A este nuevo concepto de los *Filtros de Turba* se hace alusión en este texto.

6.5.2 Diagramas de flujo

De acuerdo con el nuevo esquema operativo, en el rango de 200 a 500 h-e la etapa de desbaste estará constituida por un doble canal, que acogerá una reja de gruesos de limpieza automática, disponiéndose en paralelo otra reja de gruesos de limpieza manual, que actuará a modo de by-pass.

Para el rango superior (500-1.000 h-e), el desbaste será similar, pero tras la reja automática de gruesos se dispondrá otra de finos de limpieza automática. Tras la operación de desbaste, en el caso de redes de saneamiento unitarias, las aguas pasarán a un desarenador estático de limpieza manual.

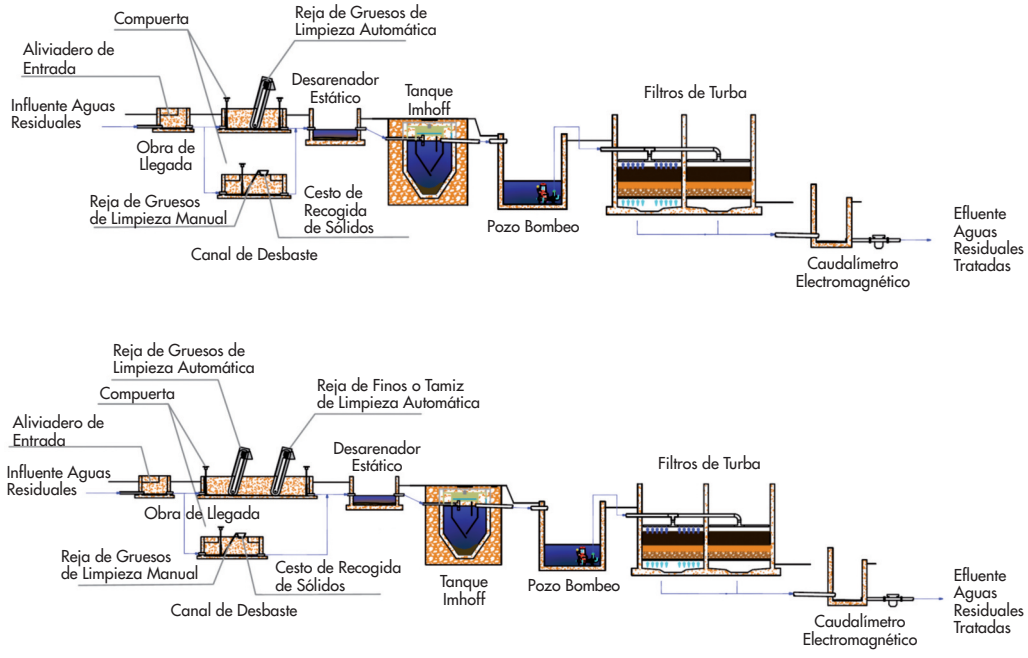
Para los rangos de población más bajos, 50-200 h-e, la etapa de desbaste constará con una reja de gruesos de limpieza manual, dotada con dispositivo de by-pass. Si las aguas a tratar no presentan elevadas concentraciones de grasas, una vez desarenadas podrán pasar a la etapa de tratamiento primario. En caso contrario será precisa la implantación de un desengrasador estático.

El tratamiento primario, constituido normalmente por una fosa séptica (instalaciones menores de 200 h-e), o un tanque Imhoff, tiene por objeto eliminar la mayor parte de las partículas en suspensión (sedimentables y flotantes) que, de no retirarse, podrían provocar la rápida colmatación de la superficie filtrante.

El correcto diseño y funcionamiento de la etapa de tratamiento primario son básicos para el buen funcionamiento de los sistemas de *Filtros de Turba,* al basarse éstos en el tránsito de las aguas a tratar a través de un sustrato filtrante y al objeto de minimizar los riesgos de colmatación de dicho sustrato.

Para lograr que la alimentación a los filtros se produzca de forma intermitente, se recurre a bombeo (comandado por boyas o por temporizador), o al empleo de sifones de descarga controlada, cuando la topografía de la zona lo permite. A la salida de los efluentes tratados debe disponerse un sistema de medición de caudales,recomendándose el empleo de caudalímetros electromagnéticos dotados de totalizador (Figura 6.43).

Figura 6.43. Diagramas de flujo actualizados de los Filtros de Turba (para 200-500 h-e y 500-1.000 h-e, respectivamente)



6.5.3 Características del tratamiento

Rendimientos de depuración característicos

La Tabla 6.22 recoge los rendimientos medios que se alcanzan con el empleo de *Filtros de Turba* operando bajo las nuevas premisas (Salas, 2008). En la última columna se presentan las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

Tabla 6.22. Rendimientos y calidades medias de una instalación de Filtros de Turba

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	85-95	25-38
DBO_5	90-95	15-30
DQO	80-90	60-120
$N\text{-}NH_{4+}$	85-95	2-5
N	15-20	40-43
P	70-80	2-3
Coliformes fecales	1-2 u log	10^5-10^6 (UFC/100ml)

En la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (PECC-Sevilla), un *Filtro de Turba* operando con cargas de 17 g $DBO_5/m^2.d$, con alimentación intermitente, en 12 dosificaciones al día, alcanzó los rendimientos que se recoge en la Tabla 6.23 (Salas, 2008).

Tabla 6.23. Comportamiento de un Filtro de Turba en la PECC

Parámetro	ARU	Efluente (mg/l)	% Reducción
Sólidos en suspensión	303	18	19
DBO_5 (mg/l)	390	24	36
DQO (mg/l)	626	82	105
$N\text{-}NH_{4+}$ (mg N/l)	47	15,7	35,4
N_{total} (mg N/l)	57	17,3	44,1
P_{total} (mg P/l)	10	8,1	7,8
Coliformes fecales (UFC/100 ml)	6.10^7	$1,0.10^6$	$7,4.10^5$

Rango de aplicación

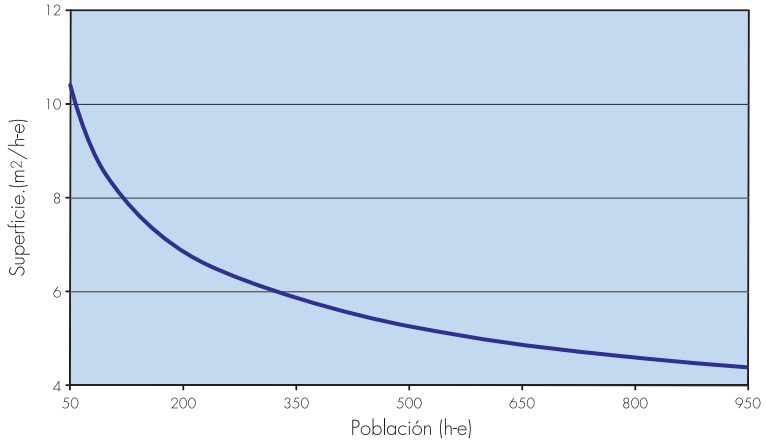
Las nuevas recomendaciones para el diseño de los *Filtros de Turba*, al objeto de lograr rendimientos más elevados que permitan alcanzar las concentraciones exigidas por la

Directiva 91/271/CEE para el vertido de los efluentes depurados, conlleva que la superficie de filtración necesaria haya aumentado a unos 1,9 m^2/habitante equivalente, frente a los 0,4 m^2/habitante equivalente anteriores (Salas, 2008), lo que hace que el rango recomendado actualmente para la implantación de los *Filtros de Turba* se haya reducido notablemente, y sea similar al que se aconseja para los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical, es decir, por debajo de 2.000 habitantes equivalentes y, preferentemente, por debajo de los 1.000.

■ *Estimación de la superficie requerida para la implantación*

La Figura 6.44 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente servido para la implantación de *Filtros de Turba*. Para el cálculo de esta superficie se han seguido las pautas recogidas en el Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

Figura 6.44. Superficie por habitante equivalente servido para la implantación de Filtros de Turba



■ *Influencia de las condiciones meteorológicas*

Con relación a la temperatura, valores muy bajos pueden provocar la congelación del agua sobre los filtros, lo que detendrá la filtración y, por tanto, los procesos de depuración. Por tanto, en zonas con inviernos muy fríos, en los que se alcancen con frecuencia temperaturas ambiente bajo cero, la aplicación del tratamiento estaría limitada, salvo que se proceda a la cubrición de los filtros.

En la disposición clásica de los *Filtros de Turba* la lluvia sí era un factor limitante, pues unos filtros se encontraban secándose, antes de su regeneración, y las lluvias impedían este secado. Con el nuevo concepto de esta tecnología de tratamiento la lluvia tan sólo afectará a la dilución de las aguas residuales y únicamente será necesario tenerla en

cuenta a la hora de calcular las tuberías de evacuación de los filtros, para evitar desbordes.

- ***Influencia de las características del terreno***

Dada los relativamente altos requisitos de superficie que requiere este tipo de tratamiento, las características del terreno disponible para su implantación juegan un papel importante a la hora de su selección.

Al construirse los filtros por excavación en el terreno y ser precisa la impermeabilización del confinamiento, aquellos terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implantación.

La disponibilidad de terrenos con pendientes moderadas facilita el poder acudir a la implantación de sifones para lograr la alimentación intermitente a los filtros.

- ***Versatilidad del tratamiento***

♦ *Capacidad de adaptación ante las puntas diarias de caudal y de contaminación*

Dado que los filtros cuentan con cámaras de dosificación, que permiten su alimentación intermitente, esta tecnología de tratamiento cuenta con cierta capacidad (limitada al volumen adoptado para el diseño de la cámara de dosificación) para hacer frente a las oscilaciones de caudal y contaminación propias de las pequeñas aglomeraciones, lo que permite una alimentación más uniforme a los filtros. Además, en el caso en que se instale una fosa séptica como tratamiento primario, se conseguiría una cierta amortiguación de las cargas orgánicas.

♦ *Capacidad de adaptación ante sobrecargas (hidráulicas y orgánicas)*

En los *Filtros de Turba*, dado el corto espacio de tiempo que tardan las aguas en atravesar el sustrato filtrante, su capacidad de adaptación a sobrecargas es muy limitada.

♦ *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

Debido a la escasa capacidad de maniobra sobre los filtros una vez construidos, se hace necesario que en su dimensionamiento se tengan en cuenta los incrementos de caudal y carga que se generan cuando la población a tratar experimente variaciones estacionales, empleando para el diseño los valores de caudal y carga que se estimen para esas situaciones.

Dado que la puesta en operación de los *Filtros de Turba* es inmediata, esta tecnología responde bien ante variaciones estacionales de las aguas a tratar tanto de corta como de larga duración, puesto que pueden tenerse en reposo los filtros necesarios para hacer frente a esas variaciones, hasta el momento en que sea preciso su concurso.

- ***Complejidad de explotación y mantenimiento***

Las operaciones de explotación y mantenimiento de los *Filtros de Turba* son simples, limitándose a inspecciones rutinarias, evacuación de los residuos generados en las rejas de desbaste y desarenadores, comprobación del correcto funcionamiento del sifón o bombeo para la alimentación intermitente, control del adecuado reparto de las aguas a tratar sobre el sustrato filtrante, rastrillado de la superficie de los filtros, purga periódica de fangos generados en el tratamiento primario y mantenimiento de la obra civil.

La implantación de desbastes automáticos y de bombeos, para lograr la alimentación intermitente, hace precisa la presencia de un personal de mantenimiento con cierta cualificación técnica.

- ***Impactos ambientales***

Al recurrir la etapa de tratamiento primario a la implantación de fosas sépticas o tanques Imhoff, se generarán impactos olfativos en las inmediaciones de estos tratamientos, como consecuencia de los gases que escapan de las mismas, y en los que se encuentran compuestos azufrados. Estos impactos pueden minimizarse mediante el empleo de filtros de carbón o de turba, dispuestos en las chimeneas de venteo.

En los filtros la generación de impactos olfativos queda amortiguada por la propia capacidad de la turba para adsorber olores.

Si la intermitencia a la alimentación de los filtros se logra mediante la implantación de sifones, la instalación no precisa de equipos electromecánicos para su operación, por lo que los impactos sonoros son nulos. Si es preciso, por la topografía del lugar, recurrir al bombeo de los efluentes del tratamiento primario, dada la escasa potencia de bombeo que se precisa, los impactos sonoros son muy reducidos.

En lo relativo a los impactos visuales, éstos son mínimos al construirse los filtros por excavación en el terreno.

El principal impacto ambiental que suele achacarse a esta tecnología de tratamiento radica en el propio uso de la turba, cuya extracción se efectúa en zonas húmedas. El empleo industrial de la turba ha suscitado campañas en su contra, al objeto de preservar las turberas naturales. En orden a evitar conflictos entre los intereses de la industria y la conservación, la International Peat Society y la International Mire Conservation Group, han editado en 2002 la publicación *"Wise Use of Mires and Peatlands"*, que recoge una serie de directrices para el manejo respetuoso de las turberas.

- ***Producción de fangos y otros subproductos***

En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y de desarenado (ver Capítulo 4).

La producción de fangos en la etapa de tratamiento primario (fosas sépticas y tanques Imhoff) se estima en unos 150-250 l/h-e.año.

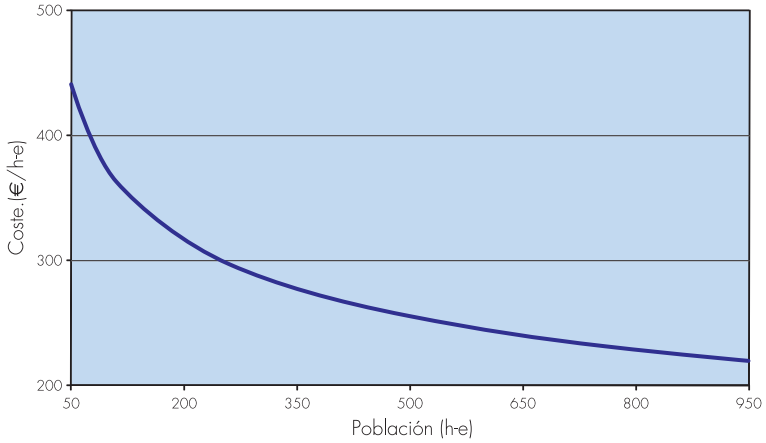
Las bajas cargas orgánicas con las que se diseñan los filtros, en su nueva concepción, permiten que no se formen costras sobre la superficie filtrante, y que tan sólo sea preciso proceder al rastrillado de su superficie con frecuencia trimestral. Los residuos que se generan en este rastrillado, se gestionarán de forma conjunta con las arenas que se retengan en el pretratamiento.

6.5.4 Costes

■ Estimación de los costes de implantación

La Figura 6.45 muestra los costes de implantación de una instalación de *Filtros de Turba* en función de la población equivalente servida.

Figura 6.45. Costes de implantación de Filtros de Turba en función de la población equivalente servida



Para la estimación de estos costes de implantación, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes premisas:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste de acuerdo a:
  - 50-200 h-e: canal con reja de gruesos de limpieza manual, dado la gran influencia que tiene, para este rango de población, el empleo de un desbaste automático sobre los costes de implantación.

- 200-500 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
- 500-1.000 h-e: doble canal de desbaste, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.

- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza manual, ejecutado en obra civil.
- Se consideran tanques Imhoff prefabricados en PRFV.
- Se consideran los costes imputables a la arqueta de bombeo.
- El confinamiento de los filtros se construye en obra civil.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.

■ ***Consumo energético***

Si la topografía es la adecuada para que el agua a tratar pueda discurrir por gravedad entre los diferentes elementos integrantes del sistema de tratamiento, los *Filtros de Turba,* en su nueva concepción, pueden operar sin ningún consumo energético, al no necesitar de equipos electromecánicos para su funcionamiento, y siempre que la intermitencia en su alimentación pueda conseguirse mediante el uso de sifones. En caso contrario, será necesario recurrir a alimentación intermitente mediante bombeo, comandado por sondas de nivel o temporización. En esta situación, los equipos de bombeo serán de reducida potencia (del orden de 1 kW), dado que no se precisa elevar el agua a una gran altura y que los caudales a vehicular son pequeños.

Para la implantación de rejas de desbaste automáticas, la potencia necesaria para el funcionamiento de los mecanismos de limpieza es del orden de 0,5 kW.

■ ***Estimación de los costes de explotación y mantenimiento***

La Tabla 6.24 muestra los costes de explotación y mantenimiento de los *Filtros de Turba* desglosados según actividad y frecuencia, y para distintas poblaciones equivalentes servidas.

6.5.5 Ventajas e inconvenientes

■ ***Ventajas***

Las principales ventajas del empleo de los *Filtros de Turba* (en su nueva concepción), radican en:

Tabla 6.24. Costes de explotación y mantenimiento en Filtros de Turba

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento del operario	25	1 vez/semana	1	1.300,00	2 veces/semana	1	2.600,00	2 veces/semana	1	2.600,00
Pretratamiento										
Limpieza de la reja de desbaste	16	1 vez/semana	0,17	141,44	–	–	–	–	–	–
Extracción de arenas	16	1 vez/semana	0,20	166,40	2 veces/semana	0,35	582,40	2 veces/semana	0,50	832,00
Tratamiento primario										
Inspección, y medición espesores flotantes y fangos	16	1 vez/año	1	16,00	2 veces/año	1	32,00	2 veces/año	1	32,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	1 vez/año	20	300,00	2 veces/año	35	1.050,00	2 veces/año	70	2.100,00
Filtros de Turba										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Inspección general: comprobación dispositivo alternancia alimentación y de su reparto uniforme	16	1 vez/semana	0,17	141,44	2 veces/semana	0,25	416,00	2 veces/semana	0,33	549,12
Limpieza tuberías distribución	16	1 vez/mes	1	192,00	1 vez/mes	2	384,00	1 vez/mes	3	576,00
Rastrillado del filtro	16	4 veces/año	2	128,00	4 veces/año	4	256,00	4 veces/año	8	512,00

Tabla 6.24. Costes de explotación y mantenimiento en Filtros de Turba (continuación)

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	**Coste horario (€/kWh)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**
Consumo energético										
Desbaste automático	0,09	–	–	–	–	750	67,50	–	1.500	135,00
Bombeo a filtros	0,09	–	683	61,47	–	3.330	299,70	–	6.705	603,45
Mantenimiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Mantenimiento obra civil	16	24 veces/año	2	768,00	24 veces/año	7	2.688,00	24 veces/año	13	4.992,00
Seguimiento										
Operación	**Coste (€/a)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**
Control analítico	300	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**4.414,75**			**9.575,60**			**14.131,57**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**44,15**			**19,15**			**14,13**

- Bajos costes de explotación y mantenimiento.
- Sencillez de operación.
- El sistema puede operar sin ningún consumo energético, si las aguas a tratar llegan por gravedad hasta la estación depuradora y la alimentación intermitente se efectúa mediante sifón.
- Desde el momento de la puesta en marcha de los filtros se logra un elevado grado de depuración de los vertidos, por lo que son muy adecuados para el tratamiento de las aguas residuales generadas en aglomeraciones con fuerte estacionalidad.

■ ***Inconvenientes***

Como principales desventajas de los *Filtros de Turba* pueden citarse:

- Mayor coste de la turba con relación a los sustratos inertes que se emplean en los Filtros Intermitentes de Arena, sistemas de Infiltración-Percolación y en los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial.
- Los efluentes, en ocasiones, presentan una ligera coloración amarilla, consecuencia del arrastre de componentes de las propias turbas.
- Poca flexibilidad debido a que existen pocos factores de control regulables durante la operación, por lo que es muy importante que los sistemas de *Filtros de Turba* estén bien concebidos, dimensionados y construidos.
- Si no se dispone de turba con las características adecuadas en un radio cercano, se pueden incrementar notablemente los costes de implantación.

6.5.6 Diseño y construcción

■ ***Criterios de diseño***

- ***Datos previos para el diseño***

  Para el diseño de los *Filtros de Turba* se precisa conocer:

  - Caudales de las aguas a tratar: caudal medio, Q_{md}, (m^3/d), caudal máximo, Q_{max} (m^3/h) y caudal mínimo, Q_{min} (m^3/h), estos dos últimos para el dimensionamiento del pretratamiento y del tratamiento primario.
  - Concentración de las aguas a tratar: $DBO_{5(e)}$ (mg/l).
  - Concentración a alcanzar en las aguas tratada: $DBO_{5(s)}$, (mg/l).

- ***Parámetros y método de diseño***

  Para la nueva concepción de los *Filtros de Turba*, y en base a investigaciones llevadas a cabo en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (PECC-Sevilla), orientadas a mejorar el comportamiento de este tipo de filtros para poder cumplir con las exigencias de vertido de los efluentes depurados ($DBO_5 \leq 25$ mg/l),

se ha desarrollado un método de dimensionamiento que permite el cálculo de la superficie necesaria de filtración (S, m^2), en función del caudal de aguas residuales a tratar ($Q_{m,d}$, m^3/d) y de las concentraciones en DBO_5 (g/l) del agua de entrada ($C_{(e)}$) y efluente de salida ($C_{(s)}$) (Salas,2008).

$$S = \frac{Q_{m,d} \cdot C_{(e)}}{0{,}061} \cdot Ln \frac{C_{(e)}}{C_{(s)}}$$

La aplicación de este método de diseño conduce a la obtención de superficies de filtración del orden de 1,9 m^2/habitante equivalente (aceptando un rendimiento de eliminación de DBO_5 del 25% en la etapa de tratamiento primario), cuando las aguas de partida presentan valores de DBO_5 de 300 mg/l. Ello supone operar con cargas orgánicas del orden de 24 g $DBO_5/m^2.d$.

■ *Criterios de construcción*

♦ *El confinamiento*

Lo normal es construir los filtros por excavación en el terreno, procediendo a su impermeabilización mediante paredes y soleras de hormigón, o recurriendo al empleo de láminas de material plástico. En este último caso se suelen emplear láminas de polietileno de alta densidad (PEAD) de 1,5 mm de espesor, que se colocan sobre láminas de geotextil.

En ocasiones se recurre a una técnica intermedia, construyendo los muros verticales de hormigón y procediendo a la impermeabilización de la solera mediante una lámina de geotextil, sobre la que se dispone una lámina plástica.

La configuración geométrica más frecuente de los filtros es la rectangular y, para facilitar un reparto homogéneo del agua a tratar sobre la turba, se recomienda que la superficie de cada unidad de filtración se sitúe en torno a los 100 m^2 (aproximadamente 15 x 7 m).

La solera de los filtros se construye con una pendiente del orden del 1%, hacia la zona de recogida de los efluentes depurados.

Para mejorar la ventilación del sustrato filtrante, al objeto de mantener en lo posible condiciones aerobias que aceleren la degradación biológica de los contaminantes, las tuberías de drenaje dispuestas en el fondo de los filtros se suelen conectar, a intervalos regulares, con chimeneas verticales que sobresalen por la superficie de la turba, y que ejercen un efecto de tiro y renovación del aire presente en los drenes.

El objetivo de las capas de áridos es retener a la capa de turba que se sitúa en la parte superior. Los áridos que se empleen nunca deben ser la etapa limitante en cuanto a la velocidad de filtración a través del conjunto de elementos filtrantes.

Se recomienda que las capas de áridos, en orden descendiente, presenten las siguientes características:

- Capa de gravilla (3-6 mm) de 15 cm de espesor.
- Capa de gravilla (6-12 mm) de 15 cm de espesor.
- Capa de grava (25-40 mm) de 20 cm de espesor, en la que se embuten las tuberías de drenaje.

Si bien, los rendimientos que se alcanzan y el comportamiento hidráulico de los *Filtros de Turba* se ven directamente influenciados por la naturaleza de la turba que se emplee como sustrato filtrante, paradójicamente, hasta hace unos pocos años, los proyectos constructivos de las estaciones de tratamiento mediante *Filtros de Turba* no especificaban las características exigibles a este sustrato. Circunstancia que ha sido una de las principales causas del deficiente funcionamiento de muchas depuradoras basadas en este tipo de tecnología (Salas, 2008).

En la actualidad se encuentra definido un conjunto de requisitos fisicoquímicos exigibles a las turbas para su empleo como sustrato filtrante en depuración de aguas residuales (Salas *et al.,* 2007a) (Tabla 6.25).

Tabla 6.25. Requisitos exigibles a las turbas

Parámetro	Valor
pH (extracto 1:5)	6-8
Conductividad (extracto 1:5) (dS/cm)	< 5
Materia Orgánica por calcinación (%)	50-60
Extracto Húmico Total (%)	20-30
Ácidos Húmicos (%)	10-20
C.I.C. (meq/100 g)	> 125
Relación C/N	20-25

Nota: salvo pH y Conductividad, el resto de datos se refieren a materia seca.

Con relación a la granulometría, parámetro que juega un papel capital en el comportamiento de la turba como elemento depurador (Cocozza *et al.,* 2003), actualmente se recurre al empleo de sustratos que no presenten tamaños de partículas de más del 10% del peso total, ni por debajo de 0,1 mm ni por encima de 5 mm (Salas, 2008).

En lo referente al espesor que debe presentar la capa de turba el valor recomendado es de 40 cm, debiéndose medir este espesor una vez que los filtros se han puesto en operación y se ha asentado el sustrato.

♦ ***Los elementos de entrada y salida***

El sistema de distribución del agua a tratar sobre el sustrato filtrante puede operar a presión (cuando se recurre a bombeo), o por gravedad (cuando las aguas proceden de sifones de descarga controlada).

Los elementos de entrada al sistema de *Filtros de Turba* se diseñan de forma que la distribución del agua sea lo más uniforme posible. Para ello, se suele recurrir al

Figura 6.46. Filtros de Turba construidos por excavación en el terreno e impemeabilizados con lámina plástica

Figura 6.47. Chimeneas para la ventilación del sustrato filtrante

Figura 6.48. Colocación de la capa de áridos sobre la que descansa la turba

Figura 6.49. Colocación de la capa de turba

empleo de tuberías perforadas, que descargan las aguas por toda la superficie del filtro, sobre la que descansan. Las tuberías de alimentación suelen presentar un diámetro de 32 mm, con una separación entre las mismas de 0,6 m. Estas tuberías presentan orificios de 3 mm de diámetro, separados entre sí 0,6 m. Para minimizar la posible obstrucción de los orificios, estos se sitúan en la parte superior de las tuberías de distribución, si bien, para vaciar las tuberías entre dosificaciones de la alimentación, uno de cada cuatro orificios se orienta hacia abajo.

Las tuberías de alimentación se dotan de válvulas que permiten la limpieza de su interior mediante su vaciado.

Es precisa la colocación de unas placas protectoras en los puntos de salida de las tuberías de distribución de la alimentación, con objeto de que el agua no origine

agujeros en la turba y cree caminos preferenciales.

Figura 6.50. Tuberías para alimentación de un Filtro de Turba

Las aguas tratadas, tras atravesar verticalmente el sustrato, son recogidas por un conjunto de tuberías de drenaje, de unos 100 mm de diámetro, dispuestas en el fondo del filtro, que descargan en la arqueta de salida. Las ranuras de las tuberías de drenaje deben situarse hacia arriba, para evitar que los sólidos que van sedimentando en el interior de las tuberías puedan llegar a bloquear dichas ranuras. Estas tuberías quedan embutidas en una capa de grava, de unos 25-40 mm de tamaño, que impiden que el material filtrante tapone las ranuras.

Los efluentes recogidos en las tuberías de drenaje se conducen, gracias a la pendiente de la solera, a las zonas de evacuación, que pueden encontrarse tanto en los lados menores de los filtros como en los de mayor longitud.

6.5.7 Puesta en marcha

Es esencial, en primer lugar, comprobar la estanqueidad del recinto que contiene el lecho filtrante para evitar episodios de contaminación de aguas subterráneas.

Tras esta comprobación, la puesta en marcha del sistema se debe iniciar con la comprobación del correcto funcionamiento de los siguientes elementos:

- Obra de llegada: aliviaderos y compuertas.
- Pretratamiento: reja de desbaste y desarenado.
- Tratamiento primario: fosa séptica o tanque Imhoff.
- Sistema de alimentación intermitente: sifón o bombeo.
- Sistema de distribución de las aguas a tratar sobre el sustrato filtrante.
- Medidor de caudal.

Tras estas comprobaciones iniciales, la puesta en operación de una estación depuradora de *Filtros de Turba* no encierra dificultades especiales, pues basta con permitir la entrada de las aguas residuales al pretratamiento-tratamiento primario-elemento para la alimentación intermitente y, a continuación, al *Filtro de Turba*, no siendo necesario ningún

momento de espera. Esta es una de las ventajas de esta tecnología de tratamiento, dado que la rapidez con que actúan los procesos fisicoquímicos, permite que desde el primer momento de la entrada en servicio de los lechos se obtenga agua con un notable grado de depuración.

Una vez puesto el filtro en operación, debe procurarse que el reparto del agua a tratar sobre el sustrato filtrante sea lo más homogéneo posible, al objeto de que opere toda la superficie del lecho.

También, en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR, con el objetivo de determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de DBO_5, DQO, MES y, N_T y P_T en su caso, los ratios energéticos de consumo, así como los problemas funcionales que se produzcan.

6.5.8 Explotación y mantenimiento

- ***Inspección rutinaria***

  Para el rango de población en que se aconseja la implantación de los sistemas de los *Filtros de Turba,* se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de dos veces por semana en las instalaciones de mayor tamaño (por encima de los 500 habitantes equivalentes), y semanal en las más pequeñas.

  El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

  - Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
  - Caudales tratados, anotando los valores registrados en los caudalímetros.
  - Aspecto de las aguas residuales influentes y de los efluentes depurados.
  - Posible acumulación permanente de agua en la superficie de la turba.
  - Anomalías en la obra civil.
  - Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de rejas de desbaste y del desarenador, evacuación de los residuos generados en el pretratamiento, medición del espesor de fangos en la fosa séptica/tanque Imhoff, extracción de fangos en el tratamiento primario, rastrillado de los filtros, mantenimiento de taludes y viales, etc.
  - Si la estación depuradora está dotada de energía eléctrica para el bombeo de las aguas residuales, el accionamiento del desbaste automático, la alimentación intermitente a los humedales, etc., se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes.

- En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas.

Labores de explotación

Las labores de explotación (y su frecuencia) referentes a las etapas de pretratamiento (desbaste y desarenado) y tratamiento primario (fosa sética/tanque Imhoff) ya se detallaron en los Capítulos 4 y 5. En lo referente a los propios *Filtros de Turba* estas labores se centran en:

- En cada visita se comprobará el correcto funcionamiento del sistema de dosificación de la alimentación a los filtros (sifón o bombeo).
- Se comprobará en cada visita que se efectúe a la planta de tratamiento que no se forman charcos permanentes sobre la superficie de la turba (síntoma de colmatación del sustrato filtrante), y la correcta distribución de las aguas a tratar sobre toda la superficie del filtro. Distribuciones deficientes traerán como consecuencia una acusada disminución en los rendimientos de depuración.
- Mensualmente es preciso proceder a la limpieza de las tuberías de alimentación, haciendo uso de las válvulas que permiten su total vaciado.
- Trimestralmente se procederá a rastrillar la superficie de los filtros.

Seguimiento: controles internos y externos

Para poder determinar los rendimientos de depuración alcanzados en la estación de tratamiento, con objeto de poder determinar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, se hace necesaria la toma periódica de muestras tanto de las aguas residuales influentes como de los efluentes depurados, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 3.

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son fundamentalmente:

- Control del agua residual
  - Caudales diarios (m^3/d)
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Calidad exigida del efluente
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Control de la operación de los filtros
  - Carga orgánica con la que operan los filtros (g $DBO_5/m^2.d$): calculada en función del caudal tratado de agua residual, de su concentración, del rendimiento alcanzado en las etapas previas y de la superficie filtrante.

- Carga hidráulica con la que operan los filtros (m/h): calculada en función del caudal tratado de agua residual, y de la superficie filtrante.

La frecuencia de estos controles será igual que la se aplique para los controles analíticos de entrada y salida que exige la Directiva 91/271/CEE, salvo en lo referente al control de los caudales entrantes a la instalación de tratamiento, que tendrá la misma frecuencia que la establecida para las visitas de los operarios a las instalaciones.

Para poder evaluar el comportamiento de la etapa de tratamiento primario, desde el punto de vista de eliminación de materia y suspensión, se propone que además de analizar del agua residual de entrada y los efluentes depurados, se proceda, con la misma frecuencia que indica la Directiva, al muestreo de los propios efluentes de este tratamiento.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados durante el pretratamiento provenientes de las unidades de desbaste y desarenado, así como los fangos generados en el tratamiento primario, se gestionarán tal y como se indica en los Capítulos 4, 5 y 9.

Los residuos que se extraigan del rastrillado periódico de la superficie de los filtros, se gestionará de forma análoga a las arenas retenidas en el pretratamiento.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento constará de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de los equipos electromecánicos, de la obra civil y de las conducciones.
- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos, etc.

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.

- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La Tabla 6.26 muestra las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *Filtros de Turba,* junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 6.26. Principales anomalías en Filtros de Turba, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Deficiente calidad de los efluentes finales	Creación de caminos preferenciales en la turba	Cavado en profundidad de la capa de turba
	Vertidos industriales a la red de alcantarillado	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
	Selección inadecuada de la turba	Cumplimiento de las recomendaciones establecidas para la selección de la turba
Rápida colmatación de la superficie filtrante	Deficiente funcionamiento de las etapas de pretratamiento y/o tratamiento primario	Correcta explotación y mantenimiento de estas etapas
	Presenciade elevadas concentraciones de sólidos en suspensión y/o aceites y grasas en las aguas a tratar.	Implantación y cumplimiento riguroso de una Ordenanza de Vertido a Colectores Municipales
	Mal funcionamiento del sistema de reparto del agua sobre la turba	Control del reparto homogéneo de la alimentación sobre toda la superficie filtrante

6.6 LAGUNAJE

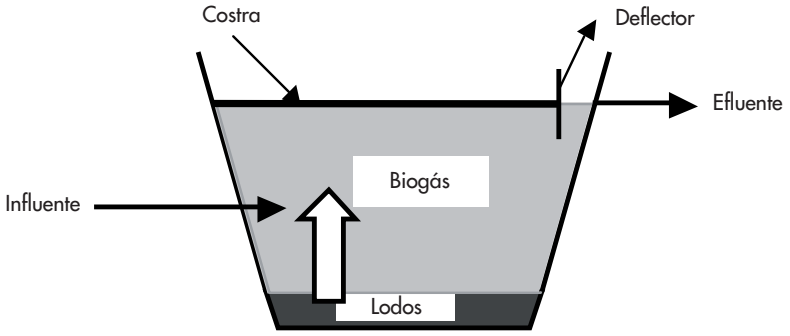
6.6.1 Fundamentos

La tecnología de *Lagunaje* consta de varias lagunas conectadas en serie, en las que la profundidad de las mismas va disminuyendo gradualmente, combinándose condiciones de ausencia y presencia de oxígeno, y en las que se reproducen los fenómenos de autodepuración que se dan de forma natural en los cursos naturales de las agua (Salas *et al.,* 2007b). En cierta forma, podría definirse el *Lagunaje* como "un río compartimentado", en el que la primera etapa anaerobia simula las condiciones que se dan en los cauces cuando se produce un vertido con una fuerte carga orgánica biodegradable, mientras que las etapas posteriores se asemejan a las situaciones que se van dando aguas abajo del vertido, donde de forma natural se van recuperando las condiciones iniciales de la masa acuática.

Son tres los tipos básicos de lagunas existentes (Romero, 1999):

- ***Lagunas Anaerobias:*** lagunas profundas (3-5 m), que suelen constituir la primera etapa de los *Lagunajes,* por lo que soportan elevadas cargas orgánicas (> 100 g $DBO_5/m^3 \cdot d$, Mara *et al.,* 1998). La ausencia de mecanismos de aireación provoca que en estas lagunas imperen condiciones de ausencia de oxígeno (anaerobiosis), salvo en una fina capa de agua superficial, lo que conlleva que los microorganismos que proliferan en las mismas sean, casi exclusivamente, bacterias anaerobias (Rojo, 1988; Romero 1999).

Figura 6.51. Esquema de funcionamiento de una Laguna Anaerobia



En estas lagunas tiene lugar la decantación de la materia sedimentable, que no ha sido eliminada en la etapa de pretratamiento, que se va acumulando en su fondo. Parte de estos sólidos son inertes, pero la gran mayoría son de naturaleza orgánica, por lo que se van degradando anaeróbicamente. Los fangos permanecen en estas lagunas por un periodo de tiempo prolongado (de 5 a 10 años), mineralizándose (aumentando la relación mineral/volátil) y disminuyendo su volumen. Tras el largo período de estabiliza-

ción, los fangos son purgados de la laguna y, al encontrarse altamente mineralizados, tan sólo precisan ser deshidratados antes de su adecuada disposición final.

Por tanto, las *Lagunas Anaerobias* tienen un doble objetivo: la reducción de la materia en suspensión (sedimentable y flotante) y la estabilización de los fangos acumulados en el fondo. De acuerdo con estos objetivos, las *Lagunas Anaerobias* guardan una gran similitud con las Fosas Sépticas y con los Tanques Imhoff.

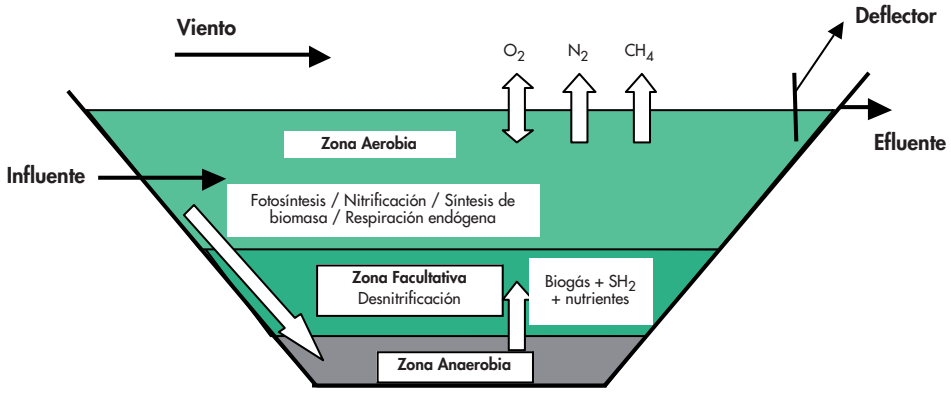
Como subproducto de las reacciones anaerobias se genera biogás (mezcla de metano y de dióxido de carbono, en proporción aproximada 65%/35%), que se desprende en forma de burbujas a través de la superficie de las lagunas. El metano y el anhídrido carbónico son gases que contribuyen al efecto invernadero.

Las *Lagunas Anaerobias* también se pueden emplear como etapa previa de otras tecnologías de depuración (Lechos Bacterianos, Contactores Biológicos Rotativos), al objeto de reducir las cargas que alimentan al resto de etapas del tratamiento, y para simplificar y abaratar el manejo de los fangos que se generan (ver Capítulo 8 *"Combinación de tecnologías").*

- ***Lagunas Facultativas:*** constituyen la segunda etapa del tratamiento mediante *Lagunaje,* presentando una menor profundidad (1,5-2,0 m) y ocupando mucha más superficie que la etapa anaerobia.

  En la columna de agua de este tipo de lagunas se diferencian claramente tres estratos: uno inferior (ocupado por los sedimentos) de características anaerobias, el superior aerobio (como consecuencia, principalmente, de la presencia de microalgas, responsables de los procesos fotosintéticos), y uno intermedio, en el que se dan unas condiciones muy variables (ausencia y presencia de oxígeno), predominando bacterias de tipo facultativo, que son las que dan nombre a este tipo de lagunas (Rojo, 1988; Romero, 1999).

Figura 6.52. Esquema de funcionamiento de una Laguna Facultativa



El principal objetivo que se persigue en la etapa facultativa es la biodegradación,fundamentalmente vía aerobia, de la materia orgánica presente en las aguas residuales a tratar, gracias al oxígeno aportado por la actividad fotosintética de las microalgas y, en menor medida, por fenómenos de reaireación superficial, promovidos por el viento, dada la gran extensión de este tipo de lagunas.

- ***Lagunas de Maduración:*** constituyen la última etapa en el esquema de tratamiento, por lo que soportan bajas cargas orgánicas, dándose en ellas condiciones propicias para la penetración en profundidad de la radiación solar (aguas relativamente claras y poco profundas). Su profundidad está comprendida entre 0,8-1,0 m.

Figura 6.53. Lagunaje. EDAR de Lantejuela (Sevilla)

En estas lagunas se consigue cierta eliminación de sólidos en suspensión (principalmente en forma de microalgas), gracias a la acción filtradora de los organismos que proliferan en ellas (Rojo, 1988; Romero, 1999), y porcentajes muy altos de eliminación de organismos patógenos (como consecuencia de procesos de filtración, predación, efecto bactericida de la radiación UV, etc.), dando lugar a efluentes finales muy oxigenados.

Debido a su elevado poder desinfectante, este tipo de lagunas suelen disponerse en cola de otros tratamientos de depuración. Asimismo, en ciertas ocasiones, estas lagunas se conciben como sistemas para hacer frente a las distorsiones que ejercen las lluvias intensas en los sistemas de tratamiento (García, 2009), ejerciendo un efecto de homogeneización de los efluentes finales (ver Capítulo 8 *"Combinación de tecnologías")*.

Si bien la tecnología de *Lagunaje* experimentó en España un considerable grado de implantación en los años 80 (en el año 1991 se hablaba de la existencia de unas cien instalaciones en operación o construcción, MOPT, 1991), los malos resultados obtenidos (debido en gran parte a deficientes dimensionamientos), la variabilidad temporal en la calidad de los efluentes depurados y los elevados requisitos de superficie para su implantación, han conllevado a que actualmente su aplicación se encuentre en franca regresión, sí bien, sí que se aplican algunos de sus elementos integrantes (etapas anaerobia y de maduración), en combinación con otras tecnologías de tratamiento (ver Capítulo 8 *"Combinación de tecnologías")*.

6.6.2 Diagramas de flujo

Dado que los *Lagunajes* no precisan de energía eléctrica para su funcionamiento, la disponibilidad de esta energía en la parcela en la que se ubique la estación de tratamiento condicionará el diagrama de flujo, en lo que a la etapa de pretratamiento y a la medición de caudales, hace referencia.

En el caso de que la parcela no cuente con suministro eléctrico, se recomienda que la etapa de pretratamiento esté constituida por una reja de gruesos, de limpieza manual, equipada con un dispositivo que permita su by-pass en caso de colmatación. Tras el desbaste, en el caso de redes de saneamiento unitarias, se dispondrá un desarenador estático de limpieza manual.

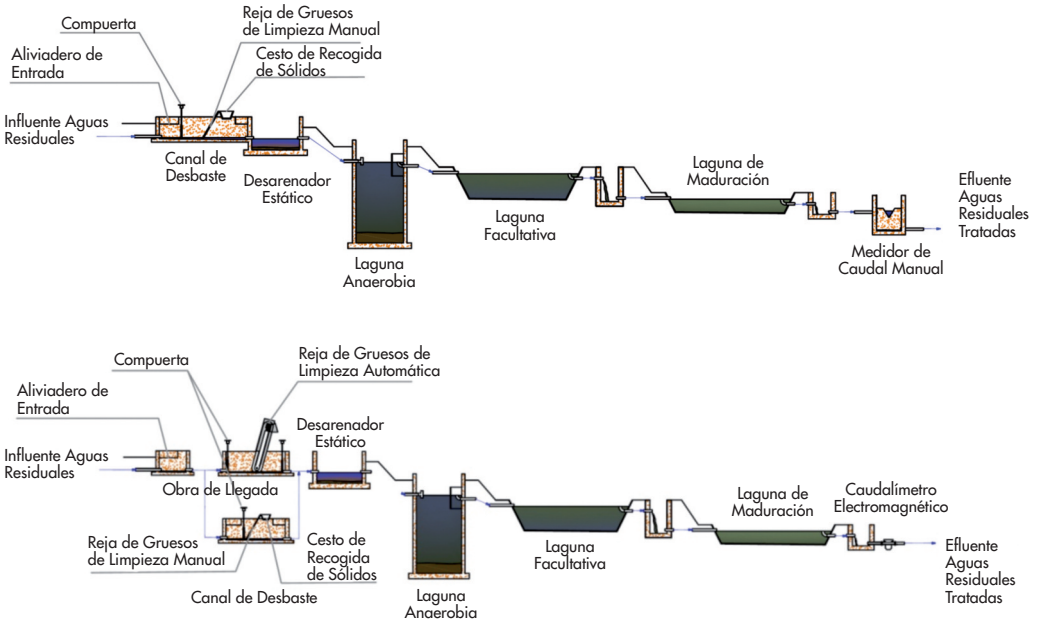
En aquellas situaciones en las que se disponga de suministro eléctrico, la etapa de desbaste estará constituida por un doble canal, que acogerá una reja de gruesos de limpieza automática, disponiéndose en paralelo otra reja de gruesos de limpieza manual, que actuará a modo de by-pass.

Para los rangos de población más bajos, 50-200 h-e, independientemente de que se cuente o no con suministro eléctrico, la etapa de desbaste constará con una reja de gruesos de limpieza manual, dotada con dispositivo de by-pass.

Si las aguas a tratar no presentan elevadas concentraciones de grasas, una vez desarenadas podrán pasar a la etapa de tratamiento primario. En caso contrario será precisa la implantación de un desengrasador estático.

Al pretratamiento le siguen, en serie, los tres tipos de lagunas antes mencionados: anaerobias, facultativas y de maduración (Figura 6.54).

Figura 6.54. Diagramas de flujo de instalaciones de Lagunaje (para 50-200 h-e y 200-1.000 h-e, respectivamente)



En ocasiones se prescinde de la etapa anaerobia, constituyendo la etapa facultativa el primer paso del tratamiento. Asimismo, y para mejorar la inactivación de organismos patógenos, la etapa de maduración suele estar constituida por varias lagunas dispuestas en serie.

A la salida de los efluentes tratados debe disponerse un sistema de medición de caudales. En las situaciones en que no se cuente con suministro eléctrico se podrán determinar los caudales instantáneos de salida haciendo uso de vertederos, dotados de reglilla para la medición de la altura de la lámina de agua. Si se cuenta con energía eléctrica, se puede recurrir al empleo de caudalímetros electromagnéticos, dotados de totalizador. Dado que la mayor parte (70-90%) de la materia orgánica presente en los efluentes finales se encuentra en forma de microalgas (Mara *et al.*, 1998), para mejorar los rendimientos se aconseja la implantación en cola de los *Lagunajes* de un sistema de filtración (filtros de piedra o de arena, humedales artificiales, etc.) (Romero, 1999; Metcalf&Eddy, 2000).

6.6.3 Características del tratamiento

- ***Rendimientos de depuración característicos***

La Tabla 6.27 recoge los rendimientos medios que se alcanzan en las diferentes etapas que constituyen una instalación de depuración mediante la tecnología de *Lagunaje*. Estos rendimientos vienen referidos con relación a las aguas residuales que llegan a la EDAR. En la última columna se presentan las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

Los rendimientos que se recogen en la tabla se refieren a muestras sin filtrar, pero debe hacerse hincapié en que la Directiva 91/271/CEE permite la filtración de los efluentes finales de los *Lagunajes*, para determinar los rendimientos con relación a las aguas influentes sin filtrar, siempre y cuando, la concentración de sólidos en suspensión en los efluentes depurados no supere la concentración de 150 mg/l.

Tabla 6.27. Rendimientos y calidades medias de una instalación de Lagunaje

Parámetro	% de reducción				Concentración
	Laguna Anaerobia	Laguna Facultativa	Laguna Maduración	Rendimientos globales	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	50-60	0-70	35-40	40-80	50-150
DBO_5	40-50	60-80	25-40	75-85	45-75
DQO	40-50	55-75	20-35	70-80	120-180
$N\text{-}NH_{4+}$	–	20-60	15-25	30-70	9-21
N	5-10	30-60	15-50	40-80	10-30
P	0-5	0-30	30-45	30-60	4-7
Coliformes fecales	0,2-0,5 u log	2,2 u log	0,7-1,3 u log	3-4 u log	10^3-10^4 UFC/100 ml

Elaboración propia en base a datos de varias fuentes.

Las fuertes oscilaciones que se aprecian en la eliminación de sólidos en suspensión tienen su origen en los desarrollos masivos de microalgas que experimentan las lagunas fotosintéticas, especialmente en primavera.

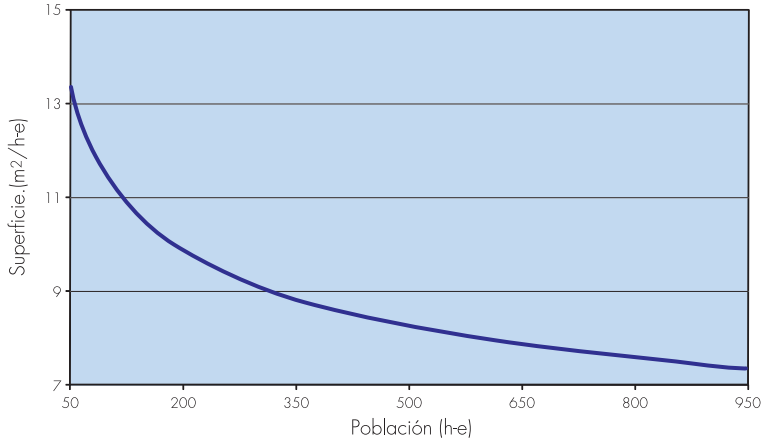
Rango de aplicación

El *Lagunaje* presenta su principal campo de aplicación para el tratamiento de las aguas residuales generadas en las aglomeraciones urbanas menores de 2.000 habitantes equivalentes y, preferentemente, por debajo de los 1.000 habitantes equivalentes (Agence de l´Eau, Rhin-Meuse, 2007), debido a las limitaciones que presenta en cuanto a la elevada superficie ocupada.

Estimación de la superficie requerida para la implantación

La Figura 6.55 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente para la implantación de *Lagunajes*. Para el cálculo de esta superficie se han seguido las pautas recogidas en el Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

Figura 6.55. Superficie por habitante equivalente servido para la implantación de Lagunajes



Influencia de las condiciones meteorológicas

Los principales factores meteorológicos que influyen en *Lagunaje* son (Mendonça, 2000):

- *Temperatura:* como en cualquier otro sistema biológico de depuración, la temperatura determina la velocidad de las reacciones a nivel celular. Asimismo, influye en el grado de mezcla de masas de agua (aparición de termoclinas durante primavera y verano).

La influencia de la temperatura en los rendimientos de depuración se tiene en cuenta en el diseño de las lagunas, tomándose, por seguridad, como temperatura de operación, la temperatura media del mes más frío.

- *Viento:* contribuye a la oxigenación de las aguas vía reaireación superficial y favorece las condiciones de mezcla en las lagunas, evitando fenómenos de estratificación.
- *Radiación solar:* influye decisivamente en la actividad fotosintética de las microalgas y, consecuentemente, en la producción y concentración de oxígeno disuelto en la columna de agua, a la vez que favorece la eliminación de organismos patógenos.
- *Evaporación y precipitación*: la evaporación incrementa la salinidad de las aguas almacenadas en las lagunas, interfiriendo en usos posteriores de la misma. Por su parte, la precipitación favorece la oxigenación de la parte superficial de las lagunas, pero en ocasiones también puede provocar fenómenos de "vuelco" de la columna líquida, al enfriarse, súbitamente, la capa superficial.

Influencia de las características del terreno

Dada los elevados requisitos de superficie que requiere este tipo de tratamiento, las características del terreno disponible para su implantación presentan una gran influencia a la hora de su selección. Al construirse, generalmente, las lagunas por excavación en el terreno, y ser precisa la impermeabilización del confinamiento, aquellos terrenos fáciles de excavar, de naturaleza impermeable y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implantación. La disponibilidad de terrenos con pendientes moderadas facilita el discurrir de las aguas por los distintos elementos integrantes de una instalación de *Lagunaje,* sin necesidad de recurrir a bombeos.

Versatilidad del tratamiento

- *Capacidad de adaptación ante puntas diarias de caudal y de contaminación*

  La tecnología de *Lagunaje* presenta una extraordinaria capacidad de adaptación ante las variaciones de carga contaminante diarias, debido a los altos tiempos de residencia con los que operan las lagunas, que permiten amortiguar estas puntas.

  Por otro lado la elevada superficie que requiere esta tecnología de tratamiento, y los resguardos de seguridad con los que cuentan las lagunas, permiten también amortiguar las puntas diarias de caudal.

- *Capacidad de adaptación ante sobrecargas (hidráulicas y orgánicas)*

  Debido a los elevados tiempos de retención hidráulica con los que operan los *Lagunajes*, esta tecnología presenta una capacidad bastante alta para adaptarse a cargas hidráulicas y orgánicas superiores a las de diseño, siempre que dicha sobrecarga se produzca de forma puntual y no permanente.

- *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

  En aquellos casos en las variaciones estacionales no sean muy acusadas (coeficiente de estacionalidad ≤3), se recomienda dimensionar la estación de *Lagunaje* para la máxima carga estacional.

  Cuando las variaciones estacionales sean muy pronunciadas (coeficiente de estacionalidad ≥3), se recomienda que el *Lagunaje* se diseñe con lagunas en paralelo, que irán entrando en operación conforme se vayan registrando esas variaciones.

Complejidad de operación y mantenimiento

Las operaciones de explotación y mantenimiento del sistema de *Lagunaje* se limitan a inspecciones rutinarias, limpieza de las etapas del pretratamiento (desbaste, desarenado), retirada de flotantes en las lagunas, extracción periódica de los lodos acumulados en el fondo de las *Lagunas Anaerobias* y al mantenimiento de la obra civil (MOPT, 1991). Estas actuaciones carecen de complejidad, por lo que pueden ser ejecutadas por personal sin cualificación específica.

Impactos ambientales

El impacto ambiental más importante asociado a los *Lagunajes* es la generación de malos olores en la etapa anaerobia, como consecuencia, principalmente, de la reducción de compuestos azufrados presentes en las aguas a tratar. No obstante, estos olores pueden quedar limitados a las zonas próximas a este tipo de lagunas si se siguen las siguientes recomendaciones:

- Operar con cargas volumétricas no superiores a 150 g DBO_5/m^3.d.
- No aplicar tratamientos anaerobios a aguas residuales que presenten concentraciones de sulfatos superiores a 500 mg/l (Gloyna *et al.*, 1969).

La generación de gases de efecto invernadero en la etapa anaerobia (CO_2 y, principalmente CH_4), ejerce un impacto negativo a tener en cuenta, y que limita la aplicación de esta etapa a aplicaciones tamaño pequeño, salvo que se cuente con un sistema de recogida del biogás para su combustión posterior.

Una deficiente impermeabilización del vaso de las lagunas (especialmente de las anaerobias) puede provocar fuertes contaminaciones de las aguas subterráneas.

La posible proliferación de mosquitos se minimiza si la instalación se diseña correctamente y se somete a las operaciones de explotación y mantenimiento recomendadas: retirada periódica de flotantes y eliminación de la vegetación que nace en los bordes de las lagunas.

Por lo demás, una instalación de *Lagunaje,* bien diseñada y explotada, ejerce impactos ambientales positivos, posibilitando la creación de un hábitat adecuado para la vida de determinadas especies animales, especialmente avícolas.

■ *Producción de fangos y otros subproductos*

En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste y desarenado (ver Capítulo 4). La generación de lodos en la etapa anaerobia se estima en unos 30-40 litros/habitante equivalente y año (Mara, 1976). Estos lodos, como consecuencia de su elevado tiempo de permanencia en las lagunas se encuentran estabilizados, con relaciones volátil/mineral medias del 40%/60% (Salas *et al.*, 2007b).

Con el diagrama propuesto de *Lagunaje*: *Lagunas Anaerobias + Lagunas Facultativas + Lagunas de Maduración*, tan sólo es preciso proceder, cada 5-10 años, a la retirada de lodos en la primera etapa a lo largo de la vida útil de la instalación. En la etapa anaerobia se genera biogás, mezcla fundamentalmente de metano y dióxido de carbono, en una proporción del orden del 65%/35%.

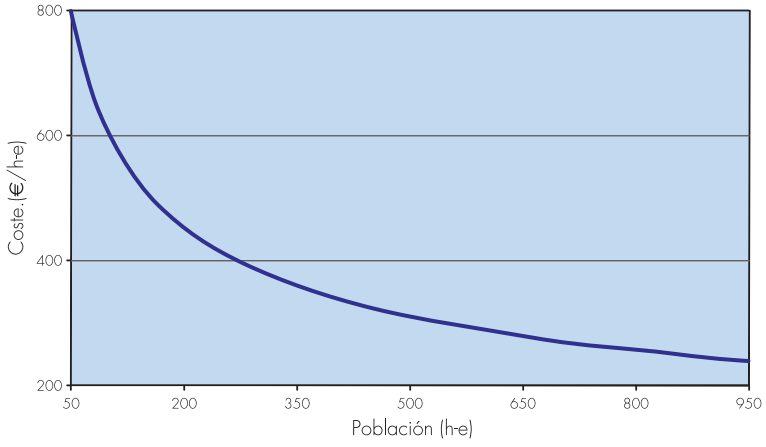
La generación de metano en la degradación anaerobia es de 350 litros por cada kilogramo de DQO eliminado, medido en condiciones normales de presión y temperatura (1 atmósfera y 0°C). De acuerdo con ello, un habitante equivalente (90 g DQO/h-e.d), en una etapa anaerobia en la que se alcance un rendimiento del 45%, generará del orden de 15 litros de metano, a 1 atmósfera y 20°C, y 23 litros de biogás (con una composición metano/dióxido de carbono del 65%/35%).

6.6.4 Costes

■ *Estimación de los costes de implantación*

La Figura 6.56 muestra los costes de implantación de una instalación de *Lagunaje* en función de la población equivalente servida. Para la estimación de estos costes de implantación, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

Figura 6.56. Costes de implantación de Lagunajes en función de la población equivalente servida



- El diagrama de flujo está constituido por: pretratamiento, *Laguna Anaerobia, Laguna Facultativa* y *Laguna de Maduración.*
- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes debidos a una etapa de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual.
- Se consideran los costes para la implantación de un desarenador, de limpieza manual. ejecutado en obra civil.
- Se considera que la *Laguna Anaerobia* se construye en hormigón, excavada en el terreno, con paredes verticales, con 4 m de lámina de agua y 0,5 m de resguardo**.**
- Se considera que las *Lagunas Facultativa y de Maduración* se construyen por excavación en el terreno, con taludes interiores 2:1 (horizontal:vertical), que los vasos se impermeabilizan con lámina plástica de PEAD de 1,5 mm, y que presentan láminas de agua de 1,75 y 0,90 m, respectivamente,con un resguardo de 0,5 m.
- Se instala un medidor de caudal mediante vertedero con reglilla para la medición del nivel de agua.

■ ***Consumo energético***

Si el agua residual llega hasta la estación de tratamiento por gravedad, la tecnología de *Lagunaje* no requiere consumo energético, al carecer de equipos electromecánicos, lográndose el paso del agua de una laguna a otra por gravedad, al disponerse éstas de forma escalonada. Si en la etapa de pretratamiento se opta por la implantación de rejas de desbaste automáticas, la potencia necesaria para el funcionamiento de los mecanismos de limpieza, es muy baja, del orden de 0,5 kW.

■ ***Estimación de los costes de explotación y mantenimiento***

La Tabla 6.28 resume los costes de explotación y mantenimiento de una instalación de *Lagunaje,* operando según el diagrama de flujo comentado en el anterior apartado.

6.6.5 Ventajas e inconvenientes

■ ***Ventajas***

Entre las principales ventajas del *Lagunaje* se encuentran:

- Facilidad constructiva, siendo el movimiento de tierras la actividad principal.
- Consumo energético nulo, si el agua residual llega por gravedad hasta la estación de tratamiento.
- Ausencia de averías cuando se opera sin equipos electromecánicos en la etapa de desbaste.

Tabla 6.28. Costes de explotación y mantenimiento en Lagunajes

Población (he)		100			500			1.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento del operario	25	1 vez/semana	1	1.300,00	2 veces/semana	2	2.600,00	2 veces/semana	1	2.600,00
Pretratamiento										
Limpieza de la reja de desbaste	16	1 vez/semana	0,17	141,44	2 veces/semana	0,17	282,88	2 veces/semana	0,17	282,88
Extracción de arenas	16	1 vez/semana	0,20	166,40	2 veces/semana	0,35	582,40	2 veces/semana	0,50	832,00
Lagunas										
Extracción de flotantes	16	1 vez/semana	0,17	141,44	1 vez/semana	0,25	208,00	1 vez/semana	0,35	291,20
Medición lodos acumulados en Lagunas Anaerobias	16	1 vez/año	1	16,00	1 vez/año	2	32,00	1 vez/año	3	48,00
Tratamiento primario										
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³/a)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³/a)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³/a)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de lodos en Lagunas Anaerobias	15	1 vez/año	4	8,57	1 vez/año	20	42,86	1 vez/año	40	85,71
Mantenimiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Mantenimiento obra civil	16	24 veces/año	1	384,00	24 veces/año	4	1.536,00	12 veces/año	8	3.072,00
Seguimiento										
Operación	**Coste (€/a)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**
Seguimiento analítico	300	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**3.357,85**			**6.484,14**			**8.411,79**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**33,58**			**12,97**			**8,41**

- Mantenimiento sencillo y simple, que se limita a retirar los residuos del pretratamiento y a mantener las superficies de las lagunas libres de flotantes para evitar la proliferación de mosquitos. Además, la simple observación visual y olfativa de las distintas lagunas permite estimar su estado operativo.
- Escasa producción de fangos, experimentando éstos una alta mineralización a consecuencia de los elevados tiempos de retención en las lagunas anaerobias (5-10 años), lo que facilita enormemente su manipulación y evacuación.
- Gran inercia, por los elevados volúmenes, y por tanto largos tiempos de retención.
- Alto poder de inactivación de microorganismos patógenos, que puede llegar a 3-4 unidades logarítmicas.
- Buena integración medioambiental.

Inconvenientes

Como principales desventajas pueden citarse:

- Elevados requisitos de terreno para su implantación.
- Su implantación puede verse desaconsejada en zonas frías o de baja radiación solar.
- Generación de olores desagradables en las *Lagunas Anaerobias,* si bien, estos olores pueden minimizarse y quedar circunscritos a las inmediaciones de estas lagunas, si se siguen las recomendaciones comentadas anteriormente.
- Posible proliferación de mosquitos.
- Pérdidas de agua por evaporación, lo que provoca un aumento de la salinidad de los efluentes tratados.
- Con frecuencia, elevadas concentraciones de sólidos en suspensión en los efluentes finales, como consecuencia de la proliferación de las microalgas.
- Riesgo de contaminación de acuíferos por infiltraciones en caso de que la impermeabilización del sistema no sea la adecuada.

6.6.6 Diseño y construcción

Criterios de diseño

- ***Datos previos para el diseño***

  Para el diseño de los *Lagunajes* se precisa conocer:

  - Caudales de las aguas a tratar: caudal medio, $Q_{m,d}$, (m^3/d), caudal máximo, Q_{max} (m^3/h) y caudal mínimo, Q_{min} (m^3/h), estos dos últimos para el dimensionamiento del pretratamiento.

- Concentración de las aguas a tratar: $DBO_{5(e)}$ (mg/l).
- Temperatura media del mes más frío (°C).

♦ ***Parámetros y método de diseño***

- *Lagunas anaerobias*

El diseño de este tipo de lagunas es empírico y se basa en criterios de carga volumétrica y de tiempos de retención.

La carga volumétrica viene dada por:

$$C_v = C_{(e)} \cdot Q_{md} / V$$

donde:

C_V = carga volumétrica (g DBO/m^3.d).
$C_{(e)}$ = DBO_5 del agua de entrada (mg/l = g/m^3).
Q_{md} = caudal medio diario (m^3/d).
V = volumen de la laguna (m^3).

De la expresión anterior, despejando el volumen se obtiene:

$$V = C_{(e)} \cdot Q_{md} / C_V \quad (1)$$

Dependiendo de la temperatura de diseño, que por seguridad suele tomarse la temperatura media del mes más frío, los valores de carga volumétricaa aplicarse recogen en la Tabla 6.29, en la que también se muestran los rendimientos de eliminación de DBO_5 para cada situación (Mara *et al.*, 1986; Mara *et al.*, 1997).

La temperatura del agua en las lagunas es de 2 a 3°C superior a la ambiental en invierno, y de 2 a 3°C inferior a la temperatura ambiente en verano (Mara *et al.*, 1987).

Tabla 6.29. Valores recomendados de carga volumétrica en Lagunas Anaerobias, en función de la temperatura de diseño, y rendimientos que se alcanzan

Tª de diseño (°C)	Carga volumétrica (C_v) (g/m^3.d)	% Eliminación DBO_5
< 10	100	40
10-20	20T-100	2T+20
20-25	10T+100	2T+20

Fijado el valor de C_V, se determina el volumen necesario de la etapa anaerobia haciendo uso de la expresión (1). A partir de este volumen puede determinarse el Tiempo de Retención Hidráulica mediante la expresión:

$$\theta = V / Q_{md}$$

siendo:

θ = Tiempo de Retención Hidráulica (d).

El valor obtenido del tiempo de retención debe ser ≥ 2 días, en caso contrario se fija un tiempo de 2 días y se recalcula el volumen definitivo de la etapa anaerobia.

Fijada la altura de la lámina de agua (3-5 m), queda determinada la superficie necesaria de la fase anaerobia.

- *Lagunas Facultativas*

El parámetro típico para el dimensionamiento de este tipo de lagunas es la carga orgánica superficial (kg DBO_5/ha·d), dada la importancia de la superficie para la captación de la radiación luminosa, indispensable para los procesos fotosintéticos, que son la base del funcionamiento de estas lagunas.

Mara (1987) propone la siguiente expresión para la determinación de la máxima carga orgánica que puede aplicarse a una laguna facultativa antes de que se convierta en anaerobia:

$$\lambda_s = 350(1{,}107 - 0{,}002\ T)^{T-25}$$

donde:

λ_s = carga orgánica superficial aplicable (kg DBO_5/Ha.d).
T = temperatura de operación de la laguna (°C). Por seguridad se suele tomar para el diseño la temperatura media del mes más frío.

De acuerdo con esta expresión, para temperaturas medias del mes más frio de 10°C se recomienda que la carga superficial aplicada a las *Lagunas Facultativas* sea ≤ 100 kg DBO_5/ha·d. Por debajo de 8°C se debe trabajar con cargas ≤ 80 kg DBO_5/ha·d.

Conocida la carga orgánica a tratar en la etapa facultativa (la que no ha sido eliminada en la etapa anaerobia), y de acuerdo con el límite de carga superficial impuesto, se calcula la superficie necesaria. Fijada la altura de la lámina de agua (1,5-2,0 m), el resguardo (0,5 m), los taludes interiores (generalmente 2:1, horizontal:vertical), y la forma geométrica de la laguna, puede procederse a la determinación de sus volúmenes, total y efectivo.

- *Lagunas de Maduración*

En las *Lagunas de Maduración,* para lograr una eliminación efectiva de los organismos patógenos, se recomienda un tiempo mínimo de residencia de 5 días si se dispone de una única laguna y de 3 días para cada laguna si se dispone de varias dispuestas en serie (WHO, 1987).

A partir del caudal de aguas a tratar y del tiempo de retención exigido, se calcula el volumen efectivo necesario de la etapa de maduración.

Para evitar sobrecargas orgánicas en estas lagunas, debe comprobarse además que la carga superficial aplicada no supera el 75% de la carga con la que opera la etapa facultativa. En caso contrario, debe recalcularse la superficie y el volumen de la etapa de maduración.

La Tabla 6.30 resume las recomendaciones de diseño para una instalación de tratamiento de aguas residuales basada en la tecnología de *Lagunaje*.

Tabla 6.30. Resumen de recomendaciones para el diseño de Lagunajes

Parámetro	Laguna Anaerobia	Laguna Facultativa	Laguna Maduración
Tiempo de retención (d)	≥ 2	–	≥ 5
Carga volumétrica (g DBO_5/m^3.d)	100-150	–	–
Carga orgánica superficial (kg DBO_5/ha.d)	–	≤ 100	≤ 75
Profundidad (m)	3,0-5,0	1,5-2,0	0,8-1,0

■ *Criterios de construcción*

♦ *Confinamiento*

◗ Como paso previo a la construcción de un *Lagunaje,* debe determinarse la máxima altura del nivel freático y deben medirse las siguientes propiedades del terreno donde se van a localizar las lagunas: distribución del tamaño de las partículas, máxima densidad seca y contenido de humedad óptimo (test Próctor modificado), límites de Atterberg, contenido orgánico y coeficiente de permeabilidad.

Figura 6.57. Construcción del confinamiento

Figura 6.58. Impermeabilización del confinamiento

- La tierra que se emplee para la construcción de diques debe compactarse en tongadas de 150-200 mm al 90% de la densidad seca máxima, determinada por el ensayo del Próctor modificado.
- Si el suelo donde se van a ubicar las lagunas presenta una baja permeabilidad, para su impermeabilización bastará con proceder a compactarlo. Tras la compactación el terreno debe tener un coeficiente de permeabilidad, determinado "in situ", inferior a 10^{7} m/s.
- En caso contrario será necesario proceder al empleo de arcillas o bentonitas (que se irán compactando por tongadas, en capas de unos 10 cm de espesor), o al uso de láminas plásticas (PVC, PEAD, EPDM), recomendándose espesores superiores al milímetro.
- Para evitar punzamientos, por las piedras del propio terreno, se recomienda que por debajo de la lámina plástica se disponga una lámina de geotextil de 150-300 g/cm^2, o que se extienda una capa de arena.
- En la impermeabilización mediante lámina plástica debe controlarse exhaustivamente las soldaduras entre las láminas (por aire caliente o por compuestos químicos) y el buen anclaje de las láminas al terreno.

Figura 6.59. Encachado de los taludes de la laguna

- Las *Lagunas Anaerobias* se construyen con una baja relación superficie/profundidad y, generalmente, con forma cuadrada para favorecer, en lo posible, un flujo de tipo mezcla completa.
- Las *Lagunas Anaerobias* de pequeñas dimensiones suelen construirse en hormigón con las paredes verticales.
- Las *Lagunas Facultativas* y de *Maduración* suelen construirse con formas arriñonadas o redondeadas para evitar zonas muertas y cortocircuitos (caminos preferentes). En el caso de lagunas rectangulares se recomiendan relaciones longitud/anchura en el rango de 2/1 a 4/1, al objeto de favorecer el modelo flujo pistón y de asegurar un mejor rendimiento.
- Los taludes interiores se construyen con un máximo de 2:1 (horizontal-vertical). Estos taludes deben ir protegidos mediante escolleras contra la erosión que provoca el oleaje que se genera en las lagunas por acción del viento, especialmente en la zona comprendida 30 cm por encima y por debajo del nivel de agua.
- El coronamiento de las lagunas debe presentar un ancho que permita la circulación del personal y de vehículos, debiendo estar compactado adecuadamente para evitar su deterioro debido al tránsito.
- En el movimiento de tierras se debe intentar equilibrar las excavaciones con los rellenos.

- En lagunas menores de 2 hectáreas se emplean resguardos en torno a 0,5 m, mientras que para lagunas mayores los resguardos son del orden de 1 m.
- Se recomienda que el número de lagunas sea el mayor posible y, como mínimo, deben construirse tres.
- Debe evitarse la existencia de árboles próximos a las lagunas y de cualquier impedimento que dificulte la aireación natural de las mismas.
- Para minimizar los posibles impactos olfativos las lagunas deben ubicarse alejadas de los núcleos de población, teniendo en cuenta la dirección de los vientos dominantes.
- Por motivos de seguridad las lagunas deben estar valladas y señalizadas, y disponer de flotadores y cuerdas en su perímetro.

♦ ***Los elementos de entrada y salida***

- En las *Lagunas Anaerobias* la alimentación se efectúa aproximadamente a la mitad de la lámina de agua, mientras que la evacuación tiene lugar por la superficie, a través de un deflector para limitar el escape de flotantes a la etapa facultativa.
- En las *Lagunas Facultativas* y de *Maduración,* la alimentación se efectúa unos 30-50 cm por debajo de la superficie líquida, y la evacuación tiene lugar por la superficie, a través de deflectores para limitar el escape de flotantes.
- Debe evitarse colocar las zonas de entrada y salida de las lagunas coincidentes con la dirección de los vientos dominantes, ya que podrían establecerse caminos preferenciales superficiales, queafectarían al rendimiento del proceso. Ello hace necesario un estudio de los vientos dominantes en la etapa de diseño.
- Los puntos de alimentación a las lagunas y de evacuación de efluentes se ubicarán los más lejanos posible, evitando caminos preferenciales.
- En lagunas de gran tamaño se dispondrán varios puntos de alimentación y varios puntos de salida.

Figura 6.60. Detalle de la zona de salida de una Laguna Anaerobia

Figura 6.61. Arqueta de salida de una Laguna Facultativa

6.6.7 Puesta en marcha

Es esencial, en primer lugar, comprobar la estanqueidad de las distintas lagunas, para evitar episodios de contaminación de aguas subterráneas. En el caso de que las lagunas se hayan impermeabilizado con lámina plástica, se comprobará que no existen roturas que pudieran originar infiltraciones, procediendo a su reparación previa.

Tras esta comprobación, la puesta en marcha del sistema se debe iniciar con la comprobación del correcto funcionamiento de los siguientes elementos:

- Obra de llegada: aliviaderos y compuertas.
- Pretratamiento (rejas de desbaste, desarenado).
- Compuertas y válvulas que permiten el by-pass de las aguas y la puesta en marcha/paro de las diferentes lagunas implantadas.
- Sistemas de medida de caudal.

Una vez realizadas las operaciones anteriores, se procederá a la progresiva alimentación de las distintas lagunas que integran el esquema de tratamiento. El llenado de las lagunas se realizará de la siguiente forma:

- *Lagunas Anaerobias:* se llenarán con las aguas pretratadas y, de forma natural, en 1-2 semanas se irán implantando en ellas condiciones de anaerobiosis, que se manifestarán por la aparición de burbujeo en la superficie de las lagunas.
- *Lagunas Facultativas*: se irán llenando con los efluentes de la etapa anaerobia hasta alcanzar, aproximadamente, la mitad de la profundidad de trabajo, en ese momento se detendrá la alimentación hasta que la superficie de estas lagunas presenten una coloración verdosa, indicativo de la proliferación natural de microalgas (15-20 días). Posteriormente, se continuará con el llenado de estas lagunas con el caudal de diseño establecido.
- *Lagunas de Maduración*: se irán llenando progresivamente con los efluentes de la etapa facultativa.

Se aconseja, que de ser posible, la puesta en servicio de un sistema de *Lagunaje* se realice en primavera-verano, ya que las altas temperaturas aceleran los procesos de adaptación y aclimatación a las distintas condiciones impuestas en cada una de las lagunas. En caso de que la impermeabilización de las lagunas no requiera el revestimiento con lámina plástica, se aconseja que el llenado sea lo más rápido posible para evitar el crecimiento de vegetación en el fondo y los taludes de las balsas.

También, en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR, con el objetivo de determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses en función de la

importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de DBO_5, DQO, MES y, N_T y P_T en su caso, los ratios energéticos de consumo, así como los problemas funcionales que se produzcan.

6.6.8 Explotación y mantenimiento

■ *Inspección rutinaria*

Se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de una vez por semana, en el caso de las depuradoras menores de 500 habitantes equivalentes, y de dos veces por semana en las instalaciones mayores. El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Caudales tratados.
- Aspecto de las aguas residuales influentes y de los efluentes.
- Aspecto visual de las lagunas y aparición de olores desagradables.
- Número e identificación de las lagunas puestas en operación, en el caso de que la instalación cuente con varias lagunas por cada una de las etapas.
- Anomalías en la obra civil.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de rejas y desarenador, evacuación de residuos generados en el pretratamiento, extracción de flotantes y lodos en las lagunas, etc.
- Consumos eléctricos, en el caso de que la instalación cuente con algún equipo electromecánico (rejas de limpieza automática, caudalímetros, bombeo, iluminación, etc.).
- En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas.

■ *Labores de explotación*

Las labores de explotación referentes a la etapa de pretratamiento (desbaste, desarenado) ya se detallaron en el Capítulo 4.

En lo referente a cada modalidad de laguna, las labores de explotación se centran en:

- Lagunas Anaerobias
  - El número *de Lagunas Anaerobias* en operación vendrá determinado por las indicaciones del Proyecto y por la información que se recabe del funcionamiento de la estación depuradora.
  - Semanalmente, en las instalaciones más pequeñas, y dos veces por semana en las de mayor tamaño, se debe proceder a la retirada de los flotantes que aparezcan en la superficie de las lagunas, empleando para ello un recoge hojas de

piscina y aprovechando los momentos en que los vientos reinantes acumulen estos flotantes en los bordes de las lagunas. Los flotantes retirados se recogerán en un contenedor de residuos para su posterior envío a vertedero.

- Con una frecuencia, que en principio puede fijarse en 5-10 años (7 años como media), se llevará a cabo la purga de los fangos que se han ido acumulando en el fondo de las lagunas en operación. Esta extracción se efectuará, preferiblemente, en húmedo, empleando para ello una bomba sumergible, que se irá desplazando por todo el fondo de la laguna extrayendo los lodos depositados, que presentaránun grado de mineralización del orden de 60%/40% (materia mineral/materia volátil) (Salas *et al.,* 2007b).

- Lagunas Facultativas y de Maduración

  - El número *de Lagunas Facultativas* y de *Maduración* en operación, vendrá determinado por las indicaciones del Proyecto y por la información que se recabe del funcionamiento de la estación depuradora.
  - Semanalmente se procederá a la retirada de los flotantes que aparezcan en la superficie de estas lagunas. Esta operación, con la que se evita la proliferación de mosquitos, se efectuará con ayuda de un recoge hojas de piscina, aprovechando los momentos en los que el viento reinante empuje dichos flotantes hacia los bordes de las lagunas.

Seguimiento: controles internos y externos

La observación (visual y olfativa) de las lagunas, en cada visita que se realiza a las instalaciones, permite determinar, de forma aproximada pero eficaz, si operan o no correctamente. En las *Lagunas Anaerobias* una coloración en superficie gris-negruzca y la presencia de abundante burbujeo son reflejo de un buen funcionamiento de este tipo de lagunas. Por el contrario, la aparición en las mismas de microalgas o de tonalidades rosáceas son síntomas de que se está alimentado a la laguna con una carga inferior a la del Proyecto. Una coloración verdosa y la ausencia de burbujeo son síntomas de un buen funcionamiento de las *Lagunas Facultativas* y de *Maduración*, mientras que la aparición de tonalidades rosáceas indicará que estas lagunas están recibiendo más carga de la de diseño. Otro síntoma del buen funcionamiento de este tipo de lagunas es la ausencia de olores desagradables.

Con periodicidad anual se procederá a determinar el espesor de los lodos acumulados en el fondo de las *Lagunas Anaerobias*, empleando para ello una pértiga, de longitud suficiente, en la que en uno de sus extremos se fijará firmemente un paño blanco. Se introducirá la pértiga en las lagunas hasta llegar a tocar el fondo, y al extraerla, quedará marcado en negro, el nivel de los lodos acumulados. Si la laguna es de grandes dimensiones, la determinación del nivel de lodos deberá hacerse en varios puntos, al objeto de poder obtener un valor medio.

Para poder determinar los rendimientos de depuración alcanzados en la estación de tratamiento, con objeto de poder determinar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271, se hace necesaria la toma periódica de muestras tanto de las aguas residuales influentes como de los efluentes depurados, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 3.

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son fundamentalmente:

- Control del agua residual
  - Caudales diarios (m^3/d)
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Calidad exigida del efluente
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
- Control de las distintas etapas del *Lagunaje*
  - Carga volumétrica con la que opera la etapa anaerobia (g $DBO_5/m^3.d$): calculada en función del caudal tratado de agua residual, de su concentración y del volumen efectivo de la etapa anaerobia.
  - Tiempo de retención hidráulica de la etapa anaerobia (d): calculado en función del caudal tratado de agua residual y del volumen efectivo de la etapa anaerobia.
  - Volumen del lodo acumulado en la etapa anaerobia (m^3): calculado en función de la altura de la capa de lodos y de la superficie del fondo de la etapa anaerobia.
  - Carga superficial con la que opera la etapa facultativa (kg DBO_5/ha.d): calculada en función del caudal tratado de agua residual, de su concentración, del rendimiento alcanzado en la etapa anaerobia y de la superficie de lámina de agua de la etapa facultativa.
  - Carga superficial con la que opera la etapa de maduración (kg DBO_5/ha.d): calculada en función del caudal tratado de agua residual, de su concentración, del rendimiento alcanzado en la etapa facultativa y de la superficie de lámina de agua de la etapa de maduración.
  - Tiempo de retención hidráulica de la etapa de maduración (d): calculado en función del caudal tratado de agua residual y del volumen efectivo de la etapa de maduración.

La frecuencia de estos controles será igual que la se aplique para los controles analíticos de entrada y salida que exige la Directiva 91/271/CEE, ello conlleva que además de muestrear influente y efluentes depurados, se proceda a tomar muestras en las corrientes de salida de las etapas anaerobia y facultativa. El control de los caudales entrantes a la instalación de tratamiento tendrá la misma frecuencia que la establecida para las visitas de los operarios a las instalaciones, mientras que la medición del volumen de lodo acumulado en la etapa anaerobia se realizará anualmente.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados durante el pretratamiento, provenientes de las unidades de desbaste y desarenado, se gestionarán como se indica en el Capítulo 4.

Los fangos extraídos periódicamente de las *Lagunas Anaerobias* tendrán una relación mineral/volátil 60/40 aproximadamente, y su destino más simple será su aplicación

como fertilizante en campos de labor cercanos, siempre y cuando se cumplan los requisitos que se especifican en las normativas correspondientes. Si esta solución no fuese factible, será necesario el envío de los lodos purgados a estaciones depuradoras dotadas de tratamiento de fangos (ver Capítulo 9). En instalaciones de pequeño tamaño también pueden gestionarse "in situ" los lodos generados en las *Lagunas Anaerobia,* procediendo a su bombeo periódico a eras de secado de lodos (ver Capítulo 9). Los lixiviados deben conducirse, de nuevo, a cabecera del tratamiento.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento constará de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de los equipos electromecánicos, de la obra civil y de las conducciones:
  - Limpieza de las arquetas de reparto.
  - Reparación, relleno y compactación de las hendiduras que puedan aparecer en los taludes de tierra.
  - Reparación de roturas que aparezcan en lámina plástica de impermeabilización.
  - Eliminación de la vegetación en las zonas de los taludes próximas al nivel de agua (aproximadamente 1 m), como medida preventiva contra la proliferación de mosquitos, mediante herbicidas o manualmente.
- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos, etc.

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La Tabla 6.31 muestra las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *Lagunaje,* junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 6.31. Principales anomalías en Lagunajes, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Empeoramiento de la calidad de los efluentes finales	Sobrecargas hidráulicas y orgánicas	Si es posible, aumento del número de lagunas en operación Incremento de la altura de la lámina de agua, lo que aumenta el volumen y la superficie de las lagunas
Cambio en la coloración de las *Lagunas Facultativas* y de *Maduración*, aparición de tonalidades rosáceas	Sobrecarga orgánica	Aumento del número de lagunas en operación Aumento de la altura de la lámina de agua Detener la alimentación a las lagunas Facultativas y de Maduración Si las tonalidades rosáceas aparecen únicamente en la etapa facultativa, se puede recircular a ellas agua procedente de las *Lagunas de Maduración*
Proliferación de mosquitos	Presencia de flotantes en las lagunas Aparición de malas hierbas en taludes	Retirada periódica de los de flotantes Aplicación de herbicidas o retirada manual de la vegetación espontánea
Incremento de sólidos en suspensión en efluentes de las *Lagunas Anaerobias*	Acumulación excesiva de lodos en el fondo de estas lagunas	Extracción de lodos
Malos olores	Inadecuado mantenimiento del pretratamiento	Aumentar la frecuencia del mantenimiento del pretratamiento y retirar los rechazos
	Acumulación excesiva de lodos en la *Laguna Anaerobia*	Asegurar un control regular del nivel de fangos en la laguna, extrayendo periódicamente los lodos
	Sobrecarga orgánica	Comprobar las cargas orgánicas aplicadas a las lagunas Recircular el efluente de las lagunas de maduración a etapas anteriores, o aporte de agua clara
	Vertidos de efluentes industriales a la red de colectores	Establecimiento y cumplimiento de una Normativa Municipal de Vertidos a la Red de Colectores Municipales
Presencia excesiva de microalgas en el efluente tratado	Aumento de la temperatura ("blooms" de primavera)	Tratamiento terciario mediante filtración

REFERENCIAS

Agence de l´Eau, Rhin Meuse (2007). *Les procédés d´épuration des petites collectivités du bassin Rhin-Meuse. Éléments de comparaison techniques et économiques.*

Boutin, C.; Liénard, A. (2004). Reed bed filters for wastewater treatment in France: major design aspects and history of development. *Water 21. Abril2004.*

Brissaud, F.; Salgot, M.; Folch, M.; Auset, M.; Huertas, E.; Torrens, A. (2007). Wastewater infiltration-percolation for water reuse and receiving body protection: thirteen years' experience in Spain. *WaterScience & Technology,* **55**(7): 227 234.

Brix, H. (2004). Danish guidelines for small-scale constructed wetland systems for onsite treatment of domestic sewage. *Vol. 1. pp.1-9. 9th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control. Avignon (France).*

Cocozza, C.; D´Orazio, V.; Miano, T.M.; Shotyk, M. (2003). Characterization of solid and aqueous phases of a peat bog profile using molecular fluorescence spectroscopy, ESR and FIT-IR, and comparison with physical properties. *Org. Geochem.* **34**, 49-60.

Consorci Costa Brava (2008).
[en línea]: http: //www.ccbgi.org/análisis_completes/terciari_empuriabrava_PNAE_2008.pdf. [Consulta 23 Marzo 2010].

Cooper, P. (2001). Nitrification and desnitrification in hybrid constructed wetlands systems. *Transformations of Nutrients in Natural and Constructed Wetlands.* J. Vymazal, ed., Backuys Publishers, Leiden, The Netherlands, pp. 257-270.

Cooper, P. (2003). Sizing vertical flow and hybrid constructed wetlands systems. *The use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment.* 1st International Seminar. Dias V. y Vymazal J. (eds.), Instituto Nacional da Água, Lisbon, Portugal, pp. 195-218.

Couillard, D. (1992). Appropriate wastewater management technologies using peat. *Journal Environmental Systems.* **21**, 1-19.

Couillard, D. (1994). The use of peat in wastewaters treatment. *Water Research* **28**(6), 1.261-1.274.

Crites, R.; Middlebrooks, E.; Reed, S. (2006). *Natural Wastewater Treatment Systems.* CRC Press, Taylor & Francis Group.

Duchemin, J. (1994). *Effluents domestiques et phosphore: le rendement des filières d´assainissement autonome in Phosphore des villes*…Phosphore des champs. Journée d´échanges techniques, 13 décembre 1994, Ministère des Affaires Sociales de la Santé et de la Ville. DDAS d´Ille-et-Viliane, DDAS de Loire-Atlantique. France, Derval.

EPA. (2002a). EPA625/R-00/008a. *Onsite Wastewater Treatment Systems Technology Fact Shett 10: Intermittent Sand/Media Filters.*

EPA. (2002b).EPA625/R-00/008b. *Onsite Wastewater Treatment Systems Technology Fact Shett 11: Recirculating Sand/Media Filters.*

Epur Nature. [en línea]: http://www.epurnature.fr.

Folch, M. (1997). *Tratamiento terciario de aguas residuales por infiltración-percolación: parámetros de control.* Tesis Doctoral en Farmacia, Universidad de Barcelona**.**

García, J.; Ojeda, E.; Sales, E.; Chico, F.; Píriz, T.; Aguirre, P.; Mujeriego, R. (2003). Spatial variations of temperature, redox potential, and contaminants in horizontal flow reed. *Ecological Engineering* **21**, 129-142.

García, J.;Aguirre, P.; Mujeriego, R.; Huang, Y.; Ortíz, L.; Bayona, J. (2004a). Initial contaminant removal perfomance factors in horizontal flow red beds used for treating urban wastewater. *Wat. Res.* **38**(7), 1669-1678.

García, J.; Morató, J.; Bayona, J.M. (2004b*). Nuevos Criterios para el Diseño y Operación de Humedales Construidos.* CPET-Centro de Publicaciones del Campus Nord, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona. ISBN: 84-7653-854-5.

García, J.; Corzo, A. (2008). Depuración con Humedales Construidos. Guía Práctica de Diseño, Construcción y Explotación de Sistemas de Humedales de Flujo Subsuperficial. [en línea]:http://upcommons.upc.edu/e-prints/bitstream/2117/2474/1/JGarcia_and_ACorzo.pdf. [Consulta 23 Marzo 2010].

Garcia J., 2009. An integrated approach to the design and operation of low capacity sewage treatment works. *Desalination and Water Treatment* **4**; pp. 28-32.

IGME. (2003). *La depuración de aguas residuales urbanas de pequeñas poblaciones mediante infiltración directa en el terreno*, pp 168. ISBN: 84-7840-464-3.

Kadlec, R.; Wallace, S. (2009). *Treatment Wetlands.* Second Edition. CRC Press. Taylor &Francis Group. ISBN: 978-1-56670-526-4.

Kennedy, P.;Van Geel, P, J. (2000). Hydraulics of peat filters treating septic tank effluent. *Transport Porous Media*, **41**, 47-60.

Liénard, A.; Guellaf, H.; Boutin, C. (2001). Choice of the sand for sand filters used as secondary treatment of wastewater. *Water Science and Technology*, **44**(2-3):189-196.

Lucero, M.; Huertas, E.; Folch, M.; Salgot, M.; Sánchez, J. (2008). Tecnologías no Convencionales (Infiltración-Percolación y Zonas Húmedas Construidas) en el tratamiento de aguas residuales. *XXXI Congreso Interamericano AIDIS*, Octubre 2008,Santiago (Chile).

Mara, D. (1976). *Sewage Treatment in Hot Climates*. John Wiley&Sons. Londres.

Mara, D.; Person, H. (1986). Artificial freshwater environments: waste stabilization ponds. *Biotechnology.* Vol. **8**. pp. 177-206. Ed. W. Schoenborn. Weinheim, Germany: VCH: Verlagsgesellschaft.

Mara, D. (1987). Waste stabilization ponds: problems and controversies. *Water Quality International* **1**, 20-22.

Mara, D.; Person H. (1987). *Waste Stabilization Ponds: Design Manual for Mediterranean Europe.* Copenhagen, Denmark. World Health Organization Regional Office for Europe.

Mara, D.; Pearson H. (1998). Design Manual for Waste Stabilization Ponds in Mediterranean Countries. *Lagoon Technology International, Leeds (England).*

Martín, I. (1989). *Depuración de aguas con plantas emergentes*. Ed. Servicio de Extensión Agraria, D.L. ISBN: 84-341-0659.

McNevin, J.; Barford, J. (2001). Inter-relationship between adsorption and pH in peat biofilters in the context of a cation-exchange mechanism. *Water Research* **35**, 736-744.

Mendonça, S. R. (2000). *Sistemas de lagunas de estabilización. Cómo utilizar aguas residuales tratadas en sistemas de regadío.* McGraw-Hill Interamericana, Santa Fe de Bogotá (Colombia). ISBN: 958-41-0090-0.

Metcalf&Eddy (2000). *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización.* McGraw-Hill. ISB: 84-481-1607-0.

Moshiri, G. (1993*). Constructed Wetlands for Water Quality Improvement.* Lewis Publishers. ISBN: 0-87371-550-0.

MOPT (Ministerio de Obras Públicas y Transportes (1991). *Depuración por lagunaje de aguas residuales. Manual de operadores*. Monografías de la Secretaría de Estado para las Políticas del Agua y el Medio Ambiente. Centro de Publicaciones del MOPT (Madrid).

Mottier, V.; Brissaud, F.; Nieto, P.; Alamy, Z. (2000). Wastewater treatment by infiltration-percolation: a case study. *Water Science and Technology* **41**(1):77-84.

Oficina Internacional del Agua (2001). *Guía: Procesos Extensivos de depuración de las Aguas*. ISBN: 92-894-1690-4.

O´Hogain, S. (2004). *The design of vertical and hybrid subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment.* Nuevos Criterios para el Diseño y Operación de Humedales Construidos. García, J.; Morató, J.; Bayona, J.M. Editores. CPET-Centro de Publicaciones del Campus Nord, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, pp. 71-70.

Pedescoll, A.; Uggetti, E.; Llorens, E.; Granés, F.; García, D.; García, J. (2009). Practical method based on saturated hydraulic conductivity used to assess clogging in subsurface flow constructed wetlands.*Ecological Engineering* **35**, 1216–1224.

Perminova, I.V.; Hatfield, K.; Hertkon, N, (Eds.). (2005). Use of Humic Substances to Remediate Polluted Environments: From Theory to Practice. NATO Science Series IV. *Earth and Environmental Sciences*, vol 52. Springer, Dordrecht, The Nederlands, p. 506.

Romero, J. A. (1999). *Tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización. Escuela Colombiana de Ingeniería.* Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. (México D.F.).

Rojo, E. (1988). *Aspectos biológicos del lagunaje*. Consejería de Política Territorial y Obras Públicas de la Comunidad Autónoma de la Región Murciana. ISBN: 84-505-7261-4.

Reed, S.; Crites, R.; Middlebrooks, E. (1995). *Natural Systems for Waste Management and Treatment.* 2nd Edition. MCGraw-Hill, New York.

Sala, L.; Romero de Tejada, S.; Huguet, A.; Marquès, E. (2001). El proyecto de reutilización de aguas para usos ambientales en la laguna del Cortalet, Empuriabrava. "La gestión del agua en los Aiguamolls". Comunicación presentada en el marco de Doñana 2005: *Segunda Reunión Internacional de Expertos en la Regeneración Hídrica de Doñana, Huelva*, 26-28 Noviembre 2001.

Salas, J.J. (2007). Wastewater Treatment in Small Urban Areas in Andalusia (Spain) II International Congress Wastewater Treatment in Small Communities. Seville November 2007. Abstract and keynote speeches book. pp. 168-173.

Salas, J.J.; Pidre, J.R.; Sánchez, L. (2007a). *Manual de Tecnologías no Convencionales para la Depuración de Aguas Residuales. Capítulo IV.- Humedales Artificiales*. Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua. CENTA, Sevilla, 111 p. ISBN: 978-84-61-6885-9.

Salas, J.J.; Pidre, J.R.; Fahd, K. (2007b). *Manual de Tecnologías no Convencionales para la Depuración de Aguas Residuales. Capítulo V.- Filtros de Turba*. Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua. CENTA, Sevilla, 117 p. ISBN: 978-84-61-6886-6.

Salas, J.J.; Pidre, J.R.; Sardón, N. (2007c). *Manual de Tecnologías no Convencionales para la Depuración de Aguas Residuales. Capítulo III.- Lagunaje*. Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua. CENTA, Sevilla, 163 p. ISBN: 978-84-61-6884-2.

Salas, J.J. (2008). *Tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante Filtros de Turba: modificaciones en el diseño y empleos alternativos*. Tesis Universidad de Sevilla. Facultad de Química. Departamento de Química analítica. Pendiente de publicación.

Salas, J.J.; Ternero, M.; Quiroga, J. (2008). El tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante filtros de turba e Andalucía. *VII Simposio del Agua en Andalucía*. Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España. Serie: Hidrogeología y Aguas Subterráneas nº 25. Tomo II. 933-941.

Salgot, M.; Brissaud, F.; Campos, V. (1996). Disinfection of secondary effluents by infiltration-percolation. *Water Science and Technology* **33**, pp. 271-276.

Salgot, M.; Folch. M.; Huertas, E. *(2000). Calidad del agua regenerada en la combinación de la*

Infiltración-Percolación y los sistemas de desinfección. Capítulo 16 de la publicación "Agua potable para comunidades rurales, reuso y tratamientos avanzados de aguas residuales"Ed. Ciencia ergo sum, nº 2, vol 7. Toluca (México). Proyecto CYTED.

Salgot, M.; Torrens. A. (2008). *Tecnologías extensivas para la regeneración de aguas residuales*. Capítulo 10 del informe CSIC: "Aguas Continentales, Gestión de recursos hídricos, tratamiento y calidad del agua". Coordinador: Damiá Barceló.

Tanner, C.; Kadlec, R. (2003). Oxygen flux implications of observed nitrogen removal rates in subsurface-flow treatment wetlands. *Water Science and Technology 48 (5), pp. 191-198*.

Van Geel, P.; Parker, W. (2003). Estimating the water budget for a peat filter treating septic tank effluent in the field. *Journal of Hydrology* **271**, 52-64.

Viraraghavan, T. (1991). Use of peat in pollution control. *Int. Journal Environ. Stud., B: Environ. Sci. Technol.* **37,** 163-169.

Vymazal, J. (2008). *Wastewater Treatment, Plant Dynamics and Management in Constructed and Natural Wetlands*. Springer Science+ Bussines Media B.V. ISBN: 978-1-4020-8234-4.

Vymazal, J.; Kröpfelová, L. (2008). Wastewater Treatment in ConstructedWetlands with Horizontal Sb-SurfaceFlow. Springer Science + Bussines Media B.V. ISBN: 978-1-4020-8579-6.

WHO (1987). *Wastewater Stabilization Ponds. Principles of Planning and Practice*. WHO EMRO Technical Publication nº 10. World Health Organization, Regional Office for the Eastern Mediterranean, Alejandría.

7. TRATAMIENTOS SECUNDARIOS INTENSIVOS

7.1 INTRODUCCIÓN

Las tecnologías intensivas se caracterizan porque los procesos de depuración, en los que se basan, transcurren de forma secuencial en tanques y reactores y a velocidades aceleradas, gracias al aporte de oxígeno (aire) mediante el empleo de equipos electromecánicos.

Se detallan a continuación las tecnologías intensivas más empleadas para el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas.

7.2 AIREACIÓN PROLONGADA

7.2.1 Fundamentos

La *Aireación Prolongada* es una variante dentro de los procesos de fangos activos para el tratamiento biológico de las aguas residuales en condiciones aerobias.

El agua residual, tras una etapa de pretratamiento, se introduce en una cuba de aireación, o reactor biológico, en el que se mantiene un cultivo bacteriano en suspensión, formado por un gran número de microorganismos agrupados en flóculos, denominado "licor mezcla".

Las condiciones aerobias en el reactor se logran mediante el empleo de aireadores mecánicos (turbinas o eyectores) o aireadores por difusión (difusores de membrana principalmente). El sistema de aireación, además de oxigenar, permite la homogeneización del licor mezcla, evitando la sedimentación de los flóculos.

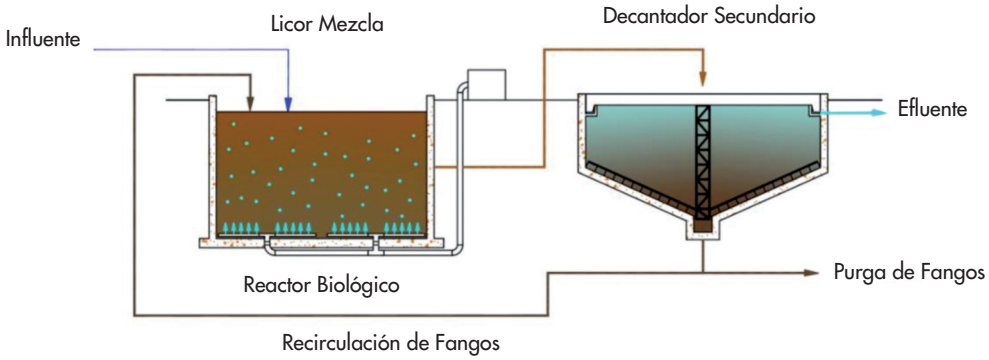
Tras un cierto tiempo de permanencia en el reactor (tiempo de retención hidráulico), el licor mezcla pasa a un decantador o clarificador, que puede ser independiente de la cuba o formar parte del mismo módulo, prefabricado o de obra civil, en plantas compactas, y cuya función es separar el efluente depurado de los fangos. Parte de los fangos se recirculan de nuevo al reactor, con objeto de mantener en éste una concentración determinada de microorganismos, y el resto, los denominados fangos en exceso, se purgan periódicamente (Figura 7.1).

Se distinguen, pues, cuatro operaciones diferenciadas:

- La oxidación biológica, que transcurre en el reactor biológico o cuba de aireación.
- La separación sólido-líquido, que se lleva a cabo en un decantador o clarificador.

- La recirculación de fangos para mantener la concentración de microorganismos en el reactor.
- La extracción de los fangos en exceso.

Figura 7.1. Esquema de un proceso de Aireación Prolongada



La edad del fango (θ) y la carga másica (C_m), son dos de los parámetros fundamentales de diseño de este tipo de procesos. La edad del fango se mide en días y corresponde al tiempo de retención de los microorganismos en el sistema. La carga másica se define como la relación entre la materia orgánica que entra en el reactor por unidad de tiempo y la cantidad de microorganismos existentes en el mismo, expresándose en kg DBO_5 /kg SS.d.

La *Aireación Prolongada* opera con altas edades del fango y, como consecuencia, con cargas másicas muy bajas, y altos tiempos de retención hidráulica, prescindiendo de la decantación primaria, y generando unos fangos ya estabilizados como consecuencia del alto tiempo de permanencia de los microorganismos en el sistema, por lo que tan sólo precisan ser deshidratados antes de su disposición final.

Como las edades de fango empleadas son superiores a las necesarias para que se de el fenómeno de nitrificación, en los reactores de *Aireación Prolongada* existe un riesgo elevado de nitrificación del nitrógeno de entrada, lo que puede derivar en fenómenos de desnitrificación incontrolada en el decantador secundario, con posibles escapes de fangos ascendentes. Es muy aconsejable, por tanto, someter al licor mezcla a una etapa de anoxia (temporal en reactores con aireación intermitente, o espacial en reactores que alternan zonas anóxicas y aerobias), para favorecer la desnitrificación biológica de los nitratos formados, lo que redunda, no sólo en una mejor clarificación, sino también, en un ahorro apreciable de energía de aireación (ahorro que puede alcanzar el 25%). Este ahorro de energía se debe a que una parte importante de la DBO_5 se oxida empleando el oxígeno contenido en los nitratos, por lo que el oxígeno correspondiente a esa fracción de la DBO_5 no tendría que aportarse a través del sistema de aireación.

El reactor biológico puede tener distintas configuraciones, en función del régimen de mezcla (mezcla completa, flujo pistón), y del régimen de alimentación (flujo continuo o discontinuo). Lo habitual en pequeñas aglomeraciones es que sean reactores de alimentación continua y que funcionen en régimen próximo al de mezcla completa, aspecto que es deseable dado que permite absorber mejor las variaciones de carga diarias. Los reactores que más se aproximan a la mezcla completa son los rectangulares (o cilíndricos) con una relación longitud/anchura < 3 (el óptimo a nivel de mezcla sería la forma cuadrada o circular), y también los canales de oxidación, en lo que al grado de dilución de la carga contaminante se refiere.

En los reactores de *Aireación Prolongada* es posible eliminar fósforo, mediante la implantación de una cámara anaerobia en cabecera de tratamiento, que además de promover la asimilación de fósforo por parte de los microorganismos, actúa como selector, disminuyendo el riesgo de aparición de microorganismos filamentosos. Otra forma de eliminación de fósforo es la vía química, mediante la adición de sales de hierro o de aluminio y co-precipitación en el reactor biológico. Ambas vías pueden emplearse de forma complementaria. La ventaja de la vía biológica es que además de estabilizar microbiológicamente el proceso, disminuye mucho el consumo de sales trivalentes precipitantes, así como los fangos correspondientes. La desventaja, en especial para pequeñas poblaciones, es que precisa de una operación más complicada y un personal experto en este tipo de procesos. La cámara anaerobia debe ser compartimentada para garantizar un efecto estrictamente anaerobio.

Figura 7.2. Reactor biológico rectangular. EDAR Alcanadre (La Rioja)

Fuente: www.dam-aguas.es

Figura 7.3. Reactor biológico circular, con el decantador en su interior. EDAR Aigües (Alicante)

Fuente: www.dam-aguas.es

Figura 7.4. Canal de oxidación. EDAR Porto Colom-Felanitx (Islas Baleares)

Fuente: www.dam-aguas.es

Los fangos en exceso extraídos del sistema se llevan a un espesador de fangos, o directamente se almacenan en un depósito. En pequeñas estaciones depuradoras no es habitual

que se deshidraten los fangos directamente en la misma planta (si no es mediante un sistema de eras de secado o humedal artificial [ver capítulo 9]), por lo que suelen almacenarse hasta que son transportados mediante camión cisterna a otra planta de mayor tamaño.

7.2.2 Diagramas de flujo

El proceso de *Aireación Prolongada* debe ir precedido de una obra de llegada y de una etapa de pretratamiento.

En la obra de llegada debe instalarse un aliviadero de caudal, para evitar sobrecargas hidráulicas en épocas de fuertes lluvias, y una compuerta de aislamiento para desviar todo el caudal en caso necesario. Las aguas aliviadas se conducirán a la línea de by-pass de la instalación. La capacidad del by-pass debe ser suficiente para evacuar toda el agua que llegue por el colector, incluyendo el exceso, con relación al caudal de diseño, que se genera en épocas de lluvia.

El pretratamiento constará de:

- Etapa de desbaste: ejecutada en doble canal, uno de los canales constará con reja de gruesos y reja de finos o tamiz, dispuestas en serie y de limpieza automática, mientras que en el otro canal se dispondrá, a modo de by-pass, una reja de gruesos de limpieza manual.

- Etapa de desarenado-desengrasado aireado.

Tras el pretratamiento las aguas ingresarán en el reactor biológico, permaneciendo en él el tiempo necesario para la degradación de los contaminantes. Finalmente, en la etapa de clarificación, o decantación secundaria, tendrá lugar la separación, por gravedad, de los efluentes tratados y de los fangos generados. Parte de estos fangos se recirculan a la cuba biológica y el resto se purga como fangos en exceso, enviándose, generalmente, a un espesador por gravedad. Los sobrenadantes de este espesador se reenvían a cabecera del tratamiento.

A la salida de la etapa de decantación se dispondrá un sistema de medición de caudales, recomendándose el empleo de caudalímetros electromagnéticos.

Las etapas de nitrificación y desnitirificación podrán acometerse en el mismo reactor biológico, alternando las etapas de aireación y de reposo (Figura 7.5), que es lo más frecuente en pequeñas aglomeraciones, o bien, compartimentando el reactor en zonas anóxicas y aerobias (Figura 7.6).

En reactores tipo canal de oxidación (Figura 7.7) no es necesaria la recirculación interna adicional, pues la desnitrificación se consigue alternando zonas óxicas con zonas anóxicas a lo largo del canal y regulando el oxígeno disuelto para favorecer la desnitrificación simultánea. También es posible operar con aireación intermitente en los canales de oxidación.

Figura 7.5. Diagrama de flujo de un sistema de Aireación Prolongada, en el que las etapas de nitrificación-desnitrificación tienen lugar el mismo reactor (aireación intermitente)

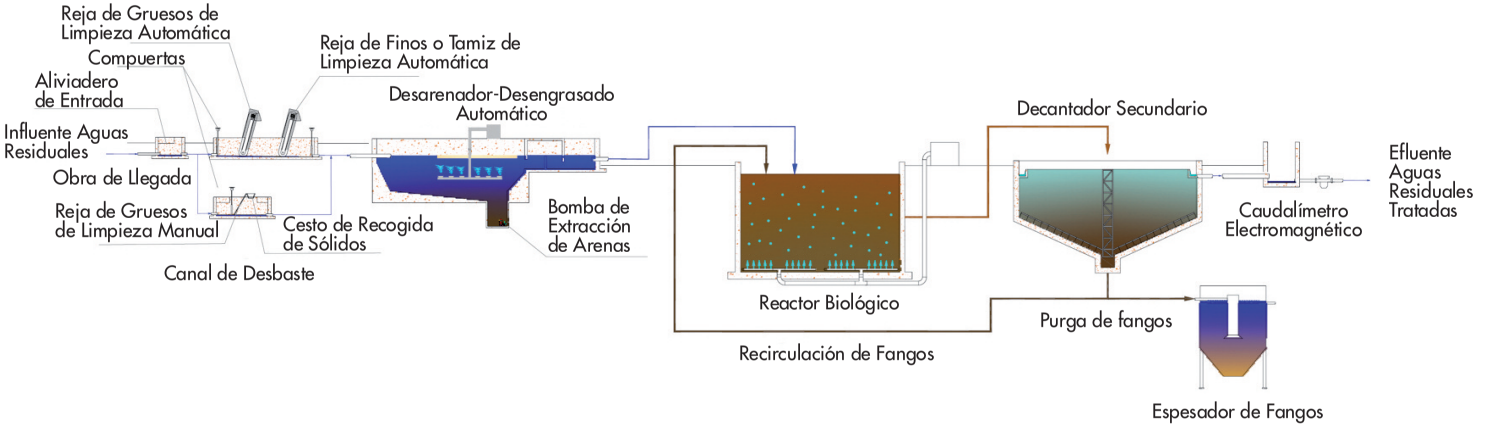
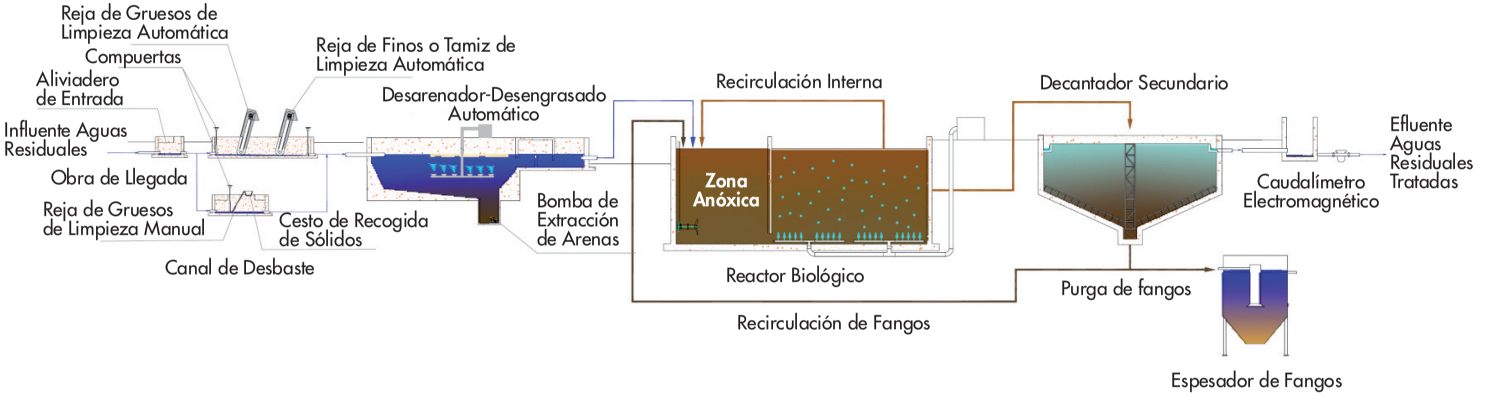


Figura 7.6. Diagrama de flujo de un sistema de Aireación Prolongada, en el que las etapas de nitrificación-desnitrificación tienen lugar en zonas separadas (anóxica y aerobia)



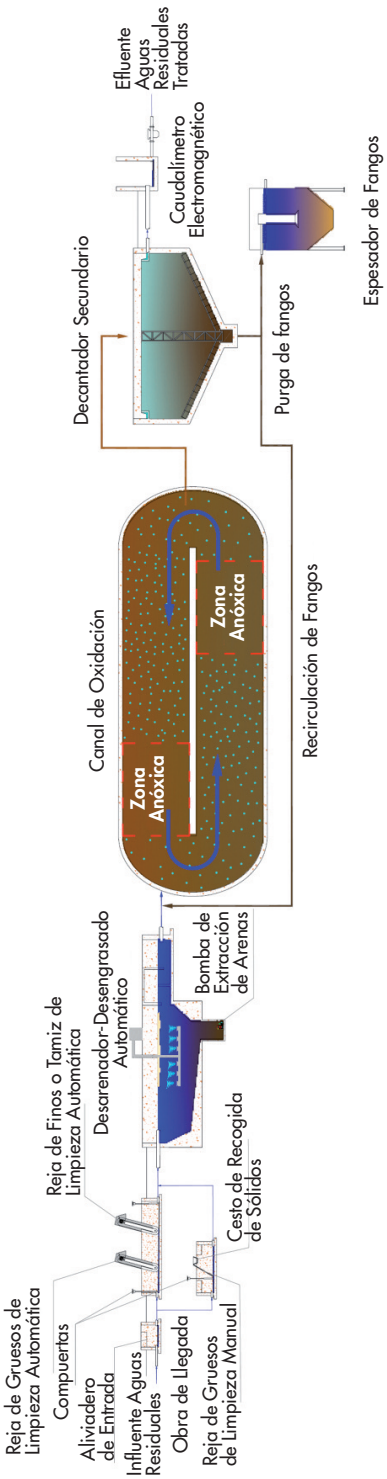


Figura 7.7. Diagrama de flujo de un sistema de Aireación Prolongada en su modalidad de canal de oxidación

7.2.3 Características del tratamiento

Rendimientos de depuración característicos

La Tabla 7.1 recoge los rendimientos medios habituales que se alcanzan con el empleo de *Aireaciones Prolongadas*, dimensionadas y explotadas de acuerdo a las especificaciones recogidas en los apartados de diseño y explotación de este Manual, y operando en régimen de nitrificación de las formas amoniacales. En la última columna se presentan las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

Tabla 7.1. Rendimientos medios de una instalación de Aireación Prolongada con nitrificación y características del efluente final

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	85-95	15-35
DBO_5	85-95	15-25
DQO	80-90	60-120
$N\text{-}NH_{4+}$	90-95	2-5
N	30-40	30-35
P	20-30	7-8

Cuando se opera en régimen de nitrificación-desnitrificación, se alcanzan eliminaciones de N_T del orden del 80-85%, a la vez que incrementa el resto de rendimientos del proceso, al mejorarse el comportamiento de la etapa de clarificación.

La eliminación de fósforo se puede abordar por vía química, añadiendo sales de hierro o de aluminio, o alternando la vía biológica con la química, pudiéndose alcanzar rendimientos de eliminación del 80-90% y concentraciones a la salida inferiores a 2 mg P/l.

Los rendimientos disminuyen cuando se trabaja con aguas poco concentradas (menos de 100 mg/l de DBO_5), lo que no impide que se puedan alcanzar las concentraciones de salida exigidas.

Rango de aplicación

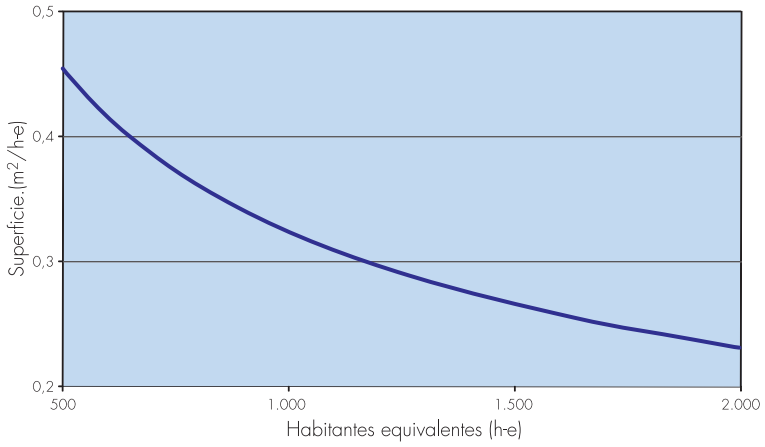
La tecnología de *Aireación Prolongada* es aplicable en todo el rango de población situado entre 50 y 2.000 h-e., pero se recomienda especialmente en el rango superior (> 500 h-e.), o cuando se exija eliminación de nitrógeno total. La existencia de red separativa y el disponer de un sistema de gestión de infraestructuras de saneamiento adecuado (de tipo supramunicipal, más común en zonas periurbanas que en zonas rurales), favorecen la implantación de esta tecnología.

Debe recalcarse que se trata de una tecnología que requiere de un buen control por parte de personal cualificado para asegurar la calidad del efluente, control que no siempre es posible en las depuradoras más pequeñas. Por otro lado, cuánto más pequeña es la población a servir, las fluctuaciones de caudal son más acusadas (ver Capítulo 1) y, en especial cuando se trabaja con redes unitarias, por lo que los riesgos de afección a la decantación secundaria aumentan, pudiendo producirse, además, fenómenos de arrastre de sólidos, como se verá posteriormente en el apartado "Fiabilidad del tratamiento".

Estimación de la superficie requerida para la implantación

La Figura 7.8 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente para la implantación de sistemas de *Aireación Prolongada*. Para el cálculo de esta superficie se han seguido las pautas recogidas en el Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

Figura 7.8. Superficie por habitante equivalente servido para la implantación de Aireaciones Prolongadas



Influencia de las condiciones meteorológicas

La temperatura es el factor que más influye en el comportamiento de este tipo de tecnología, al igual que ocurre en todas las que se basan en procesos biológicos, dado que la velocidad de estos procesos se incrementa con la temperatura.

En zonas con inviernos muy fríos, donde sean habituales temperaturas ambiente bajo cero y de menos de 10°C en el agua residual, es aconsejable cubrir la instalación, u optar por otro tipo de tratamiento más adecuado, dado que estas condiciones ambientales dificultarían la estabilización de los fangos y afectarían negativamente al

rendimiento en la nitrificación. Este problema se minimiza en las instalaciones en las que el suministro de aire se lleva a cabo mediante soplantes y difusores.

La temperatura también influye en la solubilidad del oxígeno en el agua (disminuye al incrementarse la temperatura), en la transferencia de gases y en las características de sedimentación de los sólidos biológicos.

Influencia de las características del terreno

Al requerirse muy poca superficie para la construcción de este tipo de tecnología de tratamiento, las características del terreno disponible para su implantación ejercen una escasa influencia sobre su posible elección. No obstante, al construirse normalmente el reactor y la etapa de decantación por excavación, aquellos terrenos fáciles de excavar, y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para la implantación de esta tecnología de depuración.

Versatilidad del tratamiento

En general, se trata de una tecnología fiable, pero hay que tener en cuenta que es fundamental llevar a cabo un diseño adecuado y, sobre todo, una explotación y mantenimiento correctos de la instalación, con los costes asociados que esto supone para las pequeñas poblaciones.

- *Capacidad de adaptación ante puntas diarias de caudal y de carga contaminante*

  Al operar con tiempos de retención del orden de 24 horas (de 3-6 veces superiores a los sistemas convencionales de fangos activos), el reactor biológico, en el caso de la *Aireación Prolongada,* presenta una elevada capacidad para absorber las variaciones diarias de caudal y de contaminación, soportando puntas de contaminación horarias superiores a tres veces la contaminación media, sin que el proceso se vea afectado, siempre que se disponga de la suficiente capacidad de aireación.

  Sin embargo, la etapa de decantación es especialmente sensible a las sobrecargas hidráulicas y, por tanto, requiere un dimensionamiento acorde a los caudales punta diarios que pueda recibir la instalación. Este es un aspecto crítico y que puede afectar a la versatilidad del tratamiento.

- *Capacidad de adaptación ante sobrecargas hidráulicas y orgánicas*

  La *Aireación Prolongada* presenta una elevada capacidad para absorber sobrecargas orgánicas, pero es my sensible a las sobrecargas hidráulicas.

  En época de lluvias, y en el caso de redes unitarias, el proceso puede verse afectado por un fenómeno de arrastre de sólidos del reactor biológico al decantador secundario y, como consecuencia, a los efluentes tratados. Si se recibe el caudal máximo admisible en la instalación, durante un tiempo superior a la capacidad de retención de sólidos del decantador, la calidad del efluente se verá afectada.

Esta situación es más probable cuánto más pequeña es la población, y cuanto mayor es la intensidad de las precipitaciones. Además, los incrementos de caudal en época de lluvia son más bruscos y acusados en pequeñas poblaciones, lo que puede desestabilizar el funcionamiento del decantador secundario. Esto conduce a la exigencia de un diseño muy cuidado tanto de la clarificación, como del sistema de recirculación de fangos y de su control.

- *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

  El proceso se puede adaptar bien a variaciones estacionales de tipo moderado (coeficiente de estacionalidad, $k < 3$) con una sola línea, mediante la modificación de los parámetros de funcionamiento (carga másica, concentración del licor mezcla), siempre que la decantación secundaria tenga capacidad hidráulica suficiente (pueden ser necesarias varias unidades) y siempre que el máximo estacional corresponda a la época de máxima temperatura. Variaciones estacionales de mayor magnitud requieren la instalación de varias líneas de tratamiento, lo que incrementa considerablemente los costes de implantación.

  En cualquier caso, lo comentado es sólo válido para variaciones estacionales de larga duración, del orden de semanas o meses. El proceso no puede adaptarse a variaciones estacionales de corta duración (fines de semana), en cuyo caso es conveniente completar el proceso con un tratamiento físico-químico, lo cual no sólo incrementa los costes de implantación sino también los de explotación.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Debido al número relativamente alto de parámetros a controlar, especialmente cuando el proceso dispone de eliminación de nutrientes, se trata de una tecnología que presenta cierta complejidad de explotación y, por tanto, si se quiere mantener una calidad del efluente estable, se recomienda la presencia frecuente de personal cualificado, al menos en las plantas de mayor tamaño, tal y como se indica en el apartado de "Explotación y mantenimiento". Además, los equipos electromecánicos necesitan un mantenimiento tanto preventivo como correctivo.

Impactos ambientales

La *Aireación Prolongada* produce impactos sonoros asociados, básicamente, al funcionamiento de los equipos de aireación (compresores, soplantes, etc.), que pueden ser parcialmente amortiguados mediante el aislamiento e insonorización de estos equipos.

El nivel de olor generado es bajo debido a la ausencia de fangos primarios y a que los fangos secundarios en exceso se encuentran estabilizados.

Los impactos visuales vienen condicionados por la forma, más o menos elevada, en que se lleve a cabo la implantación de los distintos elementos constitutivos del tratamiento.

Producción de fangos y otros subproductos

Por un lado se generan los residuos propios del pretratamiento (desbaste y desarenado o desarenado-desengrasado) (ver Capítulo 4), y por otro se generan los fangos en exceso del tratamiento biológico, con una producción estimada de 0,8-1,0 kg materia seca/kg DBO_5 eliminado (en función de la relación SS/DBO_5 del agua, bruta, así como de la edad de fango adoptada en el reactor biológico).
Los fangos purgados pueden someterse, o no, a procesos de concentración, recurriéndose generalmente al empleo de espesadores por gravedad, y retornando los sobrenadantes a cabecera del tratamiento.

Los fangos generados en este tipo de tecnología se encuentran ya estabilizados, presentando una concentración de materia volátil del *55-65%*.

La deshidratación de los fangos no suele llevarse a cabo en la propia planta, siendo lo más aconsejable (por motivos económicos y para simplificar la explotación), acumular los fangos espesados en un depósito, del que periódicamente se cargan en camiones cisterna, para su envío a otras EDAR de mayor tamaño, dotadas de líneas para el tratamiento de fangos.

Otro posible sistema, que podría utilizarse en caso de que el fango se aproveche en zonas cercanas a la depuradora, es la utilización de un equipo de deshidratación móvil (montado en un camión o plataforma), que trate los fangos "in situ".

También existe la alternativa de la deshidratación "in situ" en eras de secado o en humedales artificiales de flujo vertical (ver Capítulo 9), lo cual puede estar favorecido en determinadas condiciones, principalmente climatológicas.

7.2.4 Costes

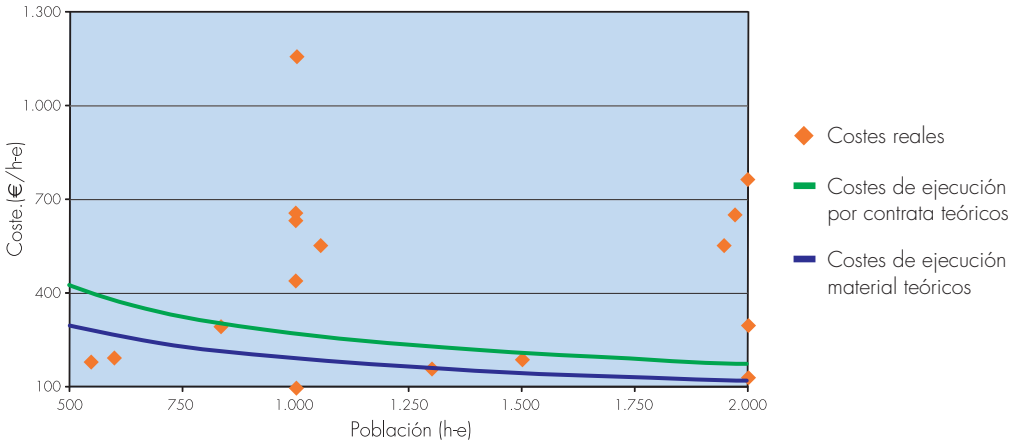
Estimación de los costes de implantación

La Figura 7.9 muestra los costes estimados de implantación de una instalación de *Aireación Prolongada* en función de la población equivalente servida.

Para la estimación de los costes teóricos de implantación, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste de doble canal, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos (o tamiz), ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.

Figura 7.9. Costes de implantación por población equivalente servida de Aireaciones Prolongadas



- Se considera la implantación de un desarenador-desengrasador aireado, ejecutado en obra civil, equipado con bomba para la extracción de las arenas.
- Las cubas biológicas se ejecutan en hormigón.
- Para la etapa de decantación secundaria se emplean decantadores estáticos, que se ejecutan en PRFV.
- Se considera un espesador por gravedad, ejecutado en PRFV.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.

En la Figura 7.9 también se muestran costes reales de implantación de instalaciones de *Aireación Prolongada*. Estos costes se corresponden con costes de ejecución material y están actualizados al año 2007. Ninguna de estas instalaciones dispone de sistema de deshidratación de fangos y todas las instalaciones menores de 1.000 h-e se corresponden con unidades compactas prefabricadas y enterradas. El pretratamiento no es homogéneo, existiendo plantas que disponen de desbaste y desarenado manual y otras (la mayoría) con desbaste automático y desarenador aireado. Algunos de los costes reales insertados pueden incluir ciertas partidas, como colectores, bombeos, etc., que no se han considerado en la elaboración de la curva de costes teóricos.

Estimación de los costes de explotación y mantenimiento

La Tabla 7.2 recoge la estimación de los costes de explotación y mantenimiento de instalaciones de *Aireación Prolongada* para distintos niveles de población servida. Estos costes se han calculado en base a las premisas establecidas en el Capítulo 3 y a las consideraciones recogidas en el apartado *"Estimación de los costes de implantación"*.

Tabla 7.2. Costes de explotación y mantenimiento de Aireaciones Prolongadas

Población (h-e)		500			1.000			2.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento operario	25	2 veces/sem.	1	2.600,00	3 veces/sem.	1	3.900,00	3 veces/sem.	1	3.900,00
Pretratamiento										
Limpieza pretratamiento y evacuación de residuos	16	2 veces/semana	0,25	416,00	3 veces/semana	0,25	624,00	3 veces/semana	0,35	873,60
Cuba biológica-Decantador secundario										
Inspección general	16	2 veces/sem.	1	1.664,00	3 veces/sem.	1	2.496,00	3 veces/sem.	1,5	3.744,00
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y evacuación de fangos decantador secundario	15	1 vez/semana	250	3.750,00	1 vez/semana	500	7.500,00	1 vez/semana	1.000	15.000,00
Consumo energético										
Operación	**Coste horario (€/kWh)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**
Pretratamiento	0,09	–	1.000	90,00	–	2.000	180,00	–	3.500	315,00
Cuba biológica y Decantador secundario	0,09	–	25.000	2.250	–	50.000	4.500,00	–	100.000	9.000,00
Mantenimiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Mantenimiento obra civil	16	2 veces/sem.	3,0	4.992,00	3 veces/sem.	3	7.488,00	3 veces/sem.	4	9.984,00
Seguimiento										
Operación	**Coste (€/a)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**
Control analítico	300	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**16.962,00**			**27.888,00**			**44.016,60**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**33,92**			**27,89**			**22,01**

- ***Consumo energético***

El consumo energético de toda la instalación varía entre 2 y 2,5 kWh por kg de DBO_5 eliminado, siempre que exista un sistema automático de regulación del oxígeno disuelto en el reactor.

En los procesos en los que se lleva a cabo desnitrificación, el consumo se aproxima al valor inferior.

7.2.5 Ventajas e inconvenientes

- ***Ventajas***

Entre las principales ventajas que presenta la tecnología de *Aireación Prolongada* cabe destacar:

- ♦ Bajos requisitos de superficie para su implantación.
- ♦ Posibilidad de alcanzar altos rendimientos de eliminación del nitrógeno total.
- ♦ Flexibilidad, dado que sus parámetros operativos pueden ser controlados.
- ♦ Los fangos generados en el proceso están estabilizados.
- ♦ Bajo nivel de olores.

- ***Inconvenientes***

- ♦ Altos costes de explotación.
- ♦ Importante consumo energético (en caso de que se incluya una zona anóxica de desnitrificación el consumo se puede reducir hasta un 20-25%).
- ♦ Su mantenimiento y explotación requieren personal cualificado y una atención continuada.
- ♦ Riesgo de arrastre y lavado de la biomasa en situaciones de sobrecarga hidráulica.
- ♦ La etapa de decantación secundaria es muy sensible a las sobrecargas hidráulicas.
- ♦ Generación de fangos de forma continua, que precisan ser purgados periódicamente, deshidratados y/o evacuados.
- ♦ Mala integración paisajística (aunque las instalaciones compactas pueden cubrirse bajo un edificio).
- ♦ Generación de ruidos si no se toman medidas específicas (aislamiento de equipos)

7.2.6 Diseño y construcción

Datos previos para el diseño

Para el diseño de las instalaciones de *Aireación Prolongada* se precisa conocer:

$Q_{m,d}$: caudal medio diario de las aguas residuales a tratar (m^3/d).
$Q_{m,h}$: caudal medio horario de las aguas residuales a tratar (m^3/h).
Q_{max}: caudal máximo de las aguas residuales a tratar (m^3/h).
$DBO_{5(e)}$: concentración de DBO_5 a la entrada al reactor (mg DBO_5/l).
$N_{(e)}$: concentración de NTK a la entrada al reactor (mg N/l), (en caso de que se precise nitrificar).
SS: concentración sólidos en suspensión a la entrada al reactor biológico (mg SS/l).
Tª: temperatura de diseño del agua residual a tratar (°C) (temperatura más fría y más cálida del año, considerando medias mensuales o cada cuatro semanas).

Parámetros de diseño

A continuación se recogen los valores que habitualmente se emplean para los diferentes parámetros de diseño en reactores de *Aireación Prolongada*.

♦ *Reactor Biológico*

Tabla 7.3. Parámetros de diseño habituales en la Aireación Prolongada

Parámetro	Rango habitual
Edad del fango (d)	20-25 (I)
Carga másica (kg DBO_5/kg SSLM.d)	0,03-0,07 (I)
Tiempo de retención hidráulica (h)	18-36
Sólidos en suspensión en la cuba (g/l)	3,0-5,0
Relación recirculación externa (Q_r/Q) (%)	100-150
Necesidades de oxígeno en la aireación (kg O_5/kg DBO_5 eliminado)	2,0-3,0
Concentración de oxígeno disuelto a considerar en el diseño del reactor (mg/l)	2 (II)
Porcentaje de la zona anóxica	30-40%
Potencia requerida para la agitación en la zona óxica (III) mediante aireadores de superficie o difusores (W/m^3)	20-30
Potencia requerida para la agitación en la zona anóxica mediante agitadores sumergidos (W/m^3)	10-20

(I) La edad del fango y la carga másica están relacionadas de forma inversamente proporcional y su valor depende de la temperatura, si bien, a efecto de diseño se recomienda, en pequeñas poblaciones, no bajar de 20 días de edad del fango.
(II) En caso de desnitrificación simultánea el valor es 0,5 mg/l.
(III) En la zona óxica, normalmente, la potencia de los equipos viene determinada por la requerida para la agitación, porque ésta suele superar la potencia requerida para el suministro de oxígeno a la biomasa, aspecto que habría que comprobar.
SSLM Sólidos en suspensión del licor mezcla, Qr: caudal de fangos recirculados (m^3/d), Q: caudal de aguas residuales a tratar (m^3/d).

♦ *Decantador Secundario*

Tabla 7.4. Parámetros de diseño habituales en la decantación secundaria

Parámetro	Valor
Carga hidráulica ($m^3/m^2.h$)	< 0,5 a Q_{med} < 1,0 a $Q_{máx}$
Carga de sólidos (kg $SS/m^2.h$)*	< 2,0 a Q_{med} < 3,5 a $Q_{máx}$
Tiempo retención hidráulica (h)	> 3 h a Q_{med}
Caudal en vertedero ($m^3/ml.h$)	< 5 a Q_{med} < 10 a $Q_{máx}$

* *La carga de sólidos y la carga hidráulica se calculan sin incluir el caudal de recirculación.*

En pequeñas poblaciones lo normal es que sea el caudal máximo el que determine las dimensiones del decantador, como se verá posteriormente.

Métodos aplicados en el diseño

Generalmente el diseño de los procesos biológicos de fangos activos se realiza a partir de la determinación de la edad del fango (θ), o de la carga másica (C_m).

♦ *Determinación de la edad del fango (θ)*

La edad del fango se calcula como el cociente entre la cantidad de microorganismos existente en el reactor (kg SS) y la cantidad de sólidos en suspensión extraídos del reactor por día (Fe) (kg SS/día).

$$\theta = \frac{MLSS \cdot V}{F_e}$$

Siendo:

MLSS : sólidos en suspensión en el licor mezcla (kg/m^3).
V : volumen del reactor biológico (m^3).
F_e : cantidad de sólidos en suspensión extraídos del reactor (kg/d).

La edad del fango de dimensionamiento debe ser $\theta \geq 20$ días, lo que se corresponde con una carga másica aproximada de 0,05 kg DBO_5/kg MLSS.d.

En el caso, aconsejable, de que se vayan a desnitrificar los nitratos formados, la edad del fango deberá ser $\theta \geq 25$ días.

Sin embargo, según la norma ATV-131, si se dispone de información sobre las temperaturas mínimas del agua residual a lo largo del año, y se sabe que la media de la temperatura en el reactor biológico, tomando períodos de dos semanas, siempre supera los 12°C, puede considerarse una inferior, de acuerdo con la expresión:

$$\theta \geq 25 \cdot 1{,}072^{(12-T)}$$

En base a esta expresión se obtiene la siguiente Tabla:

Tabla 7.5. Edad del fango de diseño en función de la temperatura, para reactores de Aireación Prolongada con desnitrificación

Temperatura media mínima (°C)	Edad del fango (días)
≤ 12	≥ 25
13	23,3
14	21,8
15	20,3
16	18,9

- *Volumen del reactor biológico (V)*

  El volumen del reactor puede obtenerse a partir de la siguiente expresión:

$$MLSS \cdot V = \theta \cdot F_e$$

$$V = \frac{\theta \cdot F_e}{MLSS}$$

  Siendo necesario conocer F_e y MLSS.

  Si la carga orgánica en la estación cálida fuese mayor que en la estación fría, entonces habría que calcular los kg de sólidos necesarios en el reactor biológico (MLSS·V) separadamente para ambas temporadas, utilizándose la mayor para el cálculo del volumen del reactor.

  El valor de MLSS depende fundamentalmente del índice volumétrico de fangos (IVF), de forma que cuanto menor sea éste mejor es la decantabilidad del fango y, por tanto, mayor es la concentración de sólidos permisible en la cuba de aireación. En los procesos *de Aireación Prolongada* la alta edad del fango favorece la disminución del índice de fangos, lo que asociado a un licor procedente de un tratamiento directo sin decantación primaria, que da más peso a los flóculos, permite mantener el índice de fangos entre 50 y 120 ml/g. Es por ello que el valor de MLSS generalmente recomendado se sitúa en un entorno relativamente alto, entre 3 y 5 kg/m^3 (valor recomendado de diseño: 4 kg/m^3).

  La presencia de agua residual de origen industrial puede afectar negativamente al IVF, en cuyo caso se podrían alcanzar valores superiores.

- *Estimación de los fangos en exceso (F_e)*

  La producción de fangos en exceso se compone de la suma de la materia orgánica resultante de la degradación biológica de la carga contaminante a eliminar y de la materia sólida almacenada. En caso de que se realice eliminación

de fósforo hay que añadir la producción de fangos como consecuencia de la misma.

$$F_e = F_c + F_p$$

Siendo:

F_e : producción de fangos en exceso (kg/d).
F_c : producción de fangos por eliminación de materia carbonosa (DBO_5) (kg/d).
F_p : producción de fangos por eliminación de fósforo (kg/d).

En un proceso de fangos activos la producción de fangos en exceso depende de la edad del fango y de la relación SS/DBO_5 en el agua de entrada al reactor, variando entre 0,7-1,1, kg de fango en exceso/kg de DBO_5 eliminado. Para el diseño del proceso de *Aireación Prolongada* se puede tomar un valor aproximado de 0,9 kg de fango en exceso por kg de DBO_5 eliminado (F_c), ya que la relación SS / DBO_5 en el agua de entrada se suele mantener en el entorno de 1,0-1,1.

Por tanto:

$$F_c = 0{,}9 \cdot Q_{m,d} \cdot \frac{\left(DBO_{5(e)} - DBO_{5(S)}\right)}{1000} \qquad (kg/d)$$

Siendo:

$DBO_{5(s)}$: concentración de DBO_5 a la salida del reactor (mg/l).

El fango en exceso tiene una concentración próxima al 1% antes del espesamiento y del 2-3% tras el mismo.

En la eliminación biológica de fósforo se estima que se generan 3 g SS por gramo de P eliminado. La cantidad de sólidos debida a la precipitación simultánea, depende de la dosis y tipo de precipitante (2,5 kg/kg de Fe y 4 kg/kg Al).

La producción total de fangos por eliminación biológica de fósforo viene dada por:

$$F_p = Q_{m,d} \cdot \frac{3 \cdot P_{biol} + 6{,}8 \cdot P_{prec,Fe} + 5{,}3 \cdot P_{prec,Al}}{1000} \qquad (kg/d)$$

Siendo:

$Q_{m/d}$: caudal medio diario en tiempo seco (m^3/d).
P_{biol} : concentración de fósforo eliminada biológicamente (mg/l).
$P_{prec,Fe}$: concentración de fósforo eliminada por precipitación simultánea con Fe (mg/l).
$P_{prec,Al}$: concentración de fósforo eliminada por precipitación simultánea con Al (mg/l).

La dosis de reactivo necesaria para la precipitación simultánea es de:

2,7 kg Fe/kg P precipitado ó 1,3 kg Al/kg P precipitado

♦ *Determinación de las necesidades de oxígeno (NO_d)*

Se deben considerar unas necesidades diarias de oxígeno entre 2 y 3 kg O_2 por kg DBO_5 alimentado al reactor, recomendándose en el diseño un valor de 2,5 es decir NO_d = 2,5 kgO_2/kg DBO_5.

La transferencia de oxígeno necesaria se calcula mediante la expresión:

$$\alpha \cdot OC = \frac{NO_d \cdot DBO_5\,(E)}{24} \qquad \left(kgO_2 / h\right)$$

Siendo:

α.OC : la transferencia de oxígeno necesaria al fango activo en el tanque de aireación a una temperatura de 20°C y una presión de 1.013 hPa, y el cociente entre la transferencia de oxígeno en un fango activo y la transferencia de oxígeno en agua limpia. Los equipos de aireación dan una introducción de oxígeno teórica para agua limpia (OC). El valor de transferencia en agua residual depende del tipo de agua residual, de las propiedades del fango activo y también del sistema de aireación.

DBO_5 (E) : kg de DBO_5 alimentados al reactor diariamente, es decir, $Q_{m,d}$.DBO_5 (e).

Esto es válido para un agua residual con una relación NTK:DBO_5 de 1:5, como mínimo. En caso de que exista una componente industrial importante, y esta relación disminuya por debajo de 1:3,5, habrá que tener en cuenta el aporte extra de oxígeno.

Es fundamental que el reactor disponga de algún automatismo para el control de la aireación. En pequeñas poblaciones es muy frecuente el sistema arranque-paro comandado mediante temporizadores programables.

En las instalaciones mayores (p.e. > 1.000 h-e) debe regularse la aireación en función del oxígeno disuelto en el reactor, o del potencial redox (en caso de desnitrificación). Esto es importante, tanto para reducir el consumo energético, como para el buen funcionamiento del proceso, y es imprescindible en los casos en los que se requiera desnitrificación parcial o total de los nitratos.

♦ *Diseño de la etapa de desnitrificación*

Como se indicó en el apartado de fundamentos, siempre es recomendable cierto nivel de desnitrificación en el reactor, para evitar en lo posible fenómenos de desnitrificación incontrolada en la etapa de decantación.

El porcentaje de anoxia, para el caso de que se lleve a cabo desnitrificación simultánea o zonificada, varía entre el 20 y el 50 % para el rango de temperatura de 10 a 12°C. Este porcentaje depende de la relación existente entre los nitratos a desnitrificar y la DBO_5 de entrada al reactor, de forma que cuanto mayor sea esta relación mayor será el porcentaje de anoxia necesario. En caso de no disponer de información sobre esta relación, se recomienda un mínimo de un 30% de anoxia en el reactor.

Los volúmenes de las zonas aerobia y anóxica en el reactor biológico vienen dados por:

$$V_{anox} = V \cdot \frac{V_{anox}}{V}$$

$$V_{aer} = V \cdot \left(1 - \frac{V_{anox}}{V}\right)$$

En caso de que se lleve a cabo aireación intermitente, V_{anox}/V equivale a la fracción de tiempo sin aireación. En el cálculo de las necesidades de oxígeno se deben tener en cuenta los intervalos sin aireación, para lo cual se empleará la siguiente expresión:

$$\alpha \cdot OC = \frac{NO_d \cdot DBO_5(E)}{24} \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{V_{anox}}{V}\right)} \qquad \left(kgO_2 / h\right)$$

En caso de que exista un límite estricto en cuanto a eliminación de nitrógeno total, es necesario llevar a cabo un diseño más detallado del proceso de desnitrificación, basado en un balance de nitrógeno en el reactor (norma ATV-A131).

- *Recirculación externa de fangos*

  El caudal de recirculación de fangos debe ser el necesario para mantener la concentración de sólidos en el reactor (MLSS). Las bombas deben ser regulables y capaces de bombear un caudal máximo del 150% caudal medio de entrada en tiempo seco.

- *Recirculación interna de fangos*

  Aunque es menos recomendable en las pequeñas poblaciones, debido a los mayores requerimientos de control, en caso de que se lleve a cabo desnitrificación en cabecera del reactor es necesario añadir una recirculación interna desde la zona óxica hacia la zona anóxica. Esta recirculación es variable según el rendimiento en eliminación de nitrógeno que se quiera alcanzar, recomendándose un mínimo de 3 veces el caudal medio.

- *Decantador secundario*

  Se recomienda que el diseño del decantador secundario se realice teniendo en cuenta el método recogido en la norma ATV-A131. Para evitar decantadores muy profundos, es recomendable que la carga hidráulica superficial (C_h) a caudal máximo no supere el valor de 1 m/h (Tabla 7.4).

  - ***Superficie*** *($S_{(DS)}$, m^2)*
    La superficie mínima que ha de tener el decantador secundario se determina a partir de la carga hidráulica permitida, para las condiciones de caudal máximo horario de llegada al decantador. Esta carga hidráulica debe tener un valor máximo de 1 m/h.

$$C_h = \frac{Q_{\max}}{S_{(DS)}}$$

Siendo:

$S_{(DS)}$: superficie del decantador secundario (m^2).

El cálculo de la superficie debe comprobarse utilizando la carga de sólidos, para las condiciones de caudal máximo horario de llegada al decantador, según la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{Q_{\max} \cdot MLSS}{S_{(DS)}}$$

Se recomienda una carga de sólidos máxima de 3,5 a caudal máximo.

- ***Caudal sobre vertedero*** *($m^3/ml \cdot h$)*
  El caudal sobre vertedero debe ser menor o igual de 10 m^3/ml.h (m3 por metro lineal y por hora) a caudal máximo.
- ***Altura y configuración del decantador***
  Los decantadores pueden ser estáticos de flujo vertical, o de flujo horizontal con rasquetas. Para asegurar una buena clarificación, la profundidad total de la lámina de agua debe ser siempre mayor de tres metros en ambos tipos de decantadores, y en los de flujo horizontal la altura en la zona cilíndrica debe ser mayor de 2,5 m.

Figura 7.10. Sección de un decantador secundario estático de flujo vertical

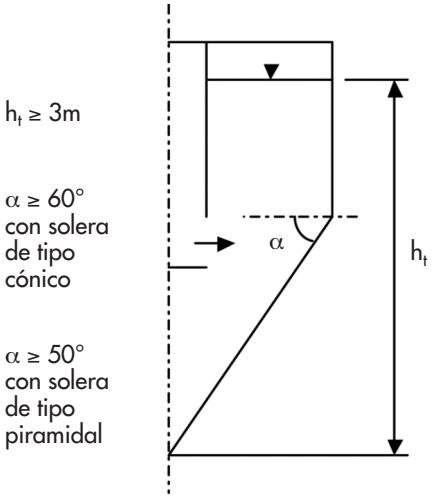
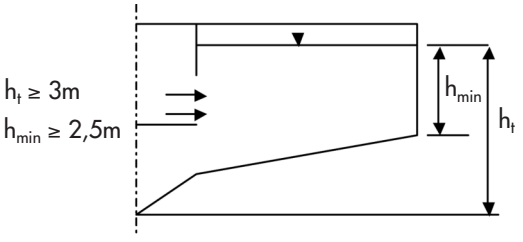


Figura 7.11. Sección de un decantador secundario estático de flujo horizontal con raquetas



Los decantadores de flujo vertical, muy empleados en pequeñas poblaciones, disponen de soleras con paredes muy inclinadas para favorecer la acumulación y almacenamiento de los fangos en el fondo del decantador. En caso de decantadores con solera de tipo cónico, el ángulo de inclinación será como mínimo de

60° respecto a la horizontal, mientras que en decantadores con solera tipo piramidal el ángulo de inclinación será como mínimo de 50°.
En las Figuras 7.10 y 7.11 se representan la sección de un decantador estático de flujo vertical y la sección de un decantador estático de flujo horizontal con raquetas, respectivamente.

Criterios de construcción

Las pequeñas plantas de *Aireación Prolongada* deben tener un diseño simple y robusto, de tal forma que garanticen una operación segura y un mantenimiento sencillo. La tendencia es a incrementar los sistemas automáticos de funcionamiento de estas instalaciones y, a ser posible, integrarlas en sistemas de control a distancia (telecontrol).

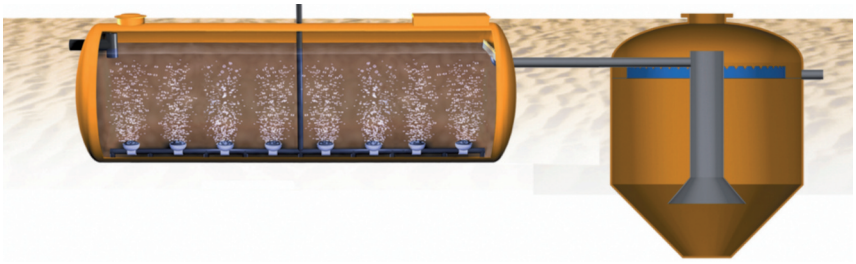
Las plantas pueden ser abiertas o cerradas, recomendándose la primera opción para facilitar las tareas de explotación y mantenimiento. Las plantas abiertas se construyen principalmente en hormigón armado, aunque también las hay abiertas de componentes prefabricados que se montan "in-situ" (de materiales metálicos o plásticos), y suelen aplicarse por encima de los 250 h-e.

En los núcleos más pequeños, especialmente en los núcleos por debajo de los 250 h-e, son habituales las plantas prefabricadas y compactas, construidas en chapa de acero o material plástico resistente (p.e. poliéster reforzado de fibra de vidrio). En estas plantas la decantación secundaria puede realizarse en un compartimento integrado en el mismo módulo que el tratamiento biológico (Figura 7.12), o bien, en un módulo propio separado del reactor (Figura 7.13). En el primer caso, la

Figura 7.12. Plantas prefabricadas enterradas con decantador integrado

Fuente: REMOSA

Figura 7.13. Plantas prefabricadas enterradas con decantador separado



Fuente: REMOSA

propia configuración de la zona de decantación, dificulta el proceso de clarificación y el cumplimiento de los parámetros de diseño, recogidos en la Tabla 7.4. En el caso de módulos separados, la configuración del decantador puede diseñarse más acorde a los parámetros de diseño recomendados, por lo que esta opción es más aconsejable.

Que la planta sea construida "in situ" o prefabricada, abierta o cerrada, no implica que se puedan adoptar criterios diferentes en su diseño. La recomendación es que en todos los casos se respeten los criterios de diseño y construcción que se establecen en este Manual.

A continuación se recogen algunos criterios constructivos respecto a las distintas operaciones unitarias que componen el proceso de *Aireación Prolongada*.

♦ *Reactor biológico*

Los reactores adoptan generalmente la configuración de mezcla completa, para asegurar un buena homogenizaciónde licor de mezcla de las condiciones del licor mezcla en el reactor y resistir mejor las variaciones bruscas de carga. Pueden ser rectangulares o cuadrados, o adoptar la configuración de canal de oxidación. El canal de oxidación puede tener forma elíptica o circular, siendo frecuente en pequeñas poblaciones el empleo de reactores compactos circulares con decantación central. Las plantas prefabricadas, empleadas en las poblaciones más pequeñas, suelen adoptar forma cilíndrica.

La configuración hidráulica del reactor debe garantizar que el nivel del licor mezcla no varíe más de 30 mm, y esta variación no debe tener influencia en el rendimiento del sistema de aportación de oxígeno. Además, las plantas abiertas, deben proyectarse con una guarda hidráulica suficiente para evitar salpicaduras del licor mezcla al exterior.

Las paredes de separación deben estar por debajo del nivel de la corriente y la salida del efluente del reactor deberá realizarse mediante vertedero superficial y sin placas deflectoras, para evitar la acumulación de espumas y flotantes en el reactor. También debe cuidarse el diseño de la zona entre el vertedero y la toma de la tubería de paso a

Figura 7.14. Aireación mediante difusores

Figura 7.15. Aireación mediante turbina superficial

la decantación secundaria, para conseguir que haya una velocidad suficiente, que impida la consolidación de los flotantes.

En caso de reactores con pre-desnitrificación y, en general, en las zonas anóxicas del reactor, es importante que las conducciones de entrada estén sumergidas para evitar aireación.

Los dos principales sistemas para la aireación del licor mezcla son: a) aireación por difusión: introducción de aire mediante difusores sumergidos u otros sistemas (tubos perforados, etc.) y b) aireación mecánica: agitación del agua mediante aireadores mecánicos, superficiales o sumergidos. Un sistema de aireación por difusores, además de por estos elementos, está formado por las conducciones de aire, las soplantes y demás equipos por donde circula el aire. El aire disuelto realiza dos funciones fundamentales agitar el licor mezcla manteniendo en suspensión los flóculos y permitir la transferencia del oxígeno al agua eficientemente.

En pequeñas depuradoras se emplean con frecuencia dispositivos tipo eyector para la aireación, debido a su simplicidad y bajo coste, pero éstos sólo son aplicables en profundidades de hasta 2,5-3 m, ya que de otra forma el efecto Venturi es insuficiente para aspirar aire y es preciso suministra aire a presión. A partir de estas profundidades, por tanto, se recomienda el empleo de difusores de membrana.

En la aireación mecánica se utilizan equipos rotatorios para mezclar el contenido del reactor e introducir el oxígeno en el líquido, dispersando gotas finas en el aire, de manera que el oxígeno pueda ser absorbido. Las necesidades energéticas típicas para mantener un régimen de flujo de mezcla completa con este tipo de aireadores varían entre 20 y 30 W/m^3 de reactor, en función del diseño del aireador y de la geometría del tanque.

En los sistemas que emplean difusores, para un esquema de aireación de flujo en espiral, la demanda de aire, para conseguir un buen mezclado, varía entre 0,010 y 0,015 $m^3/min.m^3$ de tanque.

Se dispondrá de un sistema de regulación de la aireación, en función de la capacidad de la planta y de los condicionantes específicos de cada caso concreto. Para plantas pequeñas la regulación puede ser mediante arranque y parada de los equipos de aireación a través de temporizadores programables. Para las instalaciones más grandes (> 1.000 habitantes equivalentes) la regulación se puede realizar mediante un sistema automático de marcha-parada en función del oxígeno disuelto (medido mediante sondas) a la salida del reactor, o mediante la medición del potencial redox (PRD). Se deben tomar las precauciones necesarias para evitar un nivel de ruidos molestos en los equipos de aportación de aire (aireadores de superficie o soplantes), insonorizándolos cuando sea necesario.

Independientemente del sistema de regulación seleccionado, se recomienda la instalación de una sonda de medida de oxígeno disuelto en la parte final del reactor biológico, con indicador y registrador, para controlar la eficiencia del sistema.

En el caso de que se exija eliminación de nitrógeno, la regulación del proceso debe complementarse mediante el empleo de medidores redox. El sistema de aireación

se activará o desactivará, no sólo en función del oxígeno disuelto existente en el reactor, sino también en función del potencial redox existente en la cámara, o en la etapa de anoxia. En reactores con predesnitrificación el medidor se situará al final de la zona anóxica.

El reactor deberá disponer de válvulas y sistema de drenaje para permitir su vaciado en caso de avería o mantenimiento. Por lo tanto, las paredes comunes de dos tanques adosados deberán ser capaces de resistir la totalidad de la presión hidrostática.

Cuando existan varios reactores en paralelo, es importante asegurar la distribución homogénea del caudal a todos los tanques, utilizando arquetas de reparto dotadas con vertederos, válvulas de control o mediante la colocación de compuertas a la entrada de los reactores.

Además, el sistema de distribución de aire en estos casos debe permitir una regulación del oxígeno disuelto de manera independiente para cada reactor, de forma que si se emplean difusores y una sola soplante, se deberán instalar válvulas automáticas en las bajantes a cada reactor.

- *Decantación secundaria*

  Los decantadores más utilizados son los circulares, que pueden ser estáticos de flujo vertical, empleados en poblaciones menores de 1.000 habitantes equivalentes, o de rasquetas, aplicables normalmente a poblaciones superiores.

Figura 7.16. Decantador estático de flujo vertical. EDAR Monasterios, Sagunto (Valencia)

Fuente: www.dam-aguas.es

Figura 7.17. Decantador circular con raquetas. EDAR SA Rapita - Campos, (Islas Baleares)

Fuente: www.dam-aguas.es

En los decantadores circulares con rasquetas, el agua entra mediante una tubería por el centro del decantador, en el interior de un cilindro deflector, que trata de evitar las alteraciones de las variaciones de caudal en el proceso de separación só-

Figura 7.18. Entrada al decantador y cilindro deflector

lido-líquido. Se recomienda que la profundidad de la campana no sea inferior a 1/3 del calado del decantador y su diámetro no sea inferior al 20% del diámetro de dicho decantador. La velocidad de entrada del licor mezcla al decantador no debe ser superior a 10 cm/s.

Habitualmente, las rasquetas de barrido cuelgan en general de una pasarela giratoria, que debe desplazarse a una velocidad máxima perimetral de 120 m/h. Las rasquetas deben ser extraíbles para su reparación en caso necesario, especialmente si se dispone de una sola unidad de decantación. La solera debe tener una pendiente entre el 4 y el 10% y el calado normal en el borde está entre 3 y 4 metros.

Los decantadores estáticos de flujo vertical pueden ser circulares y rectangulares, siendo muy apropiados en el caso de pequeñas poblaciones, por su sencillez y por prescindir de elementos móviles. El fondo del decantador debe tener una pendiente adecuada, mayor de 60º, para soleras de tipo cónico y mayor de 50º para las soleras piramidales. La entrada puede ser a través de un sistema deflector circular o cuadrangular.

Para todos los tipos de decantador debe cuidarse el sistema de salida del agua decantada, para evitar fugas de sólidos y sobrenadantes. La nivelación del vertedero constituye un aspecto constructivo importante, por lo que se recomienda la adopción de vertederos metálicos, de aluminio o acero inoxidable, que permitan una regulación de su nivel previamente a la puesta en marcha de la instalación. Deben dotarse de una chapa deflectora para retener los flotantes, con una sumergencia mínima de unos 20 cm. También deben disponer de un sistema adecuado de recogida y eliminación de sobrenadantes. La carga hidráulica sobre los vertederos no debe supera los 10 m^3 por metro lineal de vertedero y por hora.

Figura 7.19. Vertedero de salida del decantador

♦ *Recirculación de fangos*

Se recomienda adoptar una capacidad de bombeo entre el 100 y el 150% del caudal medio de entrada al reactor biológico. Se debe estudiar adecuadamente la modulación del bombeo, incluyendo una unidad de reserva. La recirculación debe automatizarse, recomendándose la adopción de temporizadores o de variadores de velocidad.

La purga de los fangos puede realizarse de forma automática o manual, siendo esta última la más habitual en pequeñas poblaciones, dado que las características del proceso de *Aireación Prolongada* permiten una periodicidad de extracción mucho más espaciada en el tiempo que en otros procesos de tratamiento, lo que facilita la explotación.

7.2.7 Puesta en marcha

Previamente a la puesta en marcha se realizarán, como mínimo, las siguientes pruebas sobre los elementos construidos o instalados:

- Pruebas de obra civil: comprobaciones de estanqueidad, comprobaciones de estabilidad y comprobaciones de características constructivas.
- Pruebas de condiciones hidráulicas: comprobación de línea piezométrica y de la capacidad hidráulica de las instalaciones y las tuberías.
- Pruebas de instalaciones mecánicas: comprobación del funcionamiento de los distintos equipos en vacío y en carga, comprobación del sentido de giro de las máquinas y simulación de disparo de los relés de protección.
- Pruebas de sistemas de medida y control: ajuste y calibración de los instrumentos de medida, comprobación de automatismos y control de equipos y pruebas estáticas de sistemas.

Posteriormente, se procederá a la puesta en marcha de la planta, dando entrada al agua residual al pretratamiento, al reactor biológico y a la decantación.

Los principales objetivos a alcanzar en la etapa de puesta en marcha son: conseguir una concentración suficiente de sólidos en el licor mezcla del reactor, adecuar la cantidad de aire suministrada a las necesidades del proceso y conseguir unos flóculos decantables, que permitan obtener un efluente clarificado y depurado (IVF < 100 ml/g SS).

En el arranque de la planta pueden producirse cantidades importantes de espumas, que no desaparecerán hasta conseguir una concentración mínima de sólidos en el reactor (500-1.000 mg/l). Por ello, cuando una planta cuenta con más de una línea, se recomienda poner en marcha un solo reactor, y luego sembrar el segundo con la biomasa generada. También es posible inocular fango procedente de otra planta para facilitar el arranque. Así mismo, puede ser recomendable el uso de antiespumantes los primeros días de la puesta en marcha.

Para optimizar las instalaciones y adecuarlas a las condiciones de contaminación reales, durante la puesta en marcha se debe caracterizar con rigor el agua residual a tratar: caudales y sus variaciones diarias, cargas contaminantes, etc.

También, en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR, con el objetivo de determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción.

Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de DBO_5, DQO, MES y, N_T y P_T en su caso, los ratios energéticos de consumo, así como los problemas funcionales que se produzcan.

7.2.8 Explotación y mantenimiento

Inspección rutinaria

Se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea de al menos 3 veces por semana en las plantas mayores de 500 h-e y de al menos dos veces a la semana en el caso de las menores.

El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Caudales tratados de las aguas residuales.
- Aspecto del agua residual influente y de la depurada.
- Aspecto visual de las instalaciones y presencia de olores o ruidos desagradables, anotando de donde proceden.
- Número de unidades puestas en operación, en el caso de que la instalación cuente con varias líneas.
- Aspecto de los fangos activados y del agua superficial de la decantación secundaria.
- Medición de la sedimentabilidad del fango en la decantación por medio del ensayo del V30 y el IVF.
- Anomalías en la obra civil.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de reja, desarenador y desengrasador; extracción de flotantes, etc.
- Consumo eléctrico de la EDAR.
- En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas.

Labores de explotación

A las labores de explotación de las unidades de pretratamiento (ver Capítulo 4), es necesario sumar las siguientes actividades de explotación propias de la *Aireación Prolongada*:

- Se comprobará si la superficie del reactor biológico presenta espumas o flotantes. Si es así, se tratará de eliminarlas por medio de una manguera u otro sistema de difusión de agua a presión. Si las espumas son persistentes, se tratará de conocer su origen, analizando los parámetros de funcionamiento del tratamiento biológico y mediante el control microbiológico de los fangos activados.

- Se comprobará el funcionamiento de los equipos de producción de aire y si la aireación es homogénea. También se comprobará el sistema de control de la aireación, observando si se mantiene de forma estable el nivel de oxígeno programado (generalmente 2 mg/l). De no ser así, deberá regularse de nuevo el sistema. En el caso de regulación en función del oxígeno disuelto en el licor mezcla, deberá revisarse los medidores de oxígeno disuelto y, si fuese necesario, recalibrarlos. Si la regulación se lleva a cabo mediante temporizadores programables, se deberán adecuar los programas a las condiciones reales.
- Se comprobará si el fango decanta bien:

  a) observando si el efluente decantado es claro y no lleva consigo sólidos en suspensión.

  b) observando la profundidad de la zona clarificada del decantador utilizando para ello un disco de Secchi (cuando la zona clarificada es superior a medio metro, la sedimentabilidad es buena).

  c) sedimentando el fango activado en una probeta de 1.000 ml durante 30 minutos (V30) y viendo la forma en que el fango decanta. Esta última medida se complementa con la determinación del Índice Volumétrico de Fangos (IVF), principal parámetro para determinar si un fango decanta mal o bien. El IVF se define como el volumen en mililitros ocupado por un gramo de sólidos del licor mezcla, tras una sedimentación de 30 minutos en una probeta de 1.000 ml. En la práctica se obtiene midiendo el volumen ocupado por una muestra de fango activado, tomada a la salida del reactor biológico, después de 30 minutos de sedimentación, dividido por la concentración de sólidos en suspensión del licor mezcla.

$$IVF: \frac{(ml\ \ fangos\ \ sedimentados)\cdot 1000}{\frac{mg}{l}\ de\ SS\ del\ licor\ mezcla}$$

  Valores bajos de IVF (< 100) indican una buena calidad de sedimentación y, por lo tanto, un efluente clarificado.

- Es preciso evitar que se formen capas de flotantes en la superficie de la etapa de decantación. Para ello, se debe comprobar si el sistema de eliminación de flotantes funciona correctamente y que tiene capacidad de eliminar los flotantes que se produzcan. Si no es así, deben eliminarse, en lo posible, de forma manual.
- Otro aspecto a comprobar es la regulación del caudal de recirculación de fangos, que debe ser proporcional al caudal de agua residual a tratar. El operador debe comprobar si el caudal de agua residual ha cambiado y, si es así, debe reprogramar el caudal de recirculación. Si el sistema es mediante bombeo, la regulación se podrá hacer mediante la apertura o cierre de la válvula de impulsión o mediante temporizadores programables, que controlen la puesta en marcha y parada de las bombas.

- Debe controlarse el volumen de fangos biológicos en exceso. El operador en función de los resultados del último análisis de sólidos en suspensión del licor mezcla, deberá adecuar la programación de la evacuación de fangos, a fin de mantener en el reactor una edad del fango adecuada, que permita que se desarrolle correctamente el proceso de *Aireación Prolongada*.
- Se comprobará el volumen de fangos en exceso que se produce en la planta.
- La frecuencia de las operaciones descritas se hará en función del tamaño e importancia de la EDAR. Las tareas relativas a retirada de flotantes, comprobación del funcionamiento de los equipos, comprobación de la sedimentabilidad del fango y del oxígeno disuelto en el reactor, deberían realizarse al menos 2 o 3 veces por semana, según el tamaño de la planta. Las tareas de comprobación y programación de automatismos, una vez a la semana.

Seguimiento: controles internos y externos

Para poder determinar los rendimientos de depuración alcanzados en la estación de tratamiento, con objeto de poder evaluar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, se hace necesaria la toma periódica de muestras, tanto de las aguas residuales influentes como de los efluentes depurados, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 3.

- La observación (visual y olfativa) del tratamiento biológico permite determinar, de forma aproximada, pero eficaz, si funciona o no correctamente. En el reactor biológico un color marrón del licor mezcla, una distribución homogénea de la aireación, la ausencia de espumas consistentes y un olor a humedad mohosa, son síntomas de buen funcionamiento.
- El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son fundamentalmente:
  - *Control del agua residual*
    - Caudales diarios (m^3/d) (evolución diaria y estacional).
    - Concentraciones (mg/l) de DBO_5, DQO y SS y, en su caso de N_T y P_T. pH, conductividad y temperatura.
  - *Calidad exigida del efluente*
    - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l).
    - En caso de procesos de eliminación de nutrientes: N_T y P_T (mg/l).
  - *Control del proceso de Aireación Prolongada*
    - Carga contaminante de entrada al reactor (kg DBO_5/d).
    - Control del nivel de oxígeno disuelto (adecuar la oxigenación a la variación de carga).
    - Nivel de sólidos en el reactor (concentración MLSS).
    - Carga másica de trabajo y/o edad del fango.

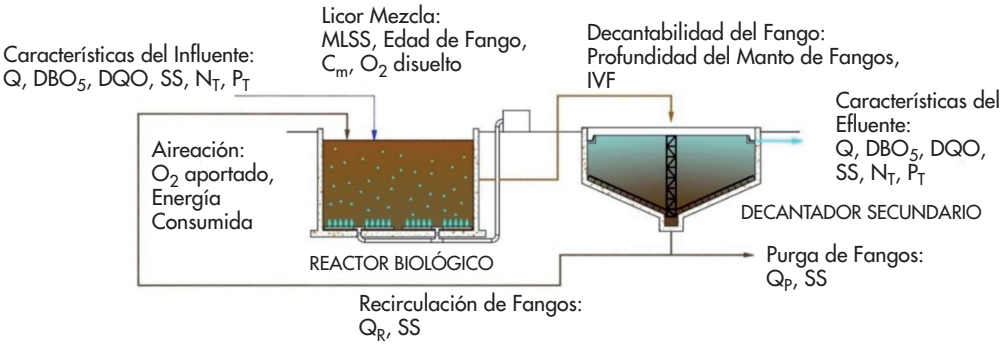
- Caudal de recirculación (adecuarlo a las variaciones de caudal y carga, para mantener en el reactor una concentración de fangos correcta).
- Extracción de fangos en exceso (adecuarla para mantener la concentración de fangos y la edad de fangos establecida).

◗ *Control de Decantación Secundaria*

- La decantabilidad de los fangos puede controlarse mediante el Índice Volumétrico de Fangos (IVF).
- La profundidad del manto de fangos se controla mediante el disco de Secchi.

En la figura 7.20 se representan los controles que son precisos para operar una planta de Aireación Prolongada.

Figura 7.20. Esquema con los elementos de control más importantes del proceso de Aireación Prolongada



Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados durante el pretratamiento provenientes de las unidades de desbaste y desarenado o desarenado-desengrasado (en caso de que se instale) se gestionan tal y como se indica en el Capítulo 4.

Los fangos, extraídos del reactor biológico, pueden ser tratados en la propia planta, mediante su espesamiento y deshidratación en eras de secado, o enviados a un depósito de almacenamiento, para posteriormente ser transportados en camiones cisterna a una planta mayor, donde se tratarían con los fangos que se producen en la misma. Para plantas de pequeño tamaño (< 2.000 habitantes equivalentes), la segunda opción suele ser la más recomendable, tanto desde el punto de vista técnico como económico.

El tiempo que se pueden retener los fangos biológicos, para mantener sus propiedades básicas y minimizar los problemas que pueden generar al incorporarse a un proceso de digestión, es de 3-4 días (hasta 1 semana en épocas frías), si bien, se conocen casos en que el periodo de retención hidráulica se alarga a mas de dos semanas.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento consta de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de la obra civil y de las conducciones.
- El mantenimiento preventivo y correctivo de los equipos electromecánicos de la instalación (rejas de desbaste de limpieza automática, caudalímetros, bombas, soplantes, etc.).
- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos etc.

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento de la instalación que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno, contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La tabla 6 muestra los principales problemas que suelen darse en las instalaciones de *Aireación Prolongada*, junto a sus posibles causas y a las soluciones recomendadas.

Tabla 7.6. Principales problemas, causas y soluciones en Sistemas de Aireación Prolongada

Anomalía	Causa	Solución
Bajo rendimiento eliminación DBO_5. Incremento de la concentración de DBO_5 en el efluente	Alta carga másica o baja edad del fango Bajo nivel de oxígeno disuelto	En función de la causa, corregir la deficiencia
	Presencia de tóxicos o inhibidores en el influente	Eliminar fuente
	Carencia de nutrientes	Enmienda de la carencia

Tabla 7.6. Principales problemas, causas y soluciones en Sistemas de Aireación Prolongada

Anomalía	Causa	Solución
Bajo rendimiento en la nitrificación (en su caso)	Baja edad del fango Bajo oxígeno disuelto Baja alcalinidad	En función de la causa, corregir la deficiencia
	Presencia de tóxicos disueltos	Eliminar fuente
Bajo rendimiento en la desnitrificación (en su caso)	Falta de materia orgánica en el efluente	Dosificar materia orgánica biodegradable mediante fuente externa (p.e. metanol)
	Presencia de oxígeno disuelto por saltos o cascadas	Corregir la deficiencia
	Recirculación interna escasa (en caso de desnitrificación preconectada)	Incrementar la recirculación
	Bajo tiempo de retención	Problema estructural de solución difícil
Formación de bulking filamentoso	Causas diversas según bacterias asociadas a su eclosión: - Bajo oxígeno disuelto - Deficiencia en nutrientes - Baja carga orgánica - Presencia de sulfuros - Presencia de grasas	Soluciones diversas según bacterias asociadas a su eclosión: - Eliminación causas endógenas y exógenas (si se conocen) - Disminución de la edad del fango - Comprobación de la existencia de oxígeno disuelto suficiente - Instalar selector aerobio - Dosificación de cloro (5 a 15 kg de Cl activo / Tm MS por día)
Formación de bulking no filamentoso	Desequilibrio de nutrientes (normalmente fósforo)	Adición de nutrientes
Formación de espumas no biológicas	Falta de biomasa activa. Se da en puestas en marcha	Inoculación de biomasa de una planta externa
	Choques tóxicos	Renovación de la biomasa mediante purgas contundentes
Formación de espumas biológicas (foaming)	Causas diversas según bacterias asociadas a su eclosión: - Bajo oxígeno disuelto - Ataques tóxicos - Deficiencia en nutrientes - Alta carga orgánica - Presencia de grasas	Soluciones diversas según el tipo de bacterias asociadas a su eclosión: - Eliminación de confinamientos - Extracción de los flotantes del sistema - Uso de biocidas - Instalación de un selector aerobio
Desnitrificación incontrolada en el decantador (levantamiento del manto de fangos)	Transformación del decantador en zona anóxica de desnitrificación incontrolada (tiene lugar en épocas con temperaturas altas)	Disminuir la edad de fango
		Reducir al máximo el tiempo de retención del agua en la decantación, aumentando la recirculación
		Añadir al reactor biológico zonas o fases de anoxia, para desnitrificación parcial o total

7.3 LECHOS BACTERIANOS

7.3.1 Fundamentos

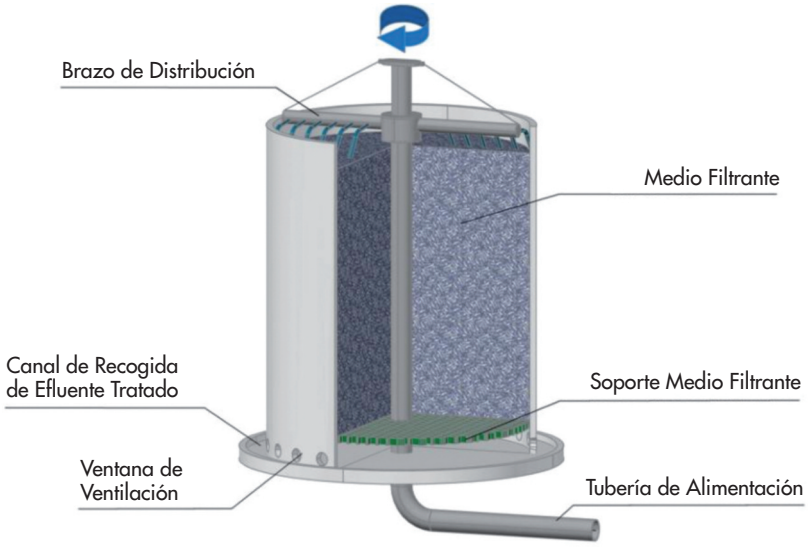
Los *Lechos Bacterianos*, conocidos también como *Filtros Percoladores*, constituyen la variante más tradicional dentro de los procesos de biopelícula empleados para el tratamiento biológico de las aguas residuales.

Se trata de un proceso aerobio, en el que el agua residual, después de haber sido sometida a un tratamiento previo (pretratamiento y tratamiento primario), percola por gravedad a través de un material de relleno, que constituye el material soporte sobre el que se desarrollan y crecen los microorganismos, formando una biopelícula de espesor variable. El material de relleno se encuentra fijo, en el interior del reactor, presentando una elevada superficie específica.

Los materiales que principalmente se utilizan como material soporte en los *Lechos Bacterianos* son:

- *Piedras*, con tamaño entre 50 y 100 mm y de diferente naturaleza (silíceas, puzolanas, coque, escoria, rocas volcánicas, etc.). Es frecuente el empleo de grava silícea de 50 mm de tamaño.
- *Material plástico* con diferentes configuraciones, bien piezas sueltas dispuestas en el reactor de forma aleatoria, o bien, módulos estructurados ordenadamente para formar el lecho.

Figura 7.21. Esquema de un Lecho Bacteriano



El reactor biológico está constituido por el material soporte de la biopelícula y el depósito que alberga dicho material. Este depósito suele tener forma cilíndrica y estar abierto a la atmósfera por la parte superior. El agua se distribuye por arriba y percola a través del lecho, sin llegar a inundarlo, entrando en contacto con la biopelícula. Al mismo tiempo, existe una corriente de aire que atraviesa el lecho por tiro natural o forzado. Al entrar en contacto el agua residual con los microorganismos y el oxígeno del aire, se produce la degradación de la contaminación biodegradable contenida en el agua. Los sustratos disueltos en el agua residual y el oxígeno difunden a través de la biopelícula, donde se produce la metabolización de los mismos, mientras que el CO_2 y el resto de residuos generados en el proceso difunden en sentido contrario, hacia el exterior de la película. A su vez, la materia en suspensión y coloidal, presente en el agua residual a tratar, se aglomeran y adsorben en la biopelícula.

La alimentación al *Lecho Bacteriano* se realiza por su parte superior, mediante un sistema de distribución que proporciona un reparto homogéneo del agua sobre toda la superficie superior del relleno. Este sistema de distribución puede ser fijo o móvil:

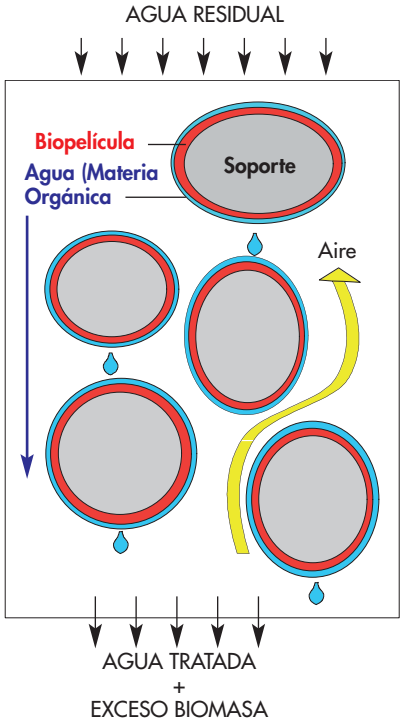
- En el *sistema fijo* el agua residual se distribuye de forma continua (si se recircula parte del clarificado) o intermitente, a través de una tubería perforada, aspersores o canalones.
- El *sistema móvil*, mucho más frecuente, está constituido por una columna central giratoria, de la que parten brazos radiales en los que van instaladas una serie de boquillas. En este sistema, aunque el agua salga de forma continua por las boquillas, su aplicación sobre la superficie superior del relleno es intermitente, como consecuencia del giro del brazo distribuidor.

El sistema móvil se instala en *Lechos Bacterianos* de geometría cilíndrica y, si bien el giro puede lograrse de forma autónoma por carga hidráulica (al salir el agua de los brazos en un mismo sentido se consigue el movimiento de éstos en el sentido contrario), con el fin de controlar mejor la velocidad de distribución del agua y la fuerza del lavado, es recomendable, en los casos en que se disponga de toma eléctrica, la utilización de distribuidores motorizados.

Figura 7.22. Lecho Bacteriano con sistema de distribución fijo

Figura 7.23. Lecho Bacteriano con sistema de distribución móvil

Figura 7.24. Esquema funcional de un Lecho Bacteriano



El tratamiento del agua residual tiene lugar en el *Lecho Bacteriano* en sentido descendente, creándose varias zonas donde la biocenosis posee diferente composición. Como ejemplo, y dependiendo de la carga orgánica aplicada, la influencia de las bacterias nitrificantes empieza a ser efectiva en las zonas más bajas, cuando la degradación de la materia orgánica se ha realizado casi en su totalidad.

El crecimiento progresivo de la biopelícula provoca que, a partir de un cierto espesor, el oxígeno no penetre en toda su profundidad, creándose una zona aerobia exterior y otra anaerobia más próxima a la superficie del material soporte. El espesor de la biopelícula alcanza un cierto límite, a partir del cual se desprende y es arrastrada por el agua circulante.

Una vez que el agua residual ha atravesado el lecho, es recogida en la parte inferior del mismo y dirigida a un decantador secundario, o clarificador, donde el agua ya tratada se separa del exceso de biopelícula erosionada y desprendida, que constituye los fangos en exceso del proceso de tratamiento.

Parte del agua clarificada suele recircularse y mezclarse con el agua residual de entrada al *Lecho Bacteriano*, para:

- Conseguir una distribución más uniforme de la misma en toda la superficie.
- Evitar la aparición de zonas secas en el material de relleno.
- Diluir, cuando sea necesario, la concentración contaminante del agua residual, y evitar una DBO_5 en la alimentación demasiado alta, que puede provocar fallos en el funcionamiento del sistema (la norma ATV A 281E recomienda diluir hasta 150 ppm).
- Lograr un caudal de percolación lo suficientemente alto como para arrastrar las porciones de biopelícula desprendidas y evitar así la colmatación del lecho. También es posible conseguir el arrastre de la biopelícula aumentando el caudal instantáneo aplicado, mediante una alimentación intermitente sin necesidad de añadir agua de recirculación, pero esta opción sólo es aplicable cuando la concentración de DBO_5 a la entrada del lecho es baja (menor de 150-200 ppm).

La recirculación también se puede realizar previamente al decantador, mejorando de esta forma la carga hidráulica del mismo. Esta forma de recircular se utiliza fundamental-

mente cuando el lecho nitrifica y, de esta forma, se provoca la desnitrificación en el tratamiento primario o en el propio lecho. También se utiliza cuando el decantador secundario se ha quedado pequeño, ya que de esta forma se consiguen reducir los riesgos que se pueden producir debido a una alta carga hidráulica. En cualquier caso, esta forma de recircular únicamente se recomienda si el lecho está constituido por material de relleno plástico, para evitar problemas de colmatación.

El caudal recirculado debe ser regulable y ajustable al agua residual de entrada.

Se distinguen, por tanto, los siguientes elementos en el proceso de tratamiento mediante *Lechos Bacterianos*:

- El reactor biológico, o *Lecho Bacteriano* propiamente dicho, con su sistema de alimentación de agua y su sistema de ventilación forzada o natural.
- El decantador secundario o clarificador, con su correspondiente extracción de los fangos producidos en exceso.
- La recirculación de agua tratada a la entrada del reactor.

Figura 7.25. Ventanas inferiores de ventilación de un Lecho Bacteriano

Figura 7.26. Planta depuradora de Lechos Bacterianos

Habitualmente los lechos operan con ventilación natural, basada en el tiro producido por la diferencia de temperatura entre el aire y el agua. Si el agua a tratar está más caliente que el aire ambiente, el aire del interior del lecho asciende al calentarse y perder densidad, provocando la entrada de aire más frío. Si el agua está más fría que el aire ambiente, ocurre el efecto contrario y el aire desciende a través del lecho al enfriarse. Si el tiro natural que se produce no es suficiente, es necesario emplear un sistema con ventilación forzada, para evitar esta dependencia de la temperatura.

Los *Lechos Bacterianos* se pueden clasificar en función del número de etapas, o de la carga orgánica (cantidad de materia orgánica aplicada por unidad de tiempo y de volumen de relleno), con la que operan.

En función del número de etapas, los hay de una etapa o multietapas (dos o más *Lechos Bacterianos* en serie con decantadores intermedios). También pueden darse varios lechos en serie sin decantador intermedio, con la misma carga hidráulica de trabajo, en cuyo caso no se considera multietapa, ya que se produce el mismo efecto que un solo lecho bacteriano, con una profundidad total equivalente a la suma de las profundidades individuales (WEF, 1993).

En función de la carga orgánica aplicada, se distingue entre lechos de baja, media o alta carga, existiendo distintos limites según las distintas referencias bibliográficas consultadas. De acuerdo con los límites establecidos por la EPA:

- Los *lechos de baja carga* trabajan con cargas orgánicas < 0,4 kg DBO_5/m^3.d. Debido a ello, la cantidad de fangos que generan es baja y existe menos riesgo que en otros lechos de aparición de olores o de atascamiento. El efluente que se genera presenta un bajo contenido en DBO_5 y en nitrógeno amoniacal. Los espesores de la biopelícula son pequeños, lo que permite utilizar medios soportes de mayor superficie específica, aunque el índice de huecos sea menor.
- Los *lechos de media carga* trabajan con cargas orgánicas situadas entre 0,4 y 0,6 kg DBO_5/m^3.d. En estos lechos el crecimiento bacteriano no está limitado, como en el caso anterior, por lo que el riesgo de obstrucción es mayor, siendo necesario mantener una carga hidráulica suficiente para arrastrar el exceso de biomasa. Por ello, en los lechos de media carga es frecuente que se recircule parte del caudal de salida.

  Tanto los lechos de baja como los de media carga requieren de un tratamiento primario previo para eliminar la materia en suspensión sedimentable, o de un buen tamizado. Cuanto mayor es el contenido en materia en suspensión y coloidal en el influente de un *Lecho Bacteriano*, menor es el rendimiento. Los rendimientos en eliminación de DBO_5 son similares en ambos tipos de lechos, pero la tasa de nitrificación es normalmente nula o muy baja en los de media carga.
- Los *lechos de alta carga* trabajan con cargas entre 0,6 y 1,6 kg DBO_5/m^3.d y requieren de una segunda etapa para alcanzar una calidad del efluente equivalente a un tratamiento secundario.
- Los *lechos de desbaste* trabajan con cargas orgánicas por encima de 1,6 kg DBO_5/m^3.d, llegando, incluso, hasta 5-8 kg DBO_5/m^3.d, y se emplean normalmente como etapa previa a un lecho de media carga o a un reactor de fangos activos (procesos multietapa). Consiguen eliminar entre un 50 y un 70% de la DBO_5 y se destinan, fundamentalmente, al tratamiento de aguas residuales con elevadas concentraciones de DBO_5 y con buena degradabilidad, como es el caso de aguas residuales con una fuerte componente agroalimentaria.

En poblaciones de menos de 2.000 habitantes equivalentes lo habitual es recurrir al empleo de un único *Lecho Bacteriano*, operando en el rango de baja carga, por ello, es en esta modalidad en la que se centra este apartado del Manual.

7.3.2 Diagramas de flujo

El proceso de *Lechos Bacterianos* debe ir precedido de una obra de llegada y de etapas de pretratamiento y de tratamiento primario.

En la obra de llegada debe instalarse un aliviadero de caudal, para evitar sobrecargas hidráulicas en épocas de fuertes lluvias, y una compuerta de aislamiento para desviar todo el caudal en caso necesario. Las aguas aliviadas se conducirán a la línea by-pass de la instalación. La capacidad del by-pass debe ser suficiente para evacuar toda el agua que llegue por el colector, incluyendo el exceso, con relación al caudal de diseño, que se genera en épocas de lluvia. En el rango de 200-1.000 h-e, el diagrama de flujo propuesto se compone de: una etapa de pretratamiento, que consta de:

- Desbaste: ejecutado en doble canal, uno de los canales contará con reja de gruesos y reja de finos o, preferentemente, tamiz, dispuestos en serie y de limpieza automática, mientras que en el otro canal se dispondrá, a modo de by-pass, una reja de gruesos de limpieza manual.
- Desarenado: en redes unitarias se dispondrá tras el desbaste un desarenador estático, con extracción manual de las arenas.

Si las aguas residuales a tratar no presentan elevadas concentraciones de grasas, tras el desarenado alimentarán directamente a la etapa de tratamiento primario, en caso contrario, será preciso recurrir a la implantación de un desengrasador estático. Para este rango de población el tratamiento primario está constituido, normalmente, por una etapa de decantación-digestión, consistente en un tanque Imhoff. Estos dispositivos permiten, por una parte, reducir las concentraciones de sólidos en suspensión (sedimentables y flotantes) que alimentan al *Lecho Bacteriano* y, por otra, simplificar y abaratar la gestión de los fangos en exceso, que una vez purgados del clarificador o decantador secundario, se conducen al tanque Imhoff para su estabilización, vía anaerobia, y almacenamiento durante un periodo de tiempo prolongado (Figura 7.27).

En el rango de 1.000-2.000 h-e, el diagrama de flujo que se propone cuenta con una etapa de pretratamiento, que consta de:

- Desbaste: ejecutado en doble canal, uno de los canales contará con reja de gruesos y reja de finos o, preferentemente, tamiz, dispuestos en serie y de limpieza automática, mientras que en el otro canal se dispondrá, a modo de by-pass, una reja de gruesos de limpieza manual.
- Desarenado-desengrasado: en redes unitarias se dispondrá tras el desbaste un desarenador-desengrasador aireado, con extracción de las arenas mediante bombeo.

El disponer de un pretratamiento completo, equipado con etapas de eliminación de sólidos, arenas y grasas, viene motivado por la necesidad de evitar obturaciones en las conducciones y, especialmente, en las boquillas del sistema distribuidor del *Lecho Bacteriano*, ya

que ello provocaría su parada, en caso de que su accionamiento sea hidráulico. Igualmente, la llegada de grasas al material soporte del lecho provoca problemas de funcionamiento al mezclarse con la biopelícula, desestabilizando el proceso biológico y disminuyendo su rendimiento.

En la etapa de tratamiento primario se suele hacer uso de decantadores estáticos, aunque también se pueden emplear lagunas anaerobias. En el caso de recurrir a decantadores, los fangos, que periódicamente se purgan, junto con los extraídos de la etapa de clarificación, se envían a un espesador por gravedad.

Si se dispone una Laguna Anaerobia, a modo de tratamiento primario, los fangos purgados en la etapa de decantación secundaria se conducen a esta laguna, para su estabilización y almacenamiento.

Tras la etapa de tratamiento primario, lo normal, salvo en situaciones excepcionales en que lo permita la topografía del lugar, es que se requiera la instalación de un pozo de bombeo, para el envío de las aguas a la parte superior del *Lecho Bacteriano*. Los efluentes del lecho, que arrastran la biomasa desprendida del material de relleno, se someten a una etapa de clarificación, o decantación secundaria, para separar los efluentes tratados de los fangos. Estos últimos, junto con los fangos del decantador primario, se conducen a un espesador por gravedad, para su concentración y almacenamiento, antes de su envío a otra EDAR, o su deshidratación "in situ". Los sobrenadantes del espesador se reenvían a cabecera del tratamiento (Figura 7.28).

En algunos casos, a la salida del tratamiento primario se dispone una jaula de malla, de unos 5 mm de paso, para evitar el arrastre de sólidos al *Lecho Bacteriano*, en momentos de puntas de caudal motivados por lluvias.

A la salida de la etapa de decantación secundaria se dispondrá un sistema de medición de caudal, recomendándose el empleo de caudalímetros electromagnéticos.

En la actualidad se tiende a sustituir los desarenadores por tamices de 2 a 3 mm de luz de paso, manteniendo como protección previa una reja de desbaste de 2-3 cm de separación entre barrotes.

Esta opción es viable y no afecta al rendimiento, pero es importante tener en cuenta que las arenas no son eliminadas en su totalidad en la etapa de tamizado, por lo que quedarán retenidas en el tratamiento primario, aspecto que deberá considerarse en la gestión posterior de los fangos generados y en los posibles problemas asociados a su bombeo, cuando la cantidad de arena sea importante. Esta variante se muestra en las figuras 7.29 y 7.30.

Aunque es menos habitual, la etapa de tratamiento primario también puede ser sustituida por un tamizado. Esto sólo es recomendable en aquellos casos en que los lechos empleen rellenos plásticos y/o las aguas residuales a tratar estén muy diluidas (DBO_5 inferior a 150 mg/l). Si se decide eliminar el tratamiento primario, es necesario incluir un desarenador-desengrasador en el pretratamiento.

Figura 7.27. Diagrama de flujo de una instalación de Lecho Bacteriano (200-1.000 h-e)

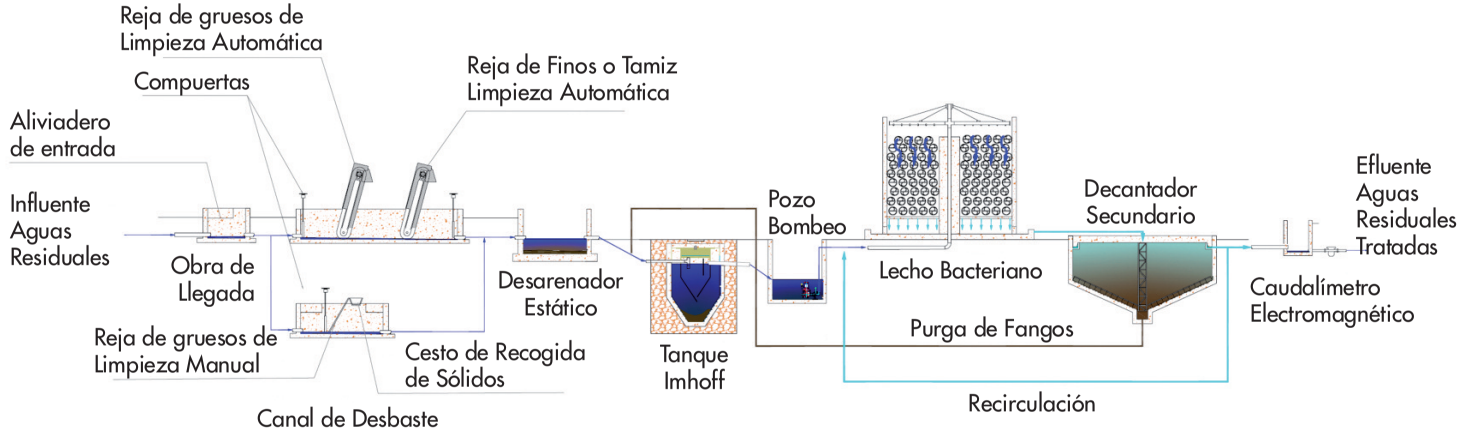
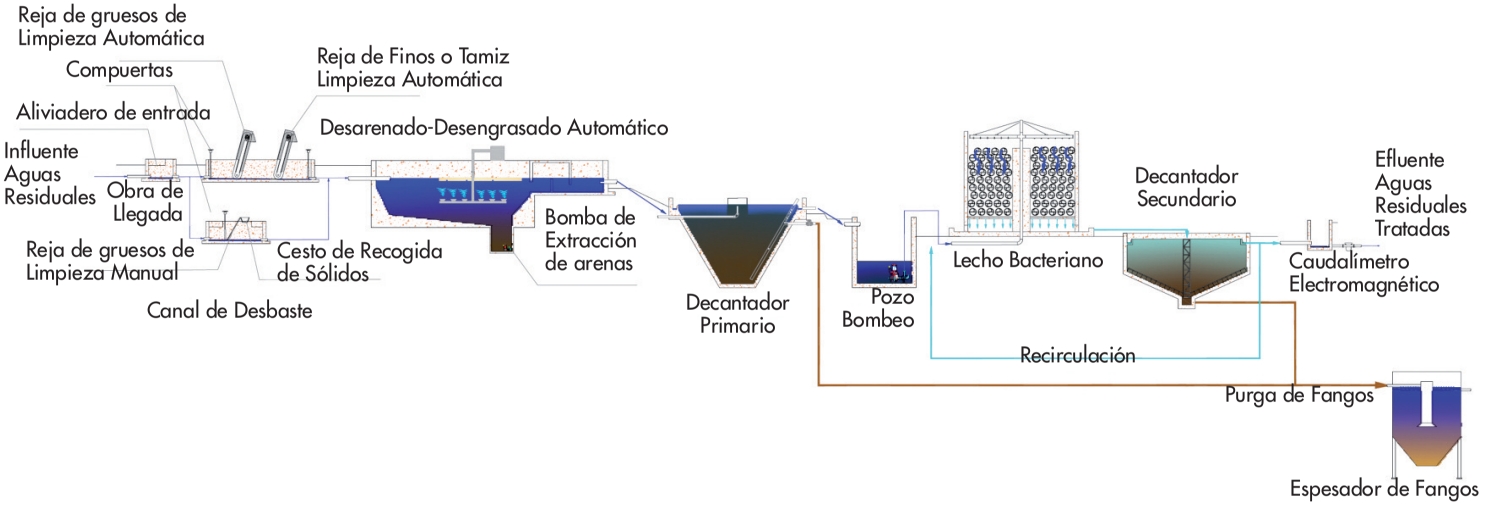


Figura 7.28. Diagrama de flujo de una instalación de Lecho Bacteriano (1.000-2.000 h-e)



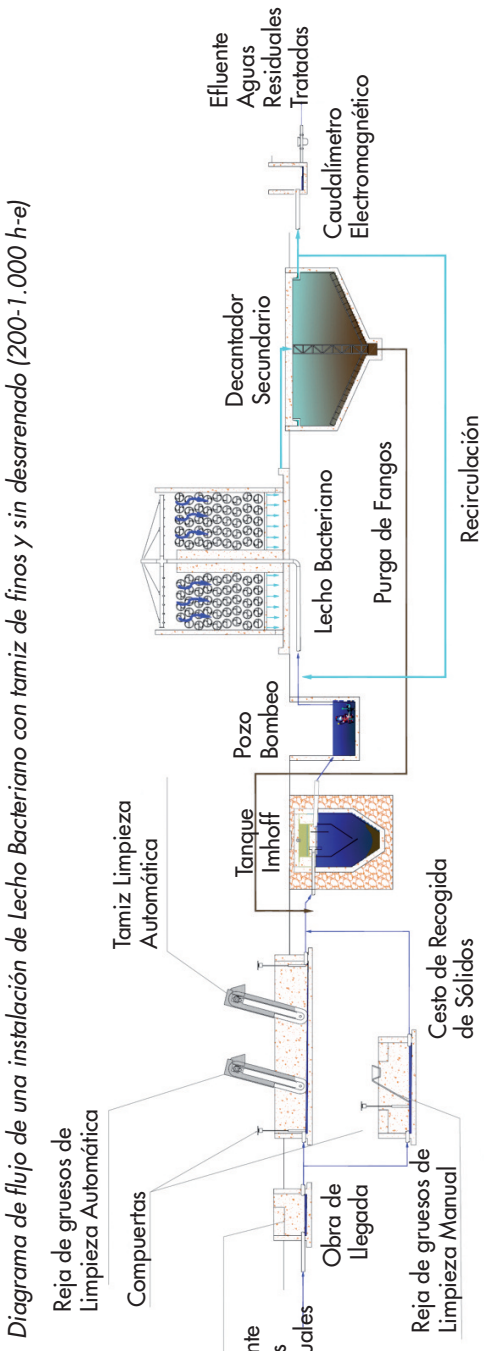


Figura 7.29. Diagrama de flujo de una instalación de Lecho Bacteriano con tamiz de finos y sin desarenado (200-1.000 h-e)

Figura 7.30. Diagrama de flujo de una instalación de Lecho Bacteriano con tamiz de finos y sin desarenado (1.000-2.000 h-e)

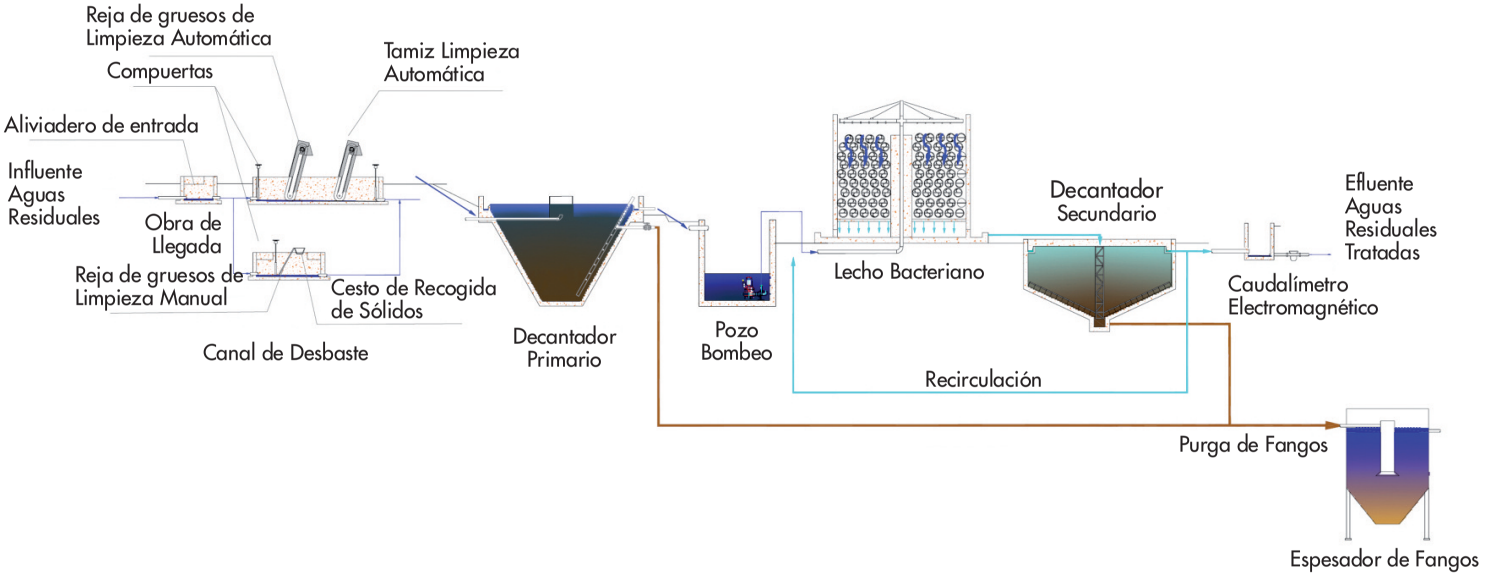


Figura 7.31. Pretratamiento de Lecho Bacteriano mediante tamiz deslizante

Figura 7.32. EDAR de Lechos Bacterianos. Bermeo (Vizcaya)

7.3.3 Características del tratamiento

Rendimientos de depuración característicos

La Tabla 7.7 recoge los rendimientos medios habituales que se alcanzan con el empleo de *Lechos Bacterianos* operando con recirculación, en régimen de baja carga y dimensionados y explotados de acuerdo a las especificaciones recogidas en los apartados de diseño y explotación de este Manual. En la última columna se presentan las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

Los rendimientos superiores indicados en la tabla (> 90 % de eliminación de DBO_5 y de SS), se consiguen trabajando con cargas orgánicas suficientemente bajas (<0,3 kg $DBO_5/m^3.d$), elevadas recirculaciones (> 150 %) y con una buena explotación, generándose efluentes con <20 mg/l para ambos parámetros. Por otro lado, la norma ATV-A 281E asegura concentraciones de sólidos en suspensión de <20 mg/l, si el decantador se diseña según sus recomendaciones.

Cuando se trabaja con aguas residuales muy concentradas (> 400 mg/l de DBO_5 a la entrada del lecho), es difícil alcanzar los rendimientos recogidos en la tabla anterior, siendo conveniente en esos casos operar con dos etapas (alta carga y baja o media carga), u optar por otra alternativa más apropiadas para este tipo de aguas.

En lo referente a la eliminación de nitrógeno, en los *Lechos Bacterianos* tradicionales los procesos que tienen lugar son predominantemente aerobios, por lo que sólo es po-

sible alcanzar buenos rendimientos en la oxidación de materia orgánica y en la nitrificación del nitrógeno amoniacal a la forma de nitrato, siendo difícil desnitrificar, de forma notable, los nitratos a nitrógeno gas en condiciones anóxicas.

Tabla 7.7. Rendimientos medios de una instalación de Lecho Bacteriano y características del efluente final

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	85-95	15-35
DBO_5	85-95	15-25
DQO	80-90	60-120
$N\text{-}NH_4^+$	60-80	6-12
N	30-35	30-40
P	10-35	6-9

Existen dos formas de conseguir una desnitrificación parcial en los lechos:

- Utilizando el tratamiento primario (Fosa Séptica o Tanque Imhoff), como zona anóxica, en cuyo caso se consiguen rendimientos de eliminación de nitrógeno total del 55-60%
- Realizando la desnitrificación en otro *Lecho Bacteriano,* que funcione en alta carga (>0,8 kg DBO_5/m^3.d), con recirculaciones muy altas, en cuyo caso se pueden conseguir rendimientos de eliminación de nitrógeno total del 60-65%. El principal problema de esta opción radica en el elevado consumo eléctrico, debido a las altas tasas de recirculación.

Con relación a la eliminación de fósforo, en los *Lechos Bacterianos* no es posible su eliminación en cantidades importantes por vía biológica, por lo que lo habitual es recurrir a su eliminación por vía química, mediante la adición de sales metálicas (de hierro o de aluminio) en el efluente del reactor biológico, antes del clarificador.

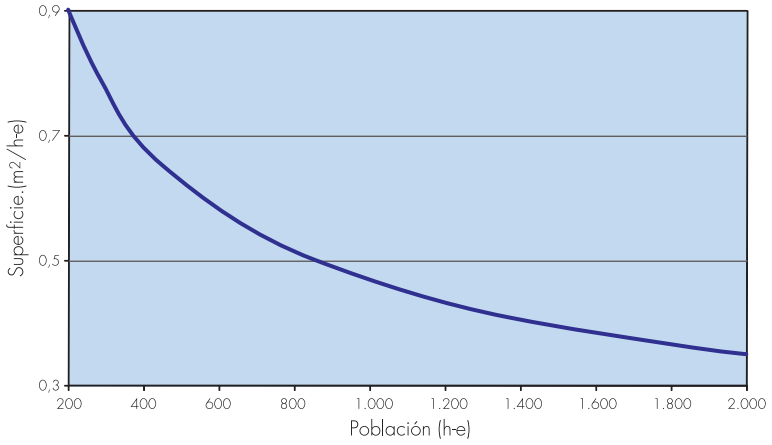
Rango de aplicación

En el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas la aplicación de los *Lechos Bacterianos* encuentra su principal campo de aplicación en el rango de 200 a 2.000 habitantes equivalentes.

Estimación de la superficie requerida para la implantación

La Figura 7.33 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente servido para la implantación de *Lechos Bacterianos*. Para el cálculo de esta superficie se han seguido las pautas recogidas en el Capítulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de costes de implantación.

Figura 7.33. Superficie por habitante equivalente servido para la implantación de Lechos Bacterianos



Influencia de las condiciones meteorológicas

El *Lecho Bacteriano* es un sistema muy dependiente de las variaciones de temperatura del agua residual y del aire ambiente. Para que el sistema funcione correctamente es necesaria una diferencia de temperatura aire-agua de al menos 2°C y, para que funcione de manera óptima, esta diferencia debe ser superior a 6°C.

Con frecuencia, se habla del riesgo de enfriamiento asociado a las corrientes de aire a través del lecho, pero mediante un diseño y operación adecuados del sistema se puede conseguir que las pérdidas de temperatura del agua residual al pasar a través del lecho, provocadas por la ventilación, sean inferiores a 1,5°C.

La temperatura del agua residual también influye en el comportamiento de esta tecnología, dado que se basa en procesos biológicos cuya velocidad se incrementa con la misma, sin embargo, la sensibilidad frente a la temperatura del agua es menor que en los procesos de fangos activos.

En general, en zonas con inviernos muy fríos (donde se alcancen con frecuencia temperaturas ambiente bajo cero) se pueden producir problemas de funcionamiento en esta época del año, por disminución del rendimiento (principalmente, en los procesos de nitrificación). En estos lugares, si se quiere asegurar un rendimiento elevado, y asegurar la nitrifcación, debe procederse al aislamiento térmico de los lechos, emplear ventilación forzada y una construcción más cerrada de los mismos (ver las recomendaciones recogidas en el apartado de "Criterios de Construcción").

Influencia de las características del terreno

Al tratarse de una tecnología con bajos requisitos de superficie para su construcción, las características del terreno disponible para su implantación influyen poco a la hora

de su selección. No obstante, al construirse, las etapas de decantación por excavación, aquellos terrenos fáciles de excavar, y con el nivel freático bajo, serán los que reúnan las mejores condiciones para su implantación.

Versatilidad del tratamiento

Los *Lechos Bacterianos* constituyen una tecnología muy fiable, dado que los elementos mecánicos son robustos y fáciles de operar. Pero es importante que hayan sido diseñados de acuerdo a las características reales del vertido, y de acuerdo a las normas de diseño establecidas, debido a la limitada flexibilidad del proceso.

- *Capacidad de adaptación ante puntas diarias de caudal y de contaminación*

  Los *Lechos Bacterianos* se caracterizan por su resistencia a las puntas de caudal y/o de carga contaminante, por lo que se adaptan muy bien a las fluctuaciones que se dan en las pequeñas aglomeraciones urbanas.

  El proceso admite, sin problemas, puntas de hasta 8 veces el caudal medio en tiempo seco, durante periodos cortos (de 1 a 3 horas).

- *Capacidad de adaptación ante sobrecargas hidráulicas y orgánicas*

  Los *Lechos Bacterianos* resisten muy bien las sobrecargas hidráulicas y orgánicas en la alimentación, siempre que dicha sobrecarga se produzca de forma puntual.

  Además, la existencia de biopelícula aporta al proceso biológico una mayor resistencia que los procesos de fangos activos frente a la presencia puntual de tóxicos en el agua de alimentación.

  Sin embargo al disponer de pocas variables de control, el proceso es menos flexible que los fangos activos frente a modificaciones en las características del agua de entrada, por lo que, ante una situación de infradimensionamiento de la instalación, se dispondrá de menos recursos para adaptar la instalación a las nuevas condiciones.

- *Capacidad de adaptación ante variaciones estacionales*

  Los *Lechos Bacterianos* presentan una elevada capacidad de adaptación ante fuertes variaciones estacionales, siempre que se diseñe el proceso para las características que presenten las aguas en los momentos de mayor ocupación.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Las operaciones para la correcta explotación y mantenimiento de los *Lechos Bacterianos* no presentan grandes dificultades, sin embargo, los equipos electromecánicos, aunque sencillos, necesitan un mantenimiento adecuado para evitar averías.

Impactos ambientales

Los principales impactos ambientales están relacionados con la posible generación de olores asociada al fallo del sistema de ventilación natural, lo que puede evitarse em-

pleando ventilación forzada. También se pueden generar olores puntualmente por la existencia de una Laguna Anaerobia o de un Tanque Imhoff, a modo de tratamiento primario, en cabecera del proceso.

En el caso de la laguna, la generación de olores puede minimizarse operando a baja carga, mientras que en el caso del Tanque Imhoff puede recurrirse al empleo de materiales adsorbentes (carbón activo, turba), en las chimeneas de ventilación.

Existe también cierto riesgo de aparición de insectos (moscas), especialmente en los lechos que emplean rellenos de naturaleza mineral. El impacto visual es importante, debido a la altura de los lechos, dado que estos sistemas no se suelen disponer enterrados por los problemas asociados a su ventilación.

- ***Producción de fangos y otros subproductos***

Por un lado se generan los residuos propios del pretratamiento (desbaste y desarenado o desarenado-desengrasado), (ver Capítulo 4). Por otro, se generan fangos primarios que pueden estar o no digeridos, según el tipo de tratamiento primario empleado (ver Capítulo 5) y, por último, se producen fangos biológicos, generalmente, no estabilizados, procedentes del propio *Lecho Bacteriano*, cuya producción depende de la carga orgánica aplicada. Para filtros de baja carga, esta producción se estima en torno a 0,75 kg MS/kg DBO_5 eliminado.

Los fangos purgados en la etapa de decantación secundaria presentan una concentración del orden del 1% y, en general, no están estabilizados. Tan sólo cuando los lechos son de muy baja carga (<0,2 kg DBO_5/m^3.día) y se emplea una fuerza de lavado baja, la producción de fangos es escasa y con un alto grado de estabilización.

7.3.4 Costes

- ***Estimación de los costes de implantación***

La curva de la Figura 7.34 representa los costes estimados de implantación de instalaciones de *Lechos Bacterianos,* en función de la población equivalente servida. Para la estimación de estos costes, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes premisas:

Rango 200-1.000 h-e:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste en doble canal, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.

- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza manual, ejecutado en obra civil.
- Se considera la implantación de un tanque Imhoff, a modo de tratamiento primario, ejecutado en PRFV.
- Se considera que por debajo del los 400 h-e el depósito del *Lecho Bacteriano* se construye en PRFV.
- Se considera el empleo de material de relleno de tipo plástico.
- La etapa de decantación secundaria se ejecuta en PRFV, empleándose decantadores estáticos.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.

Rango 1.000-2.000 h-e:

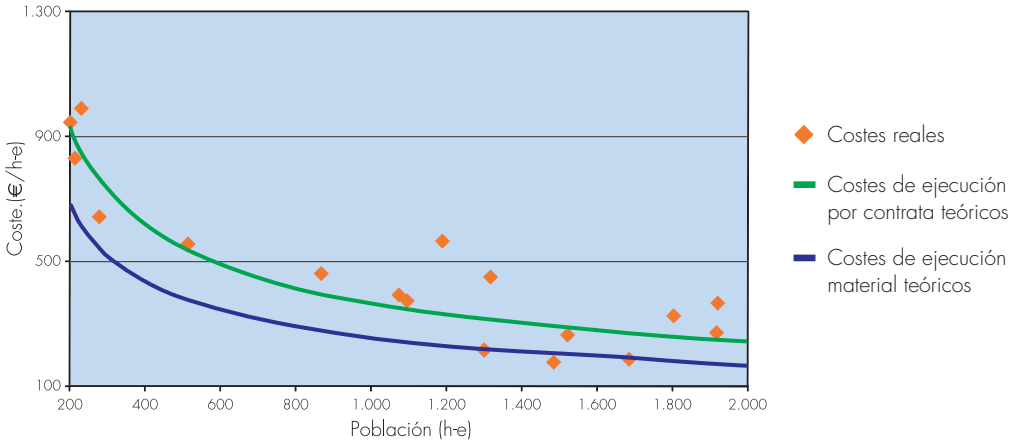
- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste en doble canal, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
- Se considera la implantación de un desarenador aireado de limpieza automática, ejecutado en obra civil, con extracción de las arenas mediante bombeo.
- Se considera la implantación de un decantador, a modo de tratamiento primario, ejecutado en PRFV.
- Se considera que el depósito del *Lecho Bacteriano* se construye en acero.
- Se considera el empleo de material de relleno de tipo plástico.
- La etapa de decantación secundaria se ejecuta en PRFV, empleándose decantadores estáticos.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.

En la figura 7.34 también se muestran costes reales de implantación de instalaciones de *Lechos Bacterianos*. Estos costes se corresponden con costes de ejecución material y están actualizados al año 2007. Todas las instalaciones consideradas cuentan con una sola etapa, empleando como material de relleno tanto materiales minerales como plásticos. El 80% de estas instalaciones disponen de un tratamiento primario, consistente, generalmente, en un decantador-digestor.

Estimación de los costes de explotación y mantenimiento

La Tabla 7.8 muestra la estimación de los costes de explotación y mantenimiento de instalaciones de *Lechos Bacterianos*, operando bajo un diagrama de flujo constituido por:

Figura 7.34. Costes de la implantación de Lechos Bacterianos en función de la población equivalente servida



desbaste de limpieza automática, desarenado y desengrasado de limpieza manual, tratamiento primario en tanque Imhoff, *Lecho Bacteriano* y decantador secundario estático, en el rango de 200 a 1.000 h.e. Para el rango de 1.000 a 2.000 h-e., el diagrama de flujo considerado está constituido por: desbaste de limpieza automática, desarenado-desengrasado aireado, tratamiento primario en decantador estático, *Lecho Bacteriano* y decantador secundario estático.

Los costes se han desglosado según actividad y frecuencia, y para distintos rangos poblacionales servidos.

- ***Consumo energético***

Según se emplee o no recirculación y el grado aplicado de la misma, así como el tamaño de la población servida, el consumo energético en instalaciones de *Lechos Bacterianos* oscila entre 0,6 y 0,9 kWh/ kg DBO_5 eliminado.

7.3.5 Ventajas e inconvenientes

- ***Ventajas***

La tecnología de *Lechos Bacterianos* presenta las siguientes ventajas:

- ♦ Bajos requisitos de superficie, al igual que la Aireación Prolongada y los Contactores Biológicos Rotativos, en contraposición con las Tecnologías Extensivas.
- ♦ Buena tolerancia a sobrecargas hidráulicas puntuales.
- ♦ Buen comportamiento frente a choques tóxicos.

Tabla 7.8. Costes de explotación y mantenimiento de Lechos Bacterianos

Población (h-e)		500			1.000			2.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento operario	25	2 veces/semana	1	2.600,00	3 veces/semana	1	3.900,00	3 veces/semana	1	3.900,00
Pretratamiento										
Limpieza pretratamiento y evacuación de residuos	16	2 veces/semana	0,25	416,00	3 veces/semana	0,25	624,00	3 veces/semana	0,35	873,60
Tratamiento Primario (Tanque Imhoff)										
Inspección y medición espesores flotantes y fangos	16	2 veces/año	1	32,00	2 veces/año	1	32,00			
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	2 veces/año	75	2.250,00	2 veces/año	150	4.500,00			
Tratamiento Primario (Decantador primario)										
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	**15**							1 vez/semana	550	8.250,00
Tratamiento Primario (Decantador primario)										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Inspección general: Comprobación bombeo alimentación y brazo distribuidor, Comprobación recirculación, Comprobación purgas decantador	16	2 veces/semana	0,50	832,00	3 veces/semana	0,50	1.248,00	3 veces/semana	0,50	1.248,00

Tabla 7.8. Costes de explotación y mantenimiento de Lechos Bacterianos (continuación)

Población (he)		**500**			**1.000**			**2.000**		
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y evacuación fangos decantador secundario	15							1 vez/semana	300	4.500,00
Consumo energético										
Operación	**Coste horario (€/kWh)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**
Pretratamiento	0,09	–	1.000	90,00	–	2.000	180,00	–	3.500	315,00
Lecho Bacteriano y Decantador secundario	0,09	–	10.840	975,60	–	21.680	1.951,20	–	43.360	3.902,40
Mantenimiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Mantenimiento electromecánico y de la obra civil	16	2 veces/semana	2,5	4.160,00	3 veces/semana	2,5	6.240,00	3 veces/semana	3,5	8.736,00
Seguimiento										
Operación	**Coste (€/a)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**
Control analítico	300	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**12.555,60**			**19.875,20**			**32.925,00**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**25,11**			**19,88**			**16,46**

- Explotación relativamente sencilla (más sencilla que el proceso de Aireación Prolongada, ya que no precisa de recirculación de fangos, control del nivel de oxígeno disuelto, concentración de sólidos en el reactor, etc.).
- Bajo consumo energético y bajos costes de explotación.
- Bajo nivel de ruidos.
- Robustez de las instalaciones.

Inconvenientes

Como principales inconvenientes de los *Lechos Bacterianos* deben destacarse:

- En comparación con los sistemas naturales (extensivos) precisa de un mayor número de equipos electromecánicos, que consumen energía eléctrica y que requieren un mantenimiento más complejo y costoso.
- Generación de fangos sin estabilizar.
- Es menos flexible que los procesos de Aireación Prolongada, por lo que se adapta peor ante variaciones respecto a las condiciones de diseño.
- Mala integración paisajística.

7.3.6 Diseño y construcción

Datos previos para el diseño

Para el diseño de los sistemas de *Lecho Bacteriano* se precisa conocer:

- $Q_{m,d}$: caudal medio diario de las aguas residuales a tratar (m^3/d).
- $Q_{m,h}$: caudal medio horario de las aguas residuales a tratar (m^3/h).
- Q_{max}: caudal máximo de aguas residuales a tratar (m^3/h).
- $DBO_{5(e)}$: concentración de DBO_5 a la entrada al lecho (mg DBO_5/l).
- $N_{(e)}$: concentración de NTK a la entrada al lecho (mg N/l), (en caso de que se precise nitrificar).

Parámetros de diseño

La Tabla 7.9 muestra los valores recomendados para el diseño de *Lechos Bacterianos* de baja carga.

Los parámetros de diseño de la etapa de decantación secundaria, se recogen en la tabla 7.10.

A la hora de calcular la carga hidráulica y el tiempo de retención a Q_{max}, se tendrá en cuenta el caudal máximo incluyendo el caudal de recirculación.

Tabla 7.9. Recomendaciones para el diseño de Lechos Bacterianos de baja carga

Parámetro	Valores recomendados
Carga orgánica (kg $DBO_5/m^3.d$)	0,2-0,4
Carga hidráulica máxima ($m^3/m^2.h$)*	> 0,4 (relleno de piedras) > 0,8 (relleno de plástico)
Altura de relleno (m)	2-3 m (relleno de piedras) 4-5 m (relleno de plástico)
Recirculación (Q_r/Q)**	1-3

* *Referido al caudal máximo con recirculación ($Q_{max} + Q_r$)*
** *Referido al caudal medio ($Q_{m,h}$)*

Tabla 7.10. Parámetros típicos de diseño de la decantación secundaria en Lechos Bacterianos

Parámetro	Valores recomendados
Carga hidráulica (m/h)	≤ 1 a Q_{max}
Tipo de retención hidráulica (h)	≥ 2,5 a Q_{max}
Carga sobre vertedero ($m^3/ml.h$)*	≤ 15

Métodos aplicados en el diseño

Para el diseño de los *Lechos Bacterianos* se han desarrollado multitud de fórmulas, muchas de ellas de tipo empírico, basadas en resultados experimentales, si bien, se cuenta también con fórmulas semiempíricas que emplean modelos teóricos, cuyas constantes son calibradas con datos experimentales. Los distintos métodos suelen utilizar como parámetros de diseño la carga orgánica aplicada por unidad de volumen de relleno (kg $DBO_5/m^3.d$) y la carga hidráulica ($m^3/m^2.h$ = m/h), definida por el caudal aplicado (incluyendo la recirculación), sobre la sección horizontal del lecho.

El método de diseño que a continuación se detalla, recoge, fundamentalmente, las indicaciones de la norma ATV-A281E para el dimensionamiento de plantas de *Lechos Bacterianos* de cualquier tamaño y de una sola etapa. Se trata de un método de tipo empírico, que emplea la carga por unidad de volumen de relleno (C_v en $kg/m^3.d$) máxima permisible, como parámetro fundamental de diseño.

Para el cálculo de las necesidades de aireación, en el caso de *Lechos Bacterianos* con ventilación forzada, se han tenido en cuenta las recomendaciones del manual de diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales de la Water Environment Federation (WEF).

♦ *Determinación del volumen de relleno (V_F, m^3)*

El volumen necesario de relleno se calcula a partir de la carga orgánica a tratar DBO_5(E), (obtenida multiplicando el caudal medio diario, $Q_{m,d}$, por la concentra-

ción de DBO_5 que presentan las aguas residuales ($DBO_{5(e)}$), en el caso de *Lechos Bacterianos* que tan sólo eliminan materia orgánica y, a partir de la DBO_5(E) y la N(E), en caso de que se vaya a producir también nitrificación. N(E) se obtiene multiplicando el caudal medio diario, $Q_{m,d}$, por la concentración de NTK que presentan las aguas a tratar ($N_{(e)}$),

Para ambas situaciones, el volumen necesario de relleno se obtiene a partir de las expresiones:

$$V_{F,C} = \frac{DBO_5(E)}{C_{v,DBO_5}}$$

$$V_{F,N} = \frac{N(E)}{C_{v,NTK}}$$

Siendo:

$V_{F,C}$: volumen necesario de relleno para la eliminación de la materia carbonada (m^3).
C_{v,DBO_5} : carga de DBO_5 por unidad de volumen de relleno (kg DBO_5/m^3.d).
$V_{F,N}$: volumen necesario de relleno para nitrificar (m^3).
$C_{v,NTK}$: carga de NTK por unidad de volumen de relleno (kg NTK/m^3.d).

En caso de eliminar materia orgánica y nitrificar, conjuntamente, el volumen total necesario de relleno se obtiene de la suma de los dos volúmenes calculados.

$$V_{TF} = V_{F,C} + V_{F,N}$$

Para el diseño se recomiendan valores máximos de C_{v,DBO_5} y de $C_{v,NTK}$ de 0,4 kg DBO_5/m^3.d y de 0,1 kg NTK/m^3.d, respectivamente.

Por debajo de los 1.000 h-e y para hacer frente a las fuertes fluctuaciones de caudal y de carga diarias, se recomienda ir bajando linealmente las cargas de diseño hasta alcanzar los 0,2 kg DBO_5/m^3.d (0,05 kg NTK/m^3.d con nitrificación) para poblaciones de 50 h-e.

Los valores indicados de C_{v,DBO_5} y $C_{v,NTK}$ son válidos para materiales de soporte de naturaleza mineral, y para el caso de materiales plásticos, con una superficie específica teórica de hasta 100 m^2/m^3. Materiales plásticos con una mayor superficie específica permiten, en principio, trabajar con cargas mayores de 0,4 kg DBO_5/m^3.d y de 0,1 kg NTK/m^3.d, si bien, deberán ser probados previamente mediante ensayo.

En general no se recomiendan superficies específicas mayores de 150 m^2/m^3, ni cargas mayores de 0,6 kg DBO_5/m^3.d ni de 0,15 kg NTK/m^3.d.

♦ *Tasa de recirculación (RC)*

La tasa de recirculación, se calcula mediante la expresión:

$$RC \geq \frac{DBO_{5(e)}}{DBO_{5(SD)}} - 1$$

Donde:

$DBO_{5(SD)}$: concentración de DBO_5 (mg/l) en el sistema de distribución, una vez incorporada el agua de recirculación.

Esta tasa debe fijarse de forma que la concentración de DBO_5 a la entrada del *Lecho Bacteriano* no supere el valor de 150 mg/l.

- *Altura del lecho (h_F, m)*

  Para lechos de tipo mineral se recomiendan alturas de 2-3 m, mientras que si se recurre al empleo de materiales plásticos los valores normales de la atura del material de relleno se sitúan en 4-5 m.

- *Superficie del lecho (S_F, m^2)*

  Una vez calculado el valor de V_F y fijado el valor de h_F, se calcula la superficie de la sección horizontal del lecho mediante la expresión:

$$S_F = \frac{V_F}{h_F}$$

- *Carga hidráulica máxima (q_A, m/h)*

  La carga hidráulica máxima (q_A) que puede recibir el *Lecho Bacteriano* se determina mediante la expresión:

$$q_A = Q_{\max} \cdot \frac{1 + RC}{S_F}$$

  El valor de q_A debe ser de al menos 0,4 m/h cuando se empleen rellenos de naturaleza mineral y, de al menos 0,8 m/h, en el caso de los rellenos plásticos. Este valor mínimo puede reducirse hasta 0,4 m/h para *Lechos Bacterianos* de material plástico de muy poca altura (menos de 2 m), siempre que se cuente con un buen sistema de distribución del agua de alimentación y de que el medio soporte se haya seleccionado correctamente para estas condiciones de trabajo. Si no se cumplen las condiciones de carga hidráulica, será necesario modificar la altura del lecho o la tasa de recirculación.

  Para alcanzar rendimientos superiores al 90% de eliminación de DBO_5 es necesario mantener una carga hidráulica mínima de forma constante (0,6 m/h en rellenos plástico y 0,1-0,2 m/h en rellenos minerales). Esto puede requerir un aumento de la tasa de recirculación a valores altos (> 150%), con el consiguiente incremento del consumo energético.

- *Fuerza de lavado (F_L, mm)*

  En *Lechos Bacterianos* con sistema de distribución del agua residual tipo móvil, la intensidad o fuerza de lavado (en mm) por brazo y por rotación, depende de la

carga hidráulica aplicada y de las características del sistema de distribución, de acuerdo la expresión:

$$F_L = \frac{q_A \cdot 1000}{a \cdot n}$$

Siendo:

F_L = fuerza de lavado (mm).
a = número de brazos rotatorios de distribución del agua de alimentación al lecho.
n = número de rotaciones por hora del sistema de distribución (h^{-1}).
q_A = carga hidráulica media, incluyendo la recirculación (m/h).

En general, cuanto más alto sea el *Lecho Bacteriano*, y mayor sea la superficie específica del relleno, mayor debe ser la fuerza de lavado necesaria para evitar la obstrucción del filtro. Se debe asegurar la operación continua del sistema móvil de distribución de agua durante la noche, con el fin de lograr que toda la superficie del lecho se mantenga húmeda. El lecho no debe permanecer seco, sin alimentación de agua residual, durante más de dos horas.

Se recomienda emplear distribuidores motorizados, que permitan alcanzar valores de F_L entre 4 y 8 mm durante la operación normal del lecho, para conseguir un buen arrastre del fango en exceso, y valores entre 20 y 100 mm para realizar procesos de lavado (de 6 horas durante la noche). Estos procesos de lavado disminuyen el riesgo de obstrucción del lecho.

♦ *Decantador secundario*

Los parámetros más importantes para el diseño de la etapa de decantación son la carga hidráulica y el tiempo de residencia.

◗ ***Superficie*** *($S_{(DS)}$, m^2)*
La superficie mínima que ha de tener el decantador secundario se determina a partir de la máxima carga hidráulica permitida, para las condiciones de caudal máximo horario de llegada al decantador, incluyendo la recirculación. Esta carga hidráulica máxima será de 1 m/h, en caso de ser suficiente una concentración en el efluente de 35 mg/l de sólidos en suspensión, o de 0,8 m/h si se quiere asegurar un efluente con menos de 20 mg/l de materia en suspensión.

$$C_h = \frac{Q_{\max(DS)}}{S_{(DS)}}$$

$$Q_{\max(DS)} = Q_{h,\max} \cdot (1 + RC)$$

Siendo:

$Q_{max(DS)}$: caudal máximo de entrada al decantador secundario (m^3/h).
$S_{(DS)}$: superficie del decantador (m^2).

- ***Volumen*** *($V_{(DS)}$, m^3)*

  El volumen del decantador se calcula a partir del tiempo de residencia hidráulica mínimo permitido en el mismo, de acuerdo con la expresión:

$$V_{(DS)} = \frac{t_{R(DS)}}{Q_{\max,(DS)}}$$

  Donde:

  $t_{R(DS)}$: tiempo de residencia hidráulica en el decantador (h). Se recomiendan valores ≥ 2,5 h.

  La forma o el tipo de decantador secundario (rectangular o circular), no influyen en la eficiencia del mismo, siempre que se mantengan las condiciones de carga hidráulica y de tiempo de residencia recomendadas.
  El caudal sobre vertedero debe mantenerse por debajo de 15 m^3/ml.h, y el valor mínimo de la profundidad del decantador debe ser de 2 metros, medida esta altura en los decantadores circulares a 2/3 del radio.
  Si se realiza una dosificación de reactivos para precipitar fósforo, o de polímeros para mejorar la decantación, a la entrada del decantador secundario, la carga superficial de diseño puede aumentar hasta 1 m/h, siempre que el decantador cuente con una profundidad mínima de 2,5 metros.

♦ *Necesidades de aireación en caso de Lechos Bacterianos con ventilación forzada*

En *Lechos Bacterianos* cerrados con ventilación forzada, se recomienda un suministro de aire de 18 m^3/h por m^2 de superficie, si sólo se elimina DBO_5. En caso de que también se nitrifique, para calcular el caudal de aire necesario el Manual de diseño de la WEF, recomienda:

- Para eliminación de DBO_5 y nitrificación conjuntas:

$$I = 0{,}0075 \cdot Q_{m,h} \cdot \left[1{,}2 \cdot \left(DBO_{5(e)} - DBO_{S5(S)}\right) + 4{,}6 \cdot \left(N_{(e)} - N_{(NH)(S)}\right)\right]$$

- Para nitrificación terciaria:

$$I = 0{,}0075 \cdot Q_{m,h} \cdot \left[0{,}75 \cdot DBO_{5(e)} + 4{,}6 \cdot \left(N_{(e)} - N_{(NH)(S)}\right)\right]$$

  Siendo:

  I : caudal necesario de aire (Nm^3/h).
  $DBO_{S5(S)}$: concentración de DBO_5 soluble a la salida del lecho (mg/l).
  $N_{(NH)(S)}$: concentración de nitrógeno amoniacal a la salida del lecho (mg N/l).

Criterios de construcción

A continuación se recogen algunos criterios constructivos respecto a los distintos elementos que componen el tratamiento secundario en un proceso de *Lechos Bacterianos*.

♦ *Lecho Bacteriano*

El lecho está constituido por un depósito, generalmente, cilíndrico, si bien también los hay rectangulares, abierto a la atmósfera, que alberga un material soporte en su interior, disponiendo de sistemas para: la alimentación y distribución del agua de entrada al filtro, la ventilación y la recogida del agua tratada (Figura 7.21).

Figura 7.35. Desarrollo constructivo de una EDAR de Lechos Bacterianos

Depósito: su función principal es la contención del material soporte y, aunque no está lleno de agua, dado que ésta percola continuamente, para su diseño, y por seguridad, es conveniente considerar el empuje del agua como si lo estuviese.

Puede construirse en hormigón o materiales metálicos, dependiendo de las dimensiones y del tipo de relleno. Si éste es de tipo mineral, se suelen emplear depósitos de hormigón armado, parcialmente excavados en el terreno.

Aunque los lechos estén abiertos a la atmósfera, puede cubrirse con estructuras ligeras, como sistema de protección frente a las inclemencias del tiempo, consiguiendo un mayor aislamiento térmico, a la vez que se controla la generación de olores.

En lugares de clima extremo, con inviernos muy fríos, se recomienda el aislamiento térmico de las paredes y una operación de las bombas de recirculación en invierno diferente de la del verano, además del recubrimiento superior ya mencionado.

La forma en planta de tipo circular es la más utilizada, mientras que la forma rectangular es menos frecuente y más propia cuando se emplean módulos laminares ordenados de material plástico, como medio soporte, o en plantas muy pequeñas con sistema de distribución fijo del agua residual.

Material soporte o relleno: sus dos características principales son:

- La *superficie específica*: superficie del medio soporte expuesta por unidad de volumen de relleno (m^2/m^3).
- El *índice de huecos*: fracción vacía del relleno en relación con el volumen total del mismo (%).

El medio soporte ideal es el que alcanza la máxima superficie específica con el máximo índice de huecos, sin que se produzca la colmatación de los intersticios al crecer la biopelícula. Cuanto mayor es la carga orgánica aplicada, mayores deben ser las dimensiones de los huecos o intersticios, dado que la biopelícula que se forma, bajo estas condiciones, presenta un mayor espesor. El tamaño de los huecos o intersticios nunca debe ser inferior a 1-1,5 cm.

Es muy importante la adecuada selección del material soporte, considerando su superficie específica, el índice de huecos y su uniformidad, de forma que se facilite un buen contacto del agua residual y del aire circulante con la biopelícula y, que al mismo tiempo, se permita la adecuada evacuación del fango en exceso, que se va desprendiendo del soporte, al objeto de evitar la colmatación del relleno.

Otros aspectos a tener en cuenta a la hora de la selección del material de relleno son su resistencia mecánica y su durabilidad.

En *Lechos Bacterianos* de baja carga se pueden emplear materiales de soporte tanto de origen mineral como plástico, si bien, en la actualidad se emplean mayoritariamente los segundos, que son mucho más ligeros (con pesos específicos entre 10 y 30 veces menores que los minerales), lo que permite la construcción de lechos de mayor altura, además, su índice de huecos es mayor, lo que favorece la transferencia de oxígeno.

Figura 7.36. Sistema de distribución (izquierda) y detalle de soporte plástico (derecha)

Las características que presentan los distintos materiales que se emplean como rellenos en *Lechos Bacterianos*, se recogen en la Tabla 7.11.

Tabla 7.11. Características del medio soporte para Lechos Bacterianos (WEF 1992)

Tipo de medio soporte	Tamaño (mm)	Densidad (kg/m^3)	Superficie específica (m^2/m^3)	Índice de huecos (%)	Aplicación*
Grava	25-75	1.600	60	50	CN, N
	50-100	1.440	40	60	C, CN, N
Plástico	Variable	32-64	85-110	> 95	C, CN, N
Piezas desordenadas	Variable	48-80	130-140	> 94	N
Plástico	600x600x1.200	32-80	85-110	> 95	C, CN, N
Módulos ordenados	600x600x1.200	64-96	130-140	> 94	N

C: Eliminación de DBO_5; N: Nitrificación en etapa separada; CN: Eliminación de DBO_5 y nitrificación en la misma etapa

En el caso de rellenos de tipo mineral se recomienda emplear tamaños entre 50 y 80 mm.

La normativa ATV recomienda que las características de estos materiales estén normalizadas de acuerdo a la norma DIN 19557. La norma BS 1438:2004, por otro lado, contiene también especificaciones para este tipo de rellenos de origen mineral.

El medio soporte se coloca sobre un falso fondo drenante, que retiene el material de relleno y que permite el paso del agua tratada y de la corriente de aire. Tras la instalación del material soporte, es importante asegurarse de que no existen defectos en el mismo y de que está homogéneamente repartido por todo el lecho.

Sistema de alimentación: la alimentación se realiza normalmente con ayuda de un bombeo, que envía las aguas a través de una conducción hasta la parte superior del lecho, donde un sistema de distribución permite un reparto homogéneo del agua por toda la superficie del material soporte. Como se indicó con anterioridad, el sistema de distribución puede ser fijo o móvil.

El sistema de distribución móvil, el más habitual, presenta una pérdida de carga del orden de 0,5 m, y en él las boquillas por las que sale el agua se disponen a distancias diferentes, encontrándose más próximas cuanto más alejadas están del centro del lecho. Estas boquillas deben instalarse a una altura entre 150 y 250 mm sobre la superficie del relleno para conseguir una buena distribución del agua y evitar dañar la biopelícula, la erosión del relleno y la congelación del agua. En el extremo de los brazos de distribución se debe incluir una brida ciega, para facilitar la limpieza de los mismos.

El número de brazos del sistema de distribución y su velocidad de giro, se fijan de forma que se consiga una fuerza de lavado suficiente para el arrastre de la biopelícula desprendida, pero también se busca una aplicación del agua residual lo

más frecuente posible, por lo que se fijan intervalos de riego no superiores a 30 segundos y tiempos de unos pocos minutos (menos de 5) para un giro completo del sistema de reparto.

El accionamiento de giro del sistema de distribución puede ser de tipo hidráulico, para lo que es preciso que las piezas fijas y rotatorias del sistema se encuentren perfectamente ajustadas. Si el sistema girase a demasiada velocidad, se pueden colocar boquillas adicionales en el lado contrario del brazo distribuidor.

Se recomienda que el accionamiento del sistema de distribución se realice a través de un motor eléctrico de velocidad variable, lo que permite un mayor control de la fuerza de lavado, con los beneficios que esto conlleva, en cuanto a mejora de rendimientos y, en general, de la explotación.

En cualquier caso, el sistema de alimentación es clave para controlar el espesor de la biopelícula, evitar los desprendimientos masivos de biomasa y obtener un rendimiento óptimo.

Figura 7.37. Sistema de distribución motorizado, con motovariador

Sistema de aireación: tradicionalmente el interior de los *Lechos Bacterianos* se ha aireado por ventilación natural, en base al tiro producido por la diferencia de temperatura entre el aire y el agua. Para que este tipo de ventilación opere correctamente, la altura del lecho está limitada a 3 metros, al objeto de que la resistencia al paso del aire y la pérdida de carga no sean excesivas.

Las aberturas dispuestas en la parte inferior del lecho deben suponer al menos un 5% de su superficie transversal, para facilitar la entrada del aire. A este respecto, los fabricantes de rellenos de naturaleza plástica recomiendan 0,1 m^2 de área de ventilación por cada 3 a 4,6 metros de perímetro de lecho (Manual WEF, 1992).

En el caso de *Lechos Bacterianos*, que emplean rellenos de naturaleza mineral, se recomienda que las aperturas de las entrada de ventilación presenten un área de al menos el 15 % de la superficie transversal del filtro y, que al mismo tiempo, el tamaño de los canales o tuberías de evacuación del agua de salida eviten la sumergencia de más del 50 % de la sección trasversal (Manual WEF, 1992).

Se recomienda, sobre todo en lugares fríos, que las ventanas de ventilación se construyan de forma que en invierno se pueda reducir su superficie, o proceder al cerrado de algunas de estas ventanas, para evitar el enfriamiento excesivo del lecho.

El empleo de *Lechos Bacterianos* cerrados y con ventilación forzada (mediante dispositivos electromecánicos), permite evitar la dependencia de las condiciones meteorológicas que presenta el sistema de ventilación natural, evitando enfriamientos excesivos en invierno y reduciendo el riesgo de generación de malos olores.

Sistema de evacuación del agua: la salida del agua, tras atravesar el material soporte, tiene lugar por la parte inferior del lecho, que presenta una pendiente del orden del 1-2%, para facilitar la evacuación del agua tratada hacia los canales de recogida, que pueden ser diametrales interiores o bien periférico exterior, en cuyo caso la salida del agua se realiza a través de la parte inferior de las ventanas de ventilación del lecho.

- *Decantación secundaria*

  La decantación secundaria del efluente del reactor biológico es necesaria para separar el agua tratada de la biopelícula desprendida (o fango en exceso). Los criterios constructivos de estos decantadores son los mismos que los descritos para la Aireación Prolongada (ver apartado 7.2.6. de este Manual), a excepción de la profundidad que debe ser al menos de 2 metros, medida a 2/3 del radio y la carga hidráulica en vertedero que será de 15 m^3/ml.h a Q_{max}.

Figura 7.38. Decantador secundario de una EDAR de Lechos Bacterianos

- *Recirculación*

  La recirculación del agua clarificada debe ser regulable, para adaptarse al caudal de alimentación al lecho. Se recomienda que en las plantas de mayor tamaño dicha regulación se lleve a cabo mediante el empleo de bombas con variador de frecuencia. En las plantas más pequeñas la regulación del caudal puede ser de tipo manual.

7.3.7 Puesta en marcha

Previamente a la puesta en marcha se realizarán, como mínimo, las siguientes pruebas sobre los elementos construidos o instalados:

- Pruebas de obra civil: comprobaciones de estanqueidad, comprobaciones de estabilidad y comprobaciones de características constructivas.

- Pruebas de condiciones hidráulicas: comprobación de línea piezométrica y de la capacidad hidráulica de las instalaciones y las tuberías.

- Pruebas de instalaciones mecánicas: comprobación del funcionamiento de los distintos equipos en vacío y en carga, comprobación del sentido de giro de las máquinas y simulación de disparo de los relés de protección.

- Pruebas de sistemas de medida y control: ajuste y calibración de los instrumentos de medida, comprobación de automatismos y control de equipos y pruebas estáticas de sistemas.

Posteriormente, se procederá a la puesta en marcha de la planta, dando entrada al agua residual al pretratamiento, al tratamiento primario, al *Lecho Bacteriano* y a la decantación. Los principales objetivos a alcanzar en esta etapa son: conseguir un espesor de biopelícula estable sobre el material de relleno, fijar la recirculación para que la concentración a la entrada no supere el valor máximo permitido, ajustar el sistema de distribución de forma que el reparto del agua residual sea homogéneo y la fuerza de lavado adecuada para la renovación de la biopelícula, comprobar que el sistema de aireación funciona correctamente y conseguir una sedimentación adecuada de los sólidos desprendidos de la biopelícula en el decantador secundario, para obtener un efluente clarificado y depurado.

Para el arranque del *Lecho Bacteriano* es necesario proceder a su alimentación de forma continua, con las aguas residuales procedentes del tratamiento primario. Tras dos o tres semanas se comprobará que se ha formado una película biológica sobre el material de relleno empleado.

Para optimizar las instalaciones, y adecuarlas a las condiciones de contaminación reales, durante la puesta en marcha se debe caracterizar con rigor el agua residual a tratar: caudales y variaciones diarias, cargas contaminantes, etc.

También, en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR, con el objetivo de determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción.

Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses, en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de DBO_5, DQO, MES y N_T y P_T en su caso, los ratios energéticos de consumo, solventándose los problemas funcionales que se detecten.

7.3.8 Explotación y mantenimiento

- ***Inspección rutinaria***

  Para el rango de población en que se aconseja la implantación de *Lechos Bacterianos*, se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de tres veces por semana en las instalaciones de mayor tamaño (por encima de 1.000 h-e), de dos veces por semana en el rango de 500 a 1.000 h-e y semanal en las más pequeñas.

  El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Los caudales tratados, anotando los valores de los caudales acumulados registrados en los caudalímetros.
- Aspecto de las aguas residuales influentes y de las depuradas.
- Aspecto visual de las instalaciones y presencia de olores desagradables, anotando de donde proceden.
- Número de unidades puestas en operación, en el caso de que la instalación cuente con varias líneas.
- Aspecto de la biopelícula y del agua superficial de la decantación secundaria.
- Anomalías en la obra civil.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de explotación y mantenimiento: limpieza de reja de desbaste y desarenador, extracción de flotantes y fangos en la etapa de tratamiento primario, etc.
- Se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes al objeto de determinar los consumos energéticos de la instalación de tratamiento.
- En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas.

Labores de explotación

A las labores de explotación de las unidades de pretratamiento y tratamiento primario (ver Capítulos 4 y 5 de este Manual), es necesario sumar las siguientes actividades de operación propias de los *Lechos Bacterianos*:

- Se verificará el sistema de distribución del agua residual sobre el relleno, comprobando que sale agua por todas las boquillas y que la distribución se realiza de tal forma que se asegura un mojado homogéneo de toda la superficie del material soporte.
- Se comprobará que el agua percola bien a través del lecho y que no existe ningún atasco.
- Se comprobará que se genera la fuerza de lavado necesaria para retirar el fango en exceso. Un contenido en materia en suspensión más o menos constante a la salida del lecho, es indicativo de que el lavado es el adecuado.
- Se comprobará el funcionamiento de los bombeos (de alimentación y de recirculación) y que los caudales bombeados son los adecuados de acuerdo a la estrategia de bombeo seleccionada.
- En invierno, se medirá la temperatura del agua influente y efluente del filtro. En caso de que el enfriamiento sea superior a 4°C, o que la temperatura del efluente sea inferior a 8°C, se parará la recirculación para minimizar el enfriamiento.

- Se observará la posible presencia de moscas en el filtro (y fuera de él), así como la presencia de nemátodos en el canal de recogida del agua.
- Es conveniente tener instalado un sistema de alarmas que avise al operador cuando el filtro deje de mojarse correctamente ya que: a) se producirá una disminución del rendimiento por un defectuoso reparto del agua; b) si el relleno se seca demasiado se producirá un elevado desprendimiento de la biopelícula que reducirá el rendimiento durante un tiempo prolongado. Este efecto varía según el tipo de relleno, los rellenos minerales pueden aguantar situaciones de falta de agua de hasta 3 días frente a los de relleno plástico que su resistencia puede variar entre 10 y 24 horas.
- Para la recirculación se emplean normalmente dos o más bombas, operadas de forma manual o automática. Existen distintas estrategias de recirculación:
  - Recirculación únicamente cuando entra un bajo caudal.
  - Caudal de recirculación constante todo el tiempo.
  - Caudal de recirculación inversamente proporcional al caudal de agua bruta de entrada.
  - Bombeo a dos velocidades constantes, que vendrán predeterminadas a través de un control automático del sistema o seleccionadas por el operador.

  Idealmente se debería trabajar con un caudal de recirculación inversamente proporcional al caudal de agua de alimentación, para mantener la carga hidráulica constante, lo cual requeriría de un automatismo de control de la recirculación. En cualquier caso, el caudal debe ser siempre regulable para ajustarse a las posibles variaciones del caudal de entrada a la planta y poder optimizar el funcionamiento de la instalación en caso necesario.
- En caso de alimentación discontinua, se vigilará que los periodos de aplicación sean lo más regulares posibles para mantener la biomasa, y se evitarán periodos de más de 2 horas sin dosificar, para evitar el secado de la biopelícula.
- Se comprobará el funcionamiento de los ventiladores en caso de aireación forzada.

Para el decantador secundario son necesarias las siguientes operaciones de explotación:

- En aquellos casos en que los decantadores cuenten con rasquetas de fondo y superficie, se comprobará el correcto funcionamiento del mecanismo de giro.
- Se verificará que el sistema de eliminación de flotantes funciona correctamente y que tiene capacidad de eliminar los flotantes que se produzcan. Si no es así, éstos deben eliminarse manualmente.
- En el caso de los decantadores estáticos se procederá a la retirada de los flotantes de forma manual, haciendo uso de un recoge hojas de piscina.
- Periódicamente se procederá a la limpieza, mediante cepillado, de la chapa deflectora y vertederos de salida de los decantadores, donde con el tiempo se va fijando biomasa.

- Se comprobará si el fango decanta bien, a través de diversas formas:
  - Observando si el efluente decantado es claro y no arrastra sólidos en suspensión.
  - Observando la profundidad de la zona clarificada del decantador utilizando para ello un disco de Secchi (cuando la zona clarificada es superior a medio metro, la sedimentabilidad es buena).
  - Sedimentando el fango en una probeta de 1.000 ml durante 30 minutos y viendo la forma en que el fango decanta.
- Debe comprobarse es que la regulación establecida para el caudal de recirculación de agua clarificada no impide que la carga hidráulica de alimentación al decantador se mantenga bajo los valores máximos permitidos.
- Se verificará el correcto funcionamiento de las bombas de purga de fangos, comprobándose que no existen obstrucciones en las tuberías de evacuación.
- Se controlará el volumen de fangos biológicos en exceso, anotando el tiempo de funcionamiento de las bombas de purga, con objeto de poder cuantificar los volúmenes evacuados de fangos y operar sobre el mecanismo de temporización, si dichos volúmenes no son los correctos.

La frecuencia con la que se realicen estas funciones será de dos o tres veces por semana dependiendo del tamaño e importancia de la EDAR.

Además, se procederá regularmente al engrase de los equipos mecánicos, empleando para ello el lubricante apropiado, y a la limpieza y sustitución de los accesorios que se especifiquen. La frecuencia de estas operaciones se realizará de acuerdo a lo indicado en el manual de fabricante correspondiente.

Seguimiento: controles internos y externos

Para poder determinar los rendimientos de depuración alcanzados en la estación de tratamiento, con objeto de poder evaluar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, se hace necesaria la toma periódica de muestras, tanto de las aguas residuales influentes como de los efluentes depurados, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 3.

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son fundamentalmente:

- *Control del agua residual*
  - Caudales diarios (m^3/d) (evolución diaria y estacional)
  - Concentraciones (mg/l) de DBO_5, DQO y SS y, en su caso de N_t y P_t. pH, conductividad y temperatura
- *Calidad exigida del efluente*
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l).
  - En caso de procesos de eliminación de nutrientes: N_T y P_T (mg/l)

- *Control de la etapa de tratamiento primario*

  Tanque Imhoff

  - Velocidad ascensional en la zona de decantación (m/h): calculada en función de los caudales máximo y medio de agua residual (m^3/h) y de la superficie de la zona de decantación (m^2).
  - Tiempo de retención hidráulica en la zona de decantación (h): calculado en función del caudal máximo de agua residual (m^3/h) y del volumen útil de la zona de decantación (m^3).
  - Ritmo de acumulación de fangos en la zona de digestión (l/he.año): calculado en función del espesor medido de fangos, de la superficie de la zona de digestión y de la población equivalente servida.

  Lagunaje Anaerobio

  - Carga volumétrica con la que opera la etapa anaerobia (g DBO_5/m^3.d): calculada en función del caudal tratado de agua residual, de su concentración y del volumen efectivo de la etapa anaerobia
  - Tiempo de retención hidráulica de la etapa anaerobia (d): calculado en función del caudal tratado de agua residual y del volumen efectivo de la etapa anaerobia.
  - Volumen del fango acumulado en la etapa anaerobia (m^3): calculado en función de la altura de la capa de fangos y de la superficie del fondo de la etapa anaerobia.

  Decantador Primario

  - Velocidad ascensional con la que opera el decantador (m/h), calculada en función de los caudales medios (m^3/h) y máximos (m^3/h), de las aguas a tratar y de la superficie del decantador (m^2).
  - Tiempo de retención hidráulica con el que opera el decantador (h), calculado en función del caudal tratado de agua residual (m^3/h) y del volumen útil del decantador (m^3).
  - Carga sobre vertedero (m^3/ml.h): calculada en función del caudal punta (m^3/h) y de la longitud (ml) del vertedero.

- Control de la operación del *Lecho Bacteriano*

  - Carga orgánica con la que opera (kg DBO_5/m^3.d): calculada en función del caudal tratado de agua residual (m^3/d), de su concentración (kg DBO_5/m^3), del rendimiento alcanzado en las etapas previas (%) y del volumen del material de relleno (m^3).
  - Carga hidráulica con la que opera (m/h): calculada en función del caudal tratado de agua residual (m^3/h), del caudal de recirculación (m^3/h) y de la superficie de la sección horizontal del lecho (m^2).
  - Relación de recirculación (Q_r/Q): calculada en función del caudal de recirculación Q_r (m^3/h) y del caudal de alimentación Q (m^3/h).

- *Control de la etapa de decantación secundaria*

  - Velocidad ascensional con la que opera el decantador (m/h), calculada en función de los caudales medios (m^3/h) y máximos (m^3/h), de las aguas a tratar y de la superficie del decantador (m^2).

- Tiempo de retención hidráulica con el que opera (h), calculado en función del caudal tratado de agua residual (m^3/h) y del volumen útil del decantador (m^3).
- Carga sobre vertedero ($m^3/ml.h$): calculada en función del caudal punta (m^3/h) y de la longitud (ml) del vertedero.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados durante el pretratamiento provenientes de las unidades de desbaste y desarenado o desarenado-desengrasado (en caso de que se instale) se gestionan tal y como se indica en el Capítulo 4.

En cuanto a los fangos primarios y fangos en exceso del tratamiento biológico, existen varias opciones para su gestión y tratamiento posterior:

- En el caso de instalaciones con tratamientos primarios constituidos por Fosas Sépticas, Decantadores-digestores o Lagunas Anaerobias, los fangos purgados en los decantadores secundarios, se conducen a estas unidades, al objeto de lograr la estabilización de los mismos. Tras un tiempo de permanencia prolongada (de 6 meses a 2 años), se procede a la extracción de los fangos digeridos. Estos fangos se suelen enviar a otra EDAR de mayor tamaño para su deshidratación. Si las condiciones resultan adecuadas también pueden deshidratarse "in situ" en eras de secado o en humedales artificiales (ver capítulo 9).
- En caso de que se emplee decantación primaria convencional, tanto los fangos generados en esta unidad, como los fangos biológicos, se concentran en espesadores por gravedad, o bien se almacenan directamente en un depósito para su posterior traslado mediante camión cisterna otra EDAR de mayor tamaño dotada de línea de tratamiento de fangos y con capacidad suficiente para absorber los fangos procedentes de las plantas pequeñas de alrededor. En este caso, la retirada de fangos deberá hacerse con mayor frecuencia (al menos una vez a la semana), dependiendo de la tasa de producción de fangos residuales, que a su vez está determinada por la carga de sólidos influente a la planta. Los depósitos de almacenamiento de fangos de las pequeñas plantas deben ser cerrados y su volumen debe permitir almacenar al menos el fango producido en una semana.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento consta de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea mantener y conservar los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas

- El mantenimiento de la obra civil y de las conducciones.
- El mantenimiento preventivo y correctivo de los equipos electromecánicos de la instalación (rejas de desbaste de limpieza automática, caudalímetros, bombas de agua y de fangos, etc.).
- El control del buen estado del cerramiento.

- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos etc.

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento de la instalación que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno, contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La Tabla 7.12 muestra las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *Lechos Bacterianos*, junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 7.12. Principales anomalías en los Lechos Bacterianos, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Producción de olores	Aireación insuficiente	Aumentar el caudal de ventilación, si es forzada. Aumentar el tamaño de las ventanas de entrada de aire si son regulables Aumentar la fuerza de lavado Aumentar las horas de lavado Reducir la velocidad de giro en caso de distribuidores motrorizados
Disminución del rendimiento en eliminación de DBO_5	Incremento de la materia en suspensión en la alimentación al lecho	Verificar el correcto funcionamiento del tratamiento primario
	Temperatura del agua residual muy baja	Reducir el tamaño de las ventanas de entrada de aire, si son regulables Minimizar la recirculación
	Pérdida excesiva de biomasa	Reducir la carga hidráulica Eliminar la fuente en caso de inhibidores tóxicos en el influente

Tabla 7.12. Principales anomalías en los Lechos Bacterianos, causas y soluciones (continuación)

Anomalía	Causa	Solución
Aparición de organismos superiores: caracoles, gusanos, insectos	Normalmente es debido a una inadecuada operación del sistema y se da principalmente en lechos con rellenos minerales	Eliminación de los organismos mediante incremento de pH, inundación del lecho y posterior secado periódicos, limpieza con agua y biocidas selectivos Adecuación de los equipos de bombeo, para que no supongan un problema
Colmatación del sistema de distribución	Incremento de los sólidos en supensión alimentados al lecho	Verificar funcionamiento del tratamiento primario Incrementar el caudal recirculado
Colmatación del lecho por acumulación excesiva de biomasa	Fuerza de lavado insuficiente	Incrementar el caudal recirculado Reducir la velocidad del sistema distribuidor, si este es regulable
	Excesivo crecimiento de algas en la parte superior del lecho, donde la luz solar está disponible	Cubrir el lecho con una estructura ligera que evite la radiación solar directa
Mala sedimentación del fango	Carga hidráulica excesiva	Reducir la recirculación, para descargar la decantación secundaria
Burbujeo en la superficie de los decantadores	Permanencia excesiva de los fangos en el fondo de los decantadores	Aumento de la frecuencia de purga de fangos
	Operación incorrecta de la rasqueta de barrido de fondo	Reparación de las deficiencias

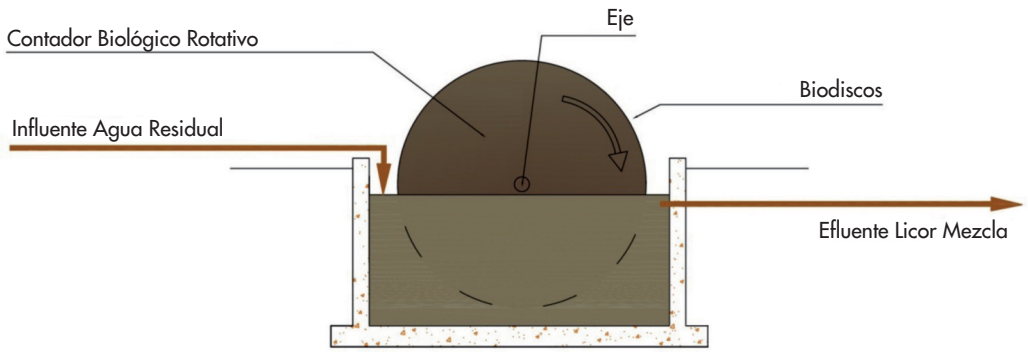
7.4 CONTACTORES BIOLÓGICOS ROTATIVOS

7.4.1 Fundamentos

Los *Contactores Biológicos Rotativos (CBR)* son sistemas de tratamiento de las aguas residuales, en los que los microorganismos se hallan adheridos a un material soporte, que gira semisumergido (aproximadamente el 40% de su superficie) en el agua a depurar. Estos sistemas, junto con los Lechos Bacterianos, suponen una alternativa tecnológica al proceso convencional de Fangos Activos (Cortez *et al.*, 2008). Los *CBR* han sido empleados, en los últimos años, en el tratamiento de varios tipos de aguas residuales, incluidas las urbanas (Grady, 1983; Akunna y Jefferies, 2000; Griffin y Findlay, 2000; Nowak, 2000).

Al girar lentamente (1-2 rpm), el soporte expone su superficie alternativamente al agua y al aire. Sobre el soporte se desarrolla, de forma natural y gradualmente, una película de biomasa bacteriana, que emplea como sustrato la materia orgánica soluble presente en el agua residual y, que toma el oxígeno necesario para su respiración del aire atmosférico, durante la fase en que el soporte se encuentra fuera del agua (Scholz M., 2006) (Figura 7.39).

Figura 7.39. Contador Biológico Rotativo (CBR)



La cantidad de aire captado durante la fase de emersión del rotor, debe ser suficiente para cubrir el consumo por parte de los microorganismos de la biopelícula durante la fase de inmersión y para mantener las condiciones aerobias en el recinto que alberga al rotor.

La biomasa presente en el tanque en el que se dispone el elemento rotor, que se mantiene en suspensión gracias al giro de éste, ejerce una contribución muy pequeña a los rendimientos de depuración que se alcanzan con la aplicación de los *CBR*. Se estima que un 90% de la biomasa activa se encuentra adherida al rotor.

El crecimiento de la biopelícula continúa hasta que llega un momento en que su espesor es tal (unos 5 mm), que se ve muy dificultada la difusión de oxígeno y sustrato hasta las

capas bacterianas más profundas, produciéndose en estas zonas fermentaciones y burbujeo gaseoso. En estas condiciones, el esfuerzo cortante, producido por la rotación del soporte en el seno del líquido, es suficiente para producir su desprendimiento. Una vez desprendida una porción de película bacteriana comienza en ese lugar el crecimiento de nueva biomasa, repitiéndose el proceso indefinidamente, regulándose, de esta forma, el espesor de la biopelícula (Lazarova y Manem, 1995; Melo, 2003; Elenter *et al.*, 2007). La biomasa desprendida se separa de efluente depurado en la etapa de decantación, que sigue al tratamiento biológico.

Dentro de los *Contactores Biológicos Rotativos* cabe distinguir entre:

- *Biodiscos:* en los que el soporte para la fijación bacteriana está constituido por un conjunto de discos de material plástico de 1 a 5 m de diámetro. Los discos se mantienen paralelos y, a corta distancia entre ellos (2-3 cm), gracias a un eje central que pasa a través de sus centros. La distancia entre los discos depende de la carga orgánica con la que se opere, estando más separados entre sí los discos de la primera etapa, que son lo que reciben un mayor nivel de carga. La superficie de los discos se corresponde, aproximadamente, con la superficie biológicamente activa para el tratamiento de las aguas.

- *Biocilindros:* constituyen una modificación del sistema de biodiscos, en la que el rotor consiste en una jaula cilíndrica perforada, que alberga en su interior un relleno de material plástico, al que se fija la biomasa bacteriana.

Figura 7.40. Sistema de biodiscos en Santesteban (Navarra)

Figura 7.41. Sistema de biocilindros en Limiñón (La Coruña)

- *Sistemas híbridos*: aúnan las ventajas de los dos tipos anteriores, minimizando sus inconvenientes. Se intenta que los rotores presenten una elevada superficie específica, al objeto de incrementar la cantidad biomasa adherida, y de que no existan choques entre las partes móviles, para que no se deteriore el material soporte, como ocurre en el caso de los biocilindros clásicos.

Los *CBR* constan generalmente de 2 a 4 etapas, colocadas en confinamientos separados entre sí. Esta disposición, conocida como disposición en cascada, permite operar en cada confinamiento con cargas diferentes, presentando los rotores distintos espesores de biopelícula en cada uno de ellos. Esta configuración permite trabajar con diferentes cargas superficiales, o volumétricas, e influye en el diseño del sistema de soporte de la biopelícula. Asimismo, esta configuración reduce los efectos de los picos de carga que se registran en las estaciones de tratamiento de las aguas residuales. En otros casos, los rotores se encuentran en el mismo confinamiento, consiguiéndose la configuración en cascada mediante el empleo de deflectores (Metcalf & Eddy, 2000).

Los *CBR* operan bajo cubierta para evitar daños en la biomasa adherida a los rotores por la acción de los agentes atmosféricos (heladas, lluvias), y para preservarla en caso de averías electromecánicas, que detengan el giro del rotor.

7.4.2 Diagramas de flujo

El proceso de *Contactores Biológicos Rotativos* debe ir precedido de una obra de llegada y de etapas de pretratamiento y de tratamiento primario.

En la obra de llegada debe instalarse un aliviadero de caudal, para evitar sobrecargas hidráulicas en épocas de fuertes lluvias, y una compuerta de aislamiento para desviar todo el caudal en caso necesario. Las aguas aliviadas se conducirán a la línea by-pass de la instalación. La capacidad del by-pass debe ser suficiente para evacuar toda el agua que llegue por el colector, incluyendo el exceso, con relación al caudal de diseño, que se genera en épocas de lluvia.

En el rango de 200-1.000 h-e, el diagrama de flujo propuesto se compone de una etapa de pretratamiento, que consta de:

- *Desbaste:* ejecutado en doble canal, uno de los canales contará con reja de gruesos y reja de finos o tamiz, dispuestas en serie y de limpieza automática, mientras que en el otro canal se dispondrá, a modo de by-pass, una reja de gruesos de limpieza manual.

- *Desarenado:* en redes unitarias se dispondrá tras el desbaste un desarenador estático, con extracción manual de las arenas.

Si las aguas residuales a tratar no presentan elevadas concentraciones de grasas, tras el desarenado alimentarán directamente a la etapa de tratamiento primario, en caso contrario, será preciso recurrir a la implantación de un desengrasador estático.

Para este rango de población el tratamiento primario está constituido, normalmente, por una etapa de decantación-digestión, consistente en un Tanque Imhoff. Estos dispositivos permiten, por una parte, reducir las concentraciones de sólidos en suspensión (sedimentables y flotantes) que alimentan al *CBR* y, por otra, simplificar y abaratar la gestión de los fangos en exceso, que una vez purgados del clarificador o decantador secundario, se conducen a la unidad de Decantación-Digestión para su estabilización, vía anaerobia, y almacenamiento durante un periodo de tiempo prolongado (Figura 7.42).

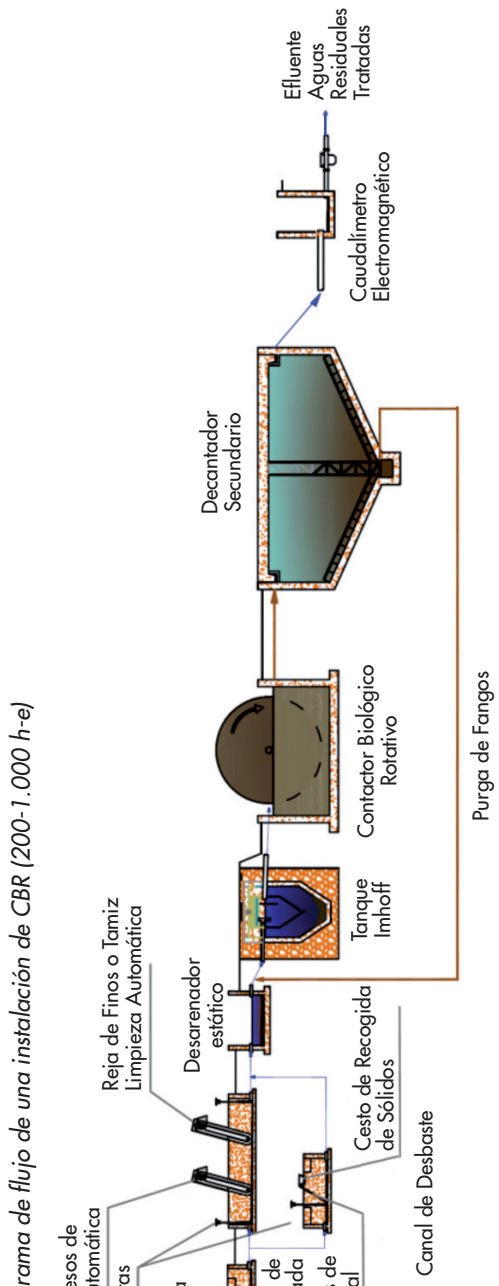


Figura 7.42. Diagrama de flujo de una instalación de CBR (200-1.000 h-e)

En el rango de 1.000-2.000 h-e, el diagrama de flujo que se propone cuenta con una etapa de pretratamiento, que consta de

- *Desbaste:* ejecutado en doble canal, uno de los canales contará con reja de gruesos y reja de finos o tamiz, dispuestas en serie y de limpieza automática, mientras que en el otro canal se dispondrá, a modo de by-pass, una reja de gruesos de limpieza manual.

- *Desarenado-desengrasado:* en redes unitarias se dispondrá tras el desbaste un desarenador-desengrasador aireado, con extracción de las arenas mediante bombeo.

En la etapa de tratamiento primario se suele hacer uso de decantadores estáticos, aunque también se pueden emplear Lagunas Anaerobias. En el caso de recurrir a decantadores, los fangos, que periódicamente se purgan, junto con los extraídos de la etapa de clarificación, se envían a un espesador por gravedad. Si se dispone una Laguna Anaerobia, a modo de tratamiento primario, los fangos purgados en la etapa de decantación secundaria se conducen a esta laguna, para su estabilización y almacenamiento.

Tras la etapa tratamiento primario, las aguas alimentarán al reactor que alberga al *CBR*. Los efluentes del reactor, que arrastran la biomasa desprendida del rotor, se someten a una etapa de clarificación, o decantación secundaria, para separar los efluentes tratados de lodos. Estos últimos, junto con los lodos del decantador primario, se conducen a un espesador por gravedad, para su concentración y almacenamiento, antes de su envío a otra EDAR, o su deshidratación "in situ". Los sobrenadantes del espesador se reenvían a cabecera del tratamiento (Figura 7.43).

A la salida de la etapa de decantación, se dispondrá un sistema de medición de caudales, recomendándose el empleo de caudalímetros electromagnéticos.

En la actualidad, se tiende a sustituir los desarenadores por tamices de 2 a 3 mm de luz de paso, manteniendo como protección previa una reja de desbaste de 2-3 cm de separación entre barrotes. Esta opción es viable y no afecta al rendimiento, pero es importante tener en cuenta que las arenas no son eliminadas en su totalidad en la etapa de tamizado, por lo que quedarán retenidas en el tratamiento primario, aspecto que deberá ser tenido en cuenta en la gestión posterior de los fangos generados, y en los posibles problemas asociados a su bombeo, cuando la cantidad de arena sea importante. Esta variante se muestra en las figuras 7.44 y 7.45.

Aunque es menos habitual, la etapa de tratamiento primario también puede ser sustituida por un tamizado (figura 7.46). Esto sólo es recomendable en aquellos casos en que las aguas residuales a tratar estén muy diluidas (DBO_5 inferior a 150 mg/l). Si se decide eliminar el tratamiento primario, es recomendable no eliminar también el desarenado.

En algunas ocasiones, puede resultar de interés recircular parte del efluente final de la última unidad de contactores a la etapa de tratamiento primario. De esta forma se obtiene un triple beneficio: se minimizan los efectos del descenso de caudal influente durante la noche, o en periodos en los que la población es menor a la de diseño, se reduce el riesgo de bloqueo del sistema contactor y se reducen los picos de carga. En tales casos, esta carga hidráulica adicional debe ser tenida en cuenta en el diseño de la unidad.

Figura 7.43. Diagrama de flujo de una instalación de CBR (1.000-2.000 h-e)

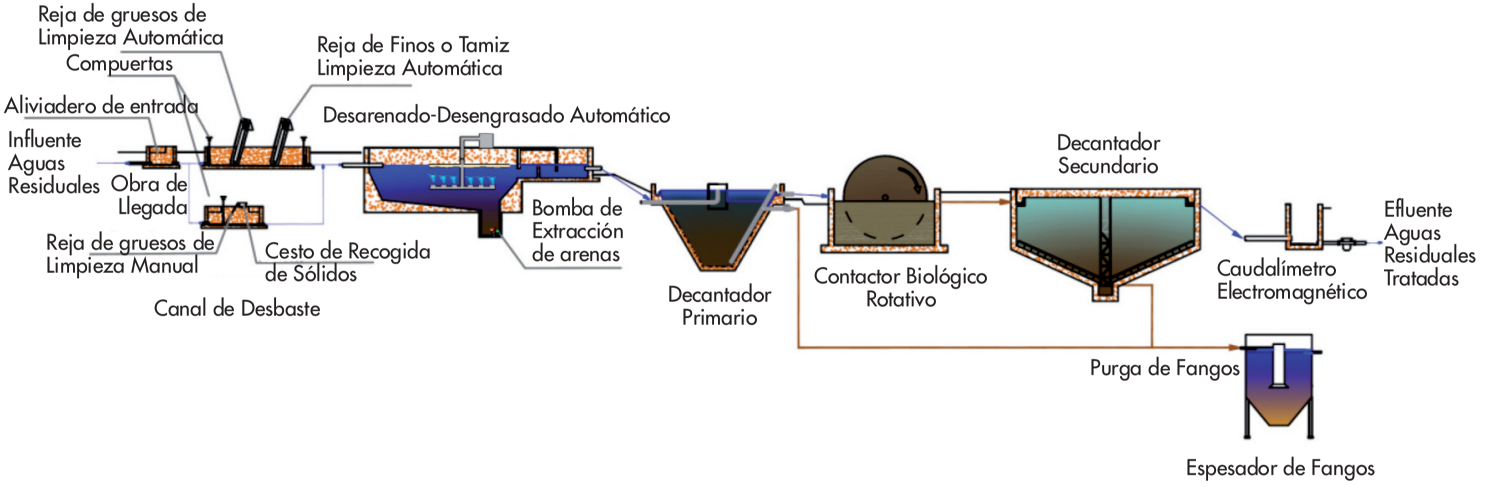
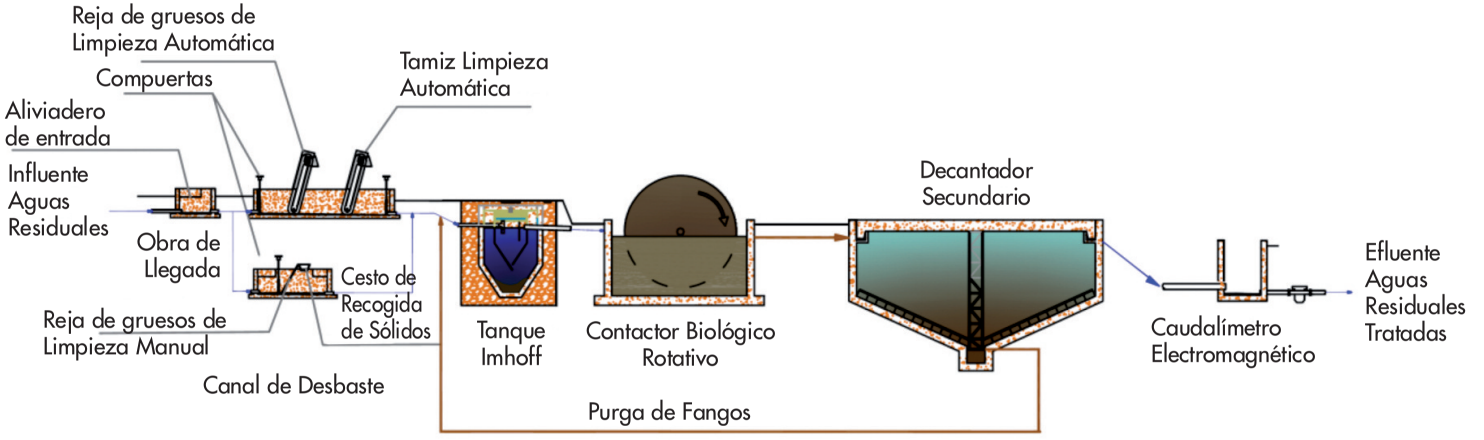


Figura 7.44. Diagrama de flujo de una instalación CBR con tamiz de finos y sin desarenado (200-1.000 h-e)



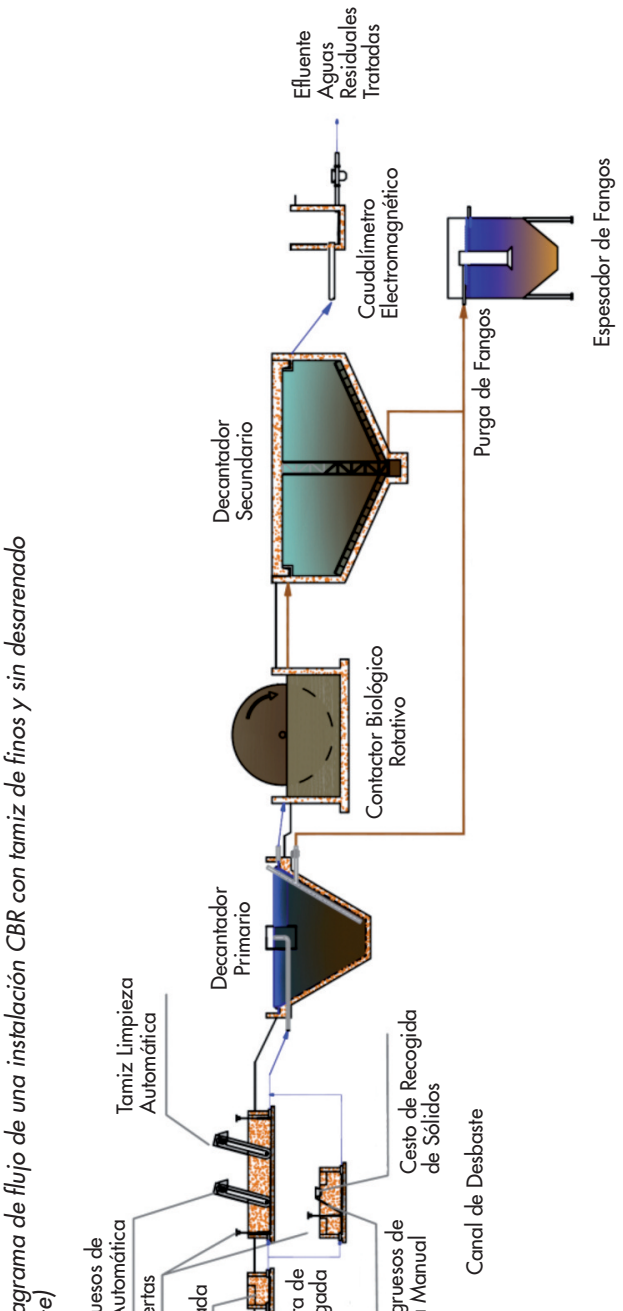
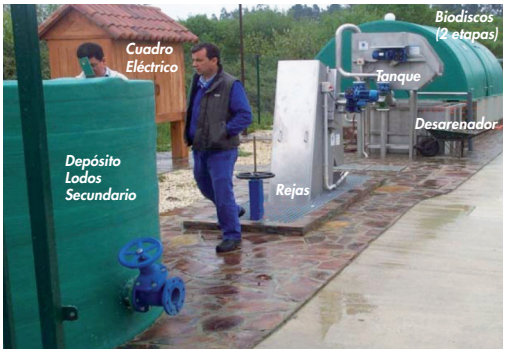


Figura 7.45. Diagrama de flujo de una instalación CBR con tamiz de finos y sin desarenado (1.000-2.000 h-e)

Figura 7.46. Planta con CBR cubiertos, pretratamiento mediante tamiz rotativo y desarenado y sin tratamiento primario

Figura 7.47. Pretratamiento mediante tamiz rotativo previo a un sistema CBR

Figura 7.48. Pretratamiento mediante tamiz deslizante y sistema CBR



7.4.3 Característica del tratamiento

Rendimientos de depuración característicos

La Tabla 7.13 recoge los rendimientos medios habituales que se alcanzan con el empleo de los *CBR*. En la última columna se presentan las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

Tabla 7.13. Rendimientos medios de una instalación de CBR y caracterísitcas del efluente final

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	85-95	25-50
DBO_5	85-95	15-25
DQO	80-90	60-120
$N\text{-}NH_4^+$ (sin nitrificación)	20-30	20-25
N	20-35	30-40
P	10-35	6-9

Para incrementar los rendimientos de eliminación de nutrientes, se comienza a operar con *CBR* que nitrifican las formas amoniacales y que desnitrifican en reactores anóxicos integrados en la propia unidad de depuración (Watanabe *et al.*, 1992; Texeira y Oliveira, 2001). Mientras que para mejorar la eliminación de fósforo lo habitual es proceder a un tratamiento fisicoquímico, mediante la adición de sales de hierro o aluminio, para la precipitación de los fosfatos, que se extraen del proceso junto con los fangos en exceso.

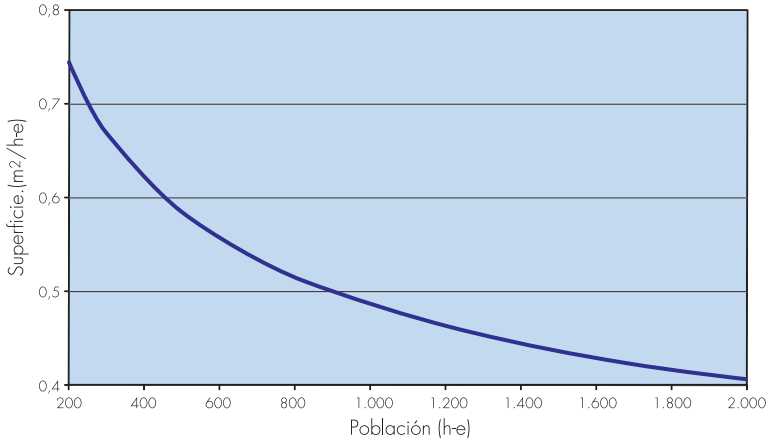
Rango de aplicación

En el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas la aplicación de los *Contactores Biológicos Rotativos* encuentra su principal campo de aplicación en el rango de los 200 a los 2.000 habitantes equivalentes.

Estimación de la superficie requerida para la implantación

La Figura 7.49 muestra la superficie necesaria por habitante equivalente servido para la implantación de los *CBR*. Para el cálculo de esta superficie se han seguido las pautas recogidas en el Capitulo 3 y las que posteriormente se detallan para la estimación de los costes de implantación.

Figura 7.49. Superficie por habitante equivalente servido para la implantación de CBR



Influencia de las condiciones meteorológicas

Al tratarse de un proceso biológico de depuración, el factor meteorológico que ejerce una mayor influencia en el funcionamiento del mismo es la temperatura del agua residual. De hecho, se aprecian descensos en el rendimiento de eliminación de materia orgánica carbonosa cuando la temperatura del agua desciende de los 12°C. En el caso de que el diseño incluya la nitrificación, este proceso se empeora cuando la temperatura desciende de los 20°C (Tejero, 2009).

No obstante, al disponerse los *CBR* en recintos cerrados (configuración más habitual), estos sistemas están protegidos de las inclemencias meteorológicas (lluvias, heladas), manteniendo en los períodos fríos del año temperaturas más elevadas que las de las aguas residuales influentes. En sitios muy fríos se procede a enterrar la mayor parte de la estructura de los *CBR*, al objeto de minimizar las pérdidas de calor.

Influencia de las características del terreno

Al tratarse de una tecnología que precisa poca superficie para su construcción, el proceso está poco influenciado o condicionado por las características del terreno disponible para su implantación. No obstante, al construirse las etapas de decantación mediante excavación, aquellos terrenos que reúnen las mejores condiciones para la implantación de esta tecnología de depuración son aquellos fáciles de excavar y con nivel freático bajo.

Versatilidad del tratamiento

- *Capacidad de adaptación ante puntas diarias de caudal y de contaminación diarias*

  Los *CBR* se adaptan a las variaciones de caudal siempre que el tiempo de retención hidráulica se mantenga por encima del mínimo necesario (ver apartado de diseño y construcción). Ante variaciones extremas de caudal, y en especial si el sistema ha sido diseñado únicamente para eliminar DBO_5, pero no para nitrificar, es recomendable añadir algún sistema de regulación del caudal de alimentación al CBR.

  Para hacer frente a las fluctuaciones de carga, la norma de diseño ATV-DVWK-A 281E recomienda que para aplicaciones de 50 a 1.000 h-e., la carga orgánica superficial que se aplique para el dimensionamiento de los *CBR* sea del orden del 50% de la que se aplica para el diseño de instalaciones de mayor tamaño. Adicionalmente, la disposición de contactores en etapas sucesivas (configuración en cascada), permite aumentar la capacidad de adaptación a las fluctuaciones de carga.

- *Capacidad de adaptación ante sobrecargas hidráulicas y orgánicas*

  El sistema *CBR* presenta buena resistencia frente a sobrecargas hidráulicas y orgánicas en la alimentación, siempre que dicha sobrecarga se produzca de forma puntual.

  Además, la existencia de biopelícula aporta al proceso biológico una mayor resistencia que los procesos de fangos activos frente a la presencia puntual de tóxicos en el agua de alimentación.

  Sin embargo al disponer de pocas variables de control, la tecnología de *CBR* es menos flexible que la de Aireación Prolongada frente a modificaciones permanentes en las características del agua de entrada, por lo que ante situaciones de infradimensionamiento se dispondrá de menos recursos para adaptar la instalación a las nuevas condiciones.

- *Capacidad de adaptación a variaciones estacionales*

  En aquellos casos en las variaciones estacionales no sean muy acusadas (coeficiente de estacionalidad ≤ 3), se recomienda dimensionar los *CBR* para la máxima carga estacional.

  Cuando las variaciones estacionales sean muy pronunciadas (coeficiente de estacionalidad ≥3), se recomienda que los *CBR* se diseñen en varias líneas, que irán entrando en operación conforme se vayan registrando estos incrementos.

Complejidad de explotación y mantenimiento

Si bien las operaciones para la correcta explotación de unidades de *CBR* no presentan grandes dificultades, las operaciones de mantenimiento electromecánico (preventivas y correctivas) sí precisan de mano de obra especializada y, en determinados casos, de la asistencia de empresas externas.

Impactos ambientales

Dada la escasa potencia que se precisa pare el funcionamiento de los *CBR* y el bajo número de revoluciones a la que giran los contactores, el nivel de ruidos generado es muy bajo, por lo que el impacto sonoro que se produce es muy reducido.

Con relación a la generación de olores desagradables, éstos se concentran en la etapa de tratamiento primario, cuando se recurre a sistemas de decantación-digestión. En el caso de que se empleen Tanques Imhoff en esta etapa, el impacto olfativo puede minimizarse mediante el empleo de filtros de materiales adsorbentes (carbón activo, turba), dispuestos en las chimeneas de ventilación. Cuando se recurre al empleo de Lagunas Anaerobias, operando con bajas cargas orgánicas (del orden de 100 g DBO_5/m^3.d), se reduce la generación de malos olores. Por otro lado, si las cargas orgánicas aplicadas a los *CBR* son las recomendadas, y los recintos que los albergan se mantienen convenientemente ventilados, la generación de olores en esta zona es mínima.

Por último, en lo referente a los impactos visuales, el tamaño reducido de los *CBR,* y el hecho de que gran parte de su estructura suele disponerse enterrada, hacen que este tipo de impactos sean limitados.

Producción de fangos y otros subproductos

En la etapa de pretratamiento se generan residuos en las operaciones de desbaste, de desarenado y de desengrasado (ver Capítulo 4).

Por otro lado se generan fangos primarios, que pueden estar o no digeridos, según el tipo de tratamiento primario empleado.

Si se opta por emplear como etapa de tratamiento primario un decantador, se generan fangos sin estabilizar a razón de unos 30 g/h-e. A estos fangos habrá que sumar

los fangos del decantador secundario, que se generarán a razón de unos 0,8 kg (ms)/kg de DBO_5 eliminado.

Estos fangos tampoco estarán estabilizados, por lo que será preciso mezclarlos con los del decantador primario, espesarlos, hasta alcanzar una concentración entorno al 3-5%, para su posterior envío a otra estación de depuración, equipada con tratamiento de fangos.

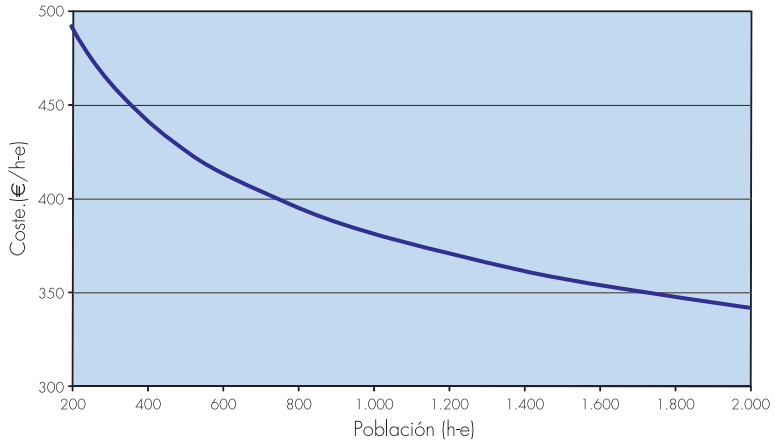
En el caso de que se opte por instalar una etapa previa de decantación-digestión, a la que se envían los fangos purgados del decantador secundario para su estabilización, la producción de fangos puede cifrarse en 300 l/h-e.año, presentando estos fangos un buen grado de mineralización (40-50% de materia mineral).

7.4.4 Costes

Estimación de los costes de implantación

La Figura 7.50 muestra los costes de implantación de una instalación de *CBR* en función de la población equivalente servida.

Figura 7.50. Costes de la implantación de CBR en función de la población equivalente servida



Para la estimación de estos costes, además de las partidas generales contempladas en el Capítulo 3, se han tenido en cuenta las siguientes premisas:

Rango 200-1.000 h-e:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.

- Se consideran los costes imputables al desbaste en doble canal, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza manual, ejecutado en obra civil
- Se considera la implantación de un Tanque Imhoff, a modo de tratamiento primario, ejecutado en PRFV.
- Se consideran unidades de CBR prefabricadas.
- La etapa de decantación secundaria se ejecuta en PRFV, empleándose decantadores estáticos.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.

Rango 1000-2.000 h-e:

- Se consideran los costes imputables a la obra de llegada, ejecutada en obra civil y dotada de aliviadero.
- Se consideran los costes imputables al desbaste en doble canal, compuesto por un canal de desbaste con reja de gruesos, seguida de reja de finos o tamiz, ambas de limpieza automática y un canal de desbaste con reja de gruesos de limpieza manual, a modo de by-pass.
- Se considera la implantación de un desarenador de limpieza automática, ejecutado en obra civil, con extracción de las arenas mediante bombeo.
- Se considera la implantación de un decantador, a modo de tratamiento primario, ejecutado en PRFV.
- Se consideran unidades de CBR prefabricadas.
- La etapa de decantación secundaria se ejecuta en PRFV, empleándose decantadores estáticos.
- Se incluye medidor de caudal electromagnético.

Estimación de los costes de explotación y mantenimiento

La Tabla 7.14 muestra la estimación de los costes de explotación y mantenimiento de instalaciones de *CBR*, para distintos niveles de población servida. Estos costes se han calculado en base a las premisas establecidas en el Capítulo 3 y a las consideraciones recogidas en el apartado *"Estimación de costes de implantación"*.

Consumo energético

Se estima que el consumo energético en los *CBR* es del orden de 0,3-0,7 kWh/kg DBO_5 eliminado.

Tabla 7.14. Costes de explotación y mantenimiento de CBR

Población (h-e)		500			1.000			2.000		
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Desplazamiento del operario										
Desplazamiento operario	25	2 veces/semana	1	2.600,00	3 veces/semana	1	3.900,00	3 veces/semana	1	3.900,00
Pretratamiento										
Limpieza pretratamiento y evacuación de residuos	16	2 veces/semana	0,25	416,00	3 veces/semana	0,25	624,00	3 veces/semana	0,35	873,60
Tratamiento Primario (Tanque Imhoff)										
Inspección y medición espesores flotantes y fangos	16	2 veces/año	1	32,00	2 veces/año	1	32,00			
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15	2 veces/año	75	2.250,00	2 veces/año	150	4.500,00			
Tratamiento Primario (Decantador primario)										
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y gestión de fangos y flotantes	15							1 vez/semana	550	8.250,00
CBR-Decantador secundario										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Inspección general: Comprobación giro rotores, Comprobación purgas decantador	16	2 veces/semana	0,50	832,00	3 veces/semana	0,50	1.248,00	3 veces/semana	0,50	1.248,00

Tabla 7.14. Costes de explotación y mantenimiento de CBR (continuación)

Población (he)		500			1.000			2.000		
Operación	**Coste (€/m³)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Volumen (m³)**	**Coste anual (€)**
Extracción y evacuación fangos decantador secundario	15							1 vez/semana	300	4.500,00
Consumo energético										
Operación	**Coste horario (€/kWh)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**		**Consumo (kWh/a)**	**Coste anual (€)**
Pretratamiento	0,09	–	1.000	90,00	–	2.000	180,00	–	3.500	315,00
CBR y Decantador secundario	0,09	–	6.900	621,00	–	13.800	1.242,00	–	27.600	2.484,00
Mantenimiento										
Operación	**Coste horario (€/h)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**	**Frecuencia**	**Tiempo (h)**	**Coste anual (€)**
Mantenimiento electromecánico y de la obra civil	16	2 veces/semana	2,5	4.160,00	3 veces/semana	2,5	6.240,00	3 veces/semana	3,5	8.736,00
Seguimiento										
Operación	**Coste (€/a)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**	**Frecuencia**		**Coste anual (€)**
Control analítico	300	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00	4 veces/año		1.200,00
Coste total explotación y mantenimiento (€/año)				**12.201,00**			**19.166,00**			**31.506,60**
Coste total unitario (€/h-e.año)				**24,40**			**19,17**			**15,75**

7.4.5 Ventajas e inconvenientes

Ventajas

La tecnología de *Contactores Biológicos Rotativos* presenta las siguientes ventajas:

- Bajos requisitos de superficie para su implantación, al igual que las Aireaciones Prolongadas y los Lechos Bacterianos, y mucho menores que las Tecnologías Extensivas.
- Bajo consumo energético y bajo coste de explotación, en comparación con las Aireaciones Prolongadas.
- Explotación relativamente simple (más sencilla que en el caso de la Aireación Prolongada, ya que no precisa de recirculación de fangos, control del nivel de oxígeno disuelto, medición de la concentración de sólidos en el reactor, etc.).
- Buen comportamiento ante la presencia de tóxicos, al alternar la biomasa su contacto con las aguas residuales y con la atmósfera.
- Facilidad de construcción gradual. Al tratarse de un proceso de construcción modular se puede efectuar la ampliación gradual del mismo en función de las necesidades de depuración.
- Bajo nivel de ruidos por la escasa potencia instalada.
- Al estar generalmente ubicadas las unidades de *CBR* en recintos cubiertos, se mantiene una temperatura más elevada en el agua a depurar, por lo que los rendimientos se resienten menos en los períodos fríos.

Inconvenientes

Como principales inconvenientes de los *CBR* deben destacarse:

- Costes de implantación elevados debido el coste de los equipos, principalmente de los propios contactores.
- Generación de fangos sin estabilizar.
- Menos flexibilidad que los procesos de fangos activados, por lo que responde peor ante variaciones respecto a las condiciones de diseño.
- Instalación mecánica relativamente compleja y cierta dependencia de la empresa fabricante por ser sistemas patentados.
- Frente a los sistemas extensivos, cuentan con equipos electromecánicos que requieren mantenimiento y consumen energía.

7.4.6 Diseño y construcción

Datos previos para el diseño

Para el diseño de los *CBR* se precisa conocer:

$Q_{m,d}$: caudal medio diario de las aguas residuales a tratar (m^3/d).
$Q_{m,h}$: caudal medio horario de las aguas residuales a tratar (m^3/h).
Q_{max} : caudal máximo de las aguas residuales a tratar (m^3/h).
$DBO_{5(e)}$: concentración de DBO_5 a la entrada del contactor (mg DBO_5/l).
$N_{(e)}$: concentración de NTK a la entrada del contactor (mg N/l), (en caso de que se precise nitrificar).

Parámetros de diseño

Los parámetros de diseño que se establecen en las Tablas 7.15 y 7.16 se basan, fundamentalmente, en la norma ATV-DVWK-A 281E (2001), complementada con otras aportaciones (Metcalf & Eddy, 2000) y en la experiencia de los autores.

Tabla 7.15. Parámetros de diseño de los CBR

Parámetro	Valor
Carga orgánica en primera etapa	< 40 g $DBO_5/m^2.d$
Carga hidráulica: – Eliminación DBO_5 – Nitrificación	 ≤ 0,15 $m^3/m^2.d$ ≤ 0,07 $m^3/m^2.d$
Superficie específica del CBR: – Eliminación DBO_5 – Nitrificación	 110 m^2/m^3 200 m^2/m^3
Biodiscos	
Sólo eliminación de DBO_5 (no nitrificación)	
Carga orgánica total: – 2 etapas – 3-4 etapas Número mínimo de etapas: – Para DBO_5 en efluente entre 15 y 25 mg/l – Para DBO_5 en efluente entre 15 y 15 mg/l	 ≤ 8 g $DBO_5/m^2.d$ ≤ 10 g $DBO_5/m^2.d$ 2 etapas 3 etapas
Para eliminación de DBO_5 y nitrificación	
Carga orgánica total: –3 etapas – 4 etapas	 ≤ 8 g $DBO_5/m^2.d$ ≤ 1,6 g $NTK/m^2.d$ ≤ 10 g $DBO_5/m^2.d$ ≤ 2 g $NTK/m^2.d$
Otros tipos de CBR	
Sólo eliminación de DBO_5 (no nitrificación)	
2 etapas 3-4 etapas	≤ 5,6 g $DBO_5/m^2.d$ ≤ 7 g $DBO_5/m^2.d$
Para eliminación de DBO_5 y nitrificación	
Carga orgánica total: –3 etapas – 4 etapas	 ≤ 5,6 g $DBO_5/m^2.d$ ≤ 1,1 g $NTK/m^2.d$ ≤ 7 g $DBO_5/m^2.d$ ≤ 1,4 g $NTK/m^2.d$

Tabla 7.16. Parámetros de diseño de la etapa de decantación secundaria en instalaciones de CBR (a Q_{max})

Parámetro	Valor
Carga hidráulica (m/h)	< 1,0
Tiempo de retención hidráulica (h)	> 2,5
Carga sobre vertedero (m^3/h.ml)	< 15

Métodos aplicados en el diseño

Para el diseño de los *CBR* se han desarrollado diversos métodos, normalmente de tipo empírico, que suelen emplear como parámetro de diseño la carga orgánica aplicada por unidad de superficie de rotor (kg DBO_5/m^2.d).

Se recomienda el empleo de al menos dos etapas de contactores, que deberán ser al menos tres, si además de eliminar la materia carbonada también se quiera nitrificar.

♦ *Determinación de la superficie necesaria del contactor (A_{RC}, m^2)*

La superficie necesaria de contactor se calcula a partir de la carga orgánica a tratar $DBO_{5(E)}$,(kg DBO_5/d), obtenida multiplicando el caudal medio diario, $Q_{m,d}$, por la concentración de DBO_5 que presentan las aguas a tratar ($DBO_{5(e)}$), en el caso de *CBR* que tan sólo eliminan materia orgánica, y a partir de la $DBO_{5(e)}$ y la $N_{(E)}$ en caso de que se vaya a producir también nitrificación. $N_{(E)}$ se obtiene multiplicando el caudal medio diario, $Q_{m,d}$, por la concentración de NTK que presentan las aguas a tratar ($N_{(e)}$).

Para ambas situaciones, la superficie necesaria de contactor se obtiene a partir de las expresiones:

$$A_{RC,C} = \frac{DBO_{5(E)} \cdot 1000}{C_{S,DBO_5}}$$

Donde:

$A_{RC,C}$: superficie teórica del *CBR* para la eliminación de la materia carbonada (m^2).
$C_{s,DBO5}$: carga de DBO_5 superficial en el *CBR* (g DBO_5 /m^2.d), obtenida de la Tabla 7.15.

$$A_{RC,N} = \frac{N_{(E)} \cdot 1000}{C_{S,NTK}}$$

Donde:

$A_{RC,N}$: superficie teórica del *CBR* para la nitrificación (m^2).
$C_{s,NTK}$: carga de NTK superficial en el *CBR* (g N/m^2·d), obtenida de la Tabla 7.15.

La superficie total teórica se calcula como suma de las dos superficies calculadas en los casos en que se pretenda de forma conjunta la eliminación de materia carbonada y nitrificación.

$$A_{RC} = A_{RC,C} + A_{RC,N}$$

Para calcular la superficie correspondiente a cada etapa se tendrá en cuenta que la primera de ellas no debe recibir una carga mayor de 40 g DBO_5 /m^2.d, tal y como se indica en la Tabla 7.15 para evitar así problemas de olores.

Por debajo de los 1.000 h-e y para hacer frente a las fuertes fluctuaciones de caudal y de cargas diarias, se recomienda ir bajando gradualmente las cargas de diseño de los biodiscos hasta llegar a 4 g DBO_5/m^2.d para poblaciones de 50 h-e (3 g DBO_5/m^2.d para otros tipos de CBR).

- *Decantador secundario*

  - ***Superficie*** *($S_{(DS)}$, m^2)*
    La superficie mínima que ha de tener el decantador secundario se determina a partir de la máxima carga hidráulica permitida, para las condiciones de caudal máximo horario de llegada. Esta carga hidráulica máxima será de 1 m/h, en caso de ser suficiente una concentración en el efluente de 35 mg/l de sólidos en suspensión, o de 0,8 m/h si se quiere asegurar un efluente con menos de 20 mg/l de materia en suspensión.

$$q_A = \frac{Q_{\max(DS)}}{S_{(DS)}}$$

Siendo:
$Q_{max(DS)}$: caudal máximo de entrada al decantador secundario (m^3/h).
$S_{(DS)}$: superficie del decantador (m^2).

  - ***Volumen*** *($V_{(DS)}$, m^3)*
    El volumen del decantador se calcula a partir del tiempo de residencia hidráulica mínimo permitido en el mismo, de acuerdo con la expresión:

$$V_{(DS)} = t_{R(DS)} \cdot Q_{\max(DS)}$$

Donde:
$t_{R(DS)}$: tiempo de residencia hidráulica en el decantador (h). Se recomiendan valores ≥ 2,5 h.

La forma o el tipo de decantador secundario (rectangular o circular), no influyen en la eficiencia del mismo, siempre que se mantengan las condiciones de carga hidráulica y de tiempo de residencia recomendadas.
El caudal sobre vertedero debe mantenerse por debajo de 15 m^3/ml.h y el valor mínimo de la profundidad del decantador debe ser de 2 metros, medida esta altura en los decantadores circulares a 2/3 del radio.

Criterios de construcción

A continuación se recogen algunos criterios constructivos respecto a los distintos elementos que componen el tratamiento secundario en un proceso de *CBR*.

- *Contactor Biológico Rotativo*

  El volumen del tanque que alberga a los contactores debe proporcionar un tiempo de retención mínimo de 1 hora a caudal máximo o 4 l/m^2 de superficie del medio (UNE-EN 12225-7).

  Las cubas pueden construirse en materiales plásticos (las hay hasta para 1.500 h-e), o en acero u hormigón, y se suelen disponer semienterradas.

  La entrada y salida deben estar dispuestas en los extremos opuestos del tanque, de manera que se favorezca la circulación de las aguas a través del conjunto giratorio.

  Los ejes de los *CBR* se utilizan como soporte del medio y para su rotación. La flexión del eje funcionando a plena carga, cuando el rotor está completamente colonizado, no debe ser mayor a 1/300 de su longitud (UNE-EN 12255-7).

  La geometría y detalles del diseño varían notablemente en función del fabricante. Las propiedades estructurales del eje y del medio de soporte de la biopelícula, constituyen elementos básicos en el diseño de estas unidades de tratamiento.

  El eje se conecta a un motorreductor mediante acoplamientos elásticos con dispositivos de goma, al objeto de compensar las irregularidades que, ocasionalmente, puedan producirse durante su funcionamiento. En el caso de unidades prefabricadas, los ejes forman parte de los módulos ya montados, y por lo tanto, no deben ser ajustados en obra.

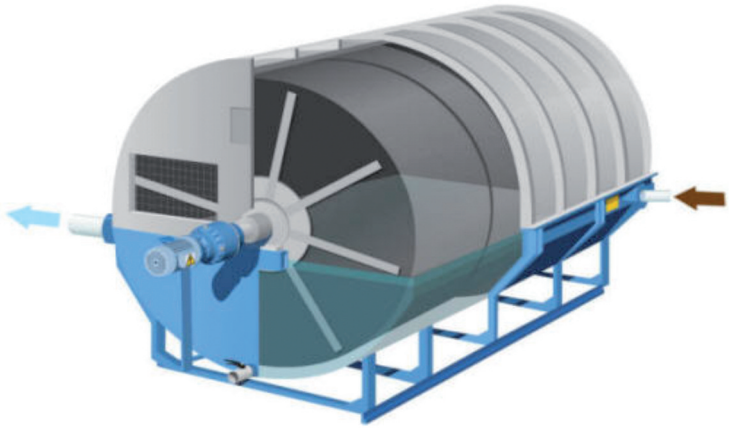
  El conjunto rotor del *CBR* debe resistir la carga máxima prevista, generada cuando el espacio hueco está parcialmente lleno con película biológica. Además, los motores, las cajas de engranajes y los cojinetes deben resistir las importantes fuerzas de desequilibrio que se pueden producir cuando el rotor, y la película bacteriana asociada, permanecen estacionarios durante cualquier periodo de tiempo, en su estado normal, parcialmente sumergido.

  Los ejes suelen ser de acero inoxidable sin anclajes ni soldaduras, mientras que los cojinetes deben tolerar fallos de alineación de un máximo de 5 mm/m de longitud del eje.

  Respecto a los mecanismos de transmisión, para el accionamiento del eje se recurre, normalmente, al empleo de un motorreductor. En ocasiones también se usa aire como sistema motriz, para lo que se dispone de una serie de cangilones profundos, dispuestos en el perímetro del medio, con una conducción situada debajo y que recibe aire de un compresor. La descarga del aire, en el interior de los cangilones, crea una fuerza boyante que promueve el giro del eje.

  La velocidad típica de giro de los discos se establece de 1 a 2 r.p.m., estando la velocidad periférica máxima permitida entre 0,15-0,3 m/s.

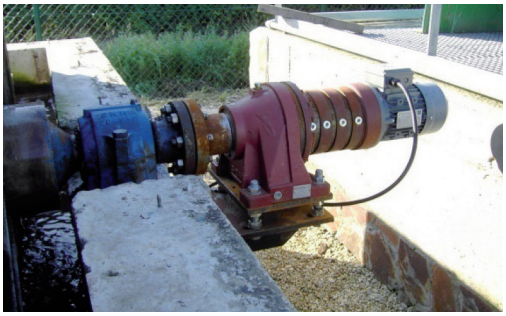
Figura 7.51. Esquema de un CBR.



Fuente: TOTAGUA.

Figura 7.52. Conexión entre 1ª y 2ª etapa de una instalación de CBR

Figura 7.53. Motor de giro de un CBR



En determinadas ocasiones es posible incorporar dispositivos para poder variar la velocidad de giro de los discos y, de esta forma, su grado de aireación.

- *Medio soporte*

  Los discos empleados como medio soporte se suelen fabricar en polietileno de alta densidad, o en polipropileno, con distintas configuraciones o corrugados. El hecho de que el medio sea corrugado aumenta la superficie disponible y favorece su estabilidad estructural.

  Los tipos de medio se clasifican en función de la superficie de soporte por eje, disponiéndose de medios de baja densidad (o densidad estándar), de densidad media y de alta densidad. Los medios de baja densidad presentan mayor espaciamiento entre láminas y se emplean en las primeras etapas de la línea de tratamiento. Los de media o alta densidad tienen superficie variable y se emplean en las etapas intermedias y finales del proceso de *CBR*, etapas en las que la biopelícula es de menor grosor.

Los diámetros de los discos se encuentran en el rango de 1 a 5 m (UNE-EN 12225-7), quedando los discos separados mediante el empleo de espaciadores. La distancia entre los discos depende de la carga orgánica superficial de cada una de etapas del tratamiento biológico. Para cargas orgánicas ≥ 20 g DBO_5/m^2.d en una única etapa, se recomienda una separación mínima de los discos ≥ 18 mm y/o una superficie específica teórica ≤ 100 m^2/m^3. Con cargas < 20 g DBO_5/m^2.d en una sola etapa, se recomienda una separación entre discos de 15 mm y una superficie específica ≤ 150 m^2/m^3.

En cualquier caso, y para cualquier medio soporte, el tamaño de hueco o intersticio nunca debe ser inferior a 15 mm, para permitir el desarrollo de la biopelícula.

Los discos se disponen semisumergidos en la cuba, aproximadamente en un 40% de su superficie, viniendo determinado el número de discos por etapa por la superficie teórica requerida y por su superficie unitaria.

- *Cubierta*

Normalmente, sobre los contactores se dispone de una cubierta, que puede ser de poliéster reforzado con fibra de vidrio, policarbonato, aluminio anodizado con revestimiento interior aislante, etc. La cubierta debe estar dotada de trampillas para la aireación del rotor y con algún elemento de acceso para la inspección de su interior.

En algunos casos, para una mayor protección contra el frío, para mejorar el acceso a las distintas partes del equipo, o por razones estéticas, las unidades de *CBR* se instalan en el interior de edificios.

Figura 7.54. Distintos tipos de cubiertas de CBR visitables

- *Decantación secundaria*

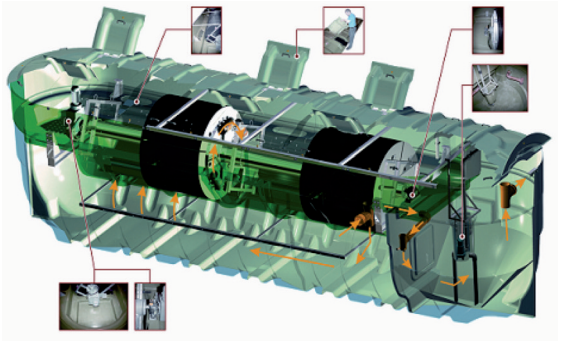
La decantación secundaria del efluente del reactor biológico es necesaria para separar el agua tratada de la biopelícula desprendida (o fango en exceso). Los criterios constructivos de estos decantadores son los mismos que los descritos para la Aireación Prolongada (ver apartado 7.2.6 de este Manual), a excepción de la profundidad que debe ser de al menos 2 metros, medido a 2/3 del radio y la carga hidráulica en vertedero que será 15 m^3/ml.h.

Figura 7.55. Decantador secundario estático de flujo vertical

En los núcleos más pequeños, especialmente en los núcleos por debajo de los 250 h-e, son habituales las plantas compactas. En estas plantas la decantación secundaria se realiza en un compartimento integrado en el mismo módulo que el tratamiento biológico, existendo también modelos que integran la decantación primaria y la secundaria dentro del mismo módulo.

Sean o no compactas, se recomienda en cualquier caso que las distintas unidades del proceso se ajusten a los parámetros de diseño recogidos en el Manual, para asegurar una buena calidad del efluente final.

Figura 7.56. Planta compacta de CBR: esquema y planta real



Fuente: FULLGAS

7.4.7 Puesta en marcha

El periodo de puesta en marcha debe comprender las operaciones necesarias para conseguir el funcionamiento estable de la instalación, que es aquel en el cual todos los elementos funcionan en la forma prevista en el proyecto de construcción y la planta depura en el grado requerido.

Previamente a la puesta en marcha se realizarán, como mínimo, las siguientes pruebas sobre los elementos construidos o instalados:

- Pruebas de obra civil y elementos prefabricados en su caso: comprobaciones de estanqueidad, comprobaciones de estabilidad y comprobaciones de características constructivas.

- Pruebas de condiciones hidráulicas: comprobación de línea piezométrica, y de la capacidad hidráulica de las instalaciones y las tuberías.

- Pruebas de instalaciones mecánicas: comprobación del funcionamiento de las compuertas-válvulas de regulación y de los distintos equipos en vacío y en carga, comprobación del sentido de giro de las máquinas y simulación de disparo de los relés de protección.

- Pruebas de sistemas de medida y control: ajuste y calibración de los instrumentos de medida, comprobación de automatismos y control de equipos y pruebas estáticas de sistemas.

Además en el contactor deberá comprobarse:

- La lubricación, la alineación del motor y el anclaje del eje en el que se fijan los discos.

- La correcta colocación de los discos (perpendicularmente al eje de rotación).

- El mantenimiento de la distancia apropiada desde el extremo de los discos y las paredes de la cuba de inmersión.

- El estado de limpieza de los elementos de entrada y salida de la cuba.

- El estado de la cubierta de los contactores.

Antes de la puesta en marcha de la etapa de decantación, debe comprobarse:

- Que el vaso del decantador esté libre de arenas y basuras.

- El estado de limpieza de la poceta de recogida de fangos y de las tuberías de evacuación de los mismos.

En el caso de decantadores dinámicos, se tendrán en cuenta, además:

- El mantenimiento de la distancia apropiada desde la solera a las rasquetas de arrastre de fangos.

Posteriormente, se procederá a la puesta en marcha de la planta, dando entrada al agua residual al pretratamiento, al tratamiento primario, al contactor y a la decantación. Los principales objetivos a alcanzar en esta etapa son: conseguir un espesor de biopelícula estable sobre el material de relleno y lograr una sedimentación adecuada de los sólidos desprendidos de la biopelícula en el decantador secundario, para obtener un efluente clarificado y depurado.

Para el arranque de los *CBR* es necesario proceder a su alimentación de forma continuada, con las aguas residuales procedentes del tratamiento primario. Progresivamente, en

3-4 semanas se comprobará que se ha formado una película biológica sobre el rotor. La biomasa adherida al soporte tendrá aspecto filamentoso y tonos marrones. Durante el período de crecimiento de la película de biomasa se generan efluentes de calidad deficiente.

Para optimizar las instalaciones y adecuarlas a las condiciones de contaminación reales, durante la puesta en marcha se debe caracterizar con rigor el agua residual a tratar: caudales y sus variaciones diarias, cargas contaminantes, etc.

También, en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR cuyo objetivo será determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses, en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de DBO_5, DQO, MES, y N_T y P_T en su caso, los ratios energéticos de consumo, solventándose los problemas funcionales que se detecten.

7.4.8 Explotación y mantenimiento

Inspección rutinaria

Para el rango de población en que se aconseja la implantación de los *CBR*, se recomienda que la frecuencia de visita del operario a la estación de tratamiento sea al menos de tres veces por semana en las instalaciones de mayor tamaño (por encima de 1.000 h-e), de dos veces por semana en el rango de 500 a 1.000 h-e. y semanal en las más pequeñas.

El operador de la estación depuradora dispondrá de un parte de control en el que anotará:

- Fecha y hora de la visita a la estación depuradora.
- Los caudales tratados, anotando los valores de los caudales acumulados registrados en los caudalímetros.
- Aspecto de las aguas residuales influentes y de los efluentes depurados.
- Número e identificación de los *CBR* en operación, en aquellas estaciones de tratamiento que cuenten con varias líneas de tratamiento.
- Aspecto de la biopelícula y del agua superficial de la decantación secundaria.
- Anomalías en la obra civil.
- Fechas de realización de las diferentes tareas de mantenimiento: limpieza de reja de desbaste, desarenador, evacuación de fangos, etc.
- Se anotarán las lecturas de los contadores correspondientes al objeto de determinar los consumos energéticos de la instalación de tratamiento.
- En un apartado de "observaciones", se registrarán cuantas incidencias se estimen oportunas sobre las características visuales y olfativas de las aguas residuales, des-

tacando la presencia de sustancias extrañas en las mismas, la duración de los períodos de lluvia intensa, etc.

Labores de explotación

A las labores de explotación de las unidades de pretratamiento y tratamiento primario (ver Capítulos 4 y 5 de este Manual), es necesario sumar las siguientes actividades de operación propias de los *CBR*:

- Para el correcto funcionamiento de estas unidades es preciso que los contactores estén en continuo giro, pues en caso de parada la biomasa que quede fuera del agua se deteriorará rápidamente, con el consiguiente descenso en el rendimiento depurador, que se prolongará hasta que de nuevo vuelva a colonizarse la zona dañada.
- Comprobación del espesor de la biopelícula en la superficie del *CBR* y de su distribución homogénea. La observación (visual y olfativa) del tratamiento biológico permite determinar de forma aproximada si el sistema está funcionando correctamente. La presencia de manchas de coloración blanquecina en la biopelícula, la falta de homogeneidad en su distribución, así como su desprendimiento masivo son, entre otros, algunos de los indicadores de problemas operativos en el sistema.
- Periódicamente se procederá a determinar la velocidad de giro para comprobar que coincide con la estipulada en Proyecto.
- La película de biomasa que se forma sobre el rotor es vital para el funcionamiento del sistema, por lo que jamás debe procederse a su limpieza.

Para el decantador secundario son necesarias las siguientes operaciones de explotación:

- En aquellos casos en que los decantadores cuenten con rasquetas de fondo y superficie, se comprobará el correcto funcionamiento del mecanismo de giro.
- Se verificará que el sistema de eliminación de flotantes funciona correctamente y que tiene capacidad de eliminar los flotantes que se produzcan. Si no es así, éstos deben eliminarse manualmente.
- En el caso de los decantadores estáticos se procederá a la retirada de los flotantes de forma manual, haciendo uso de un recoge hojas de piscina.
- Periódicamente se procederá a la limpieza, mediante cepillado, de la chapa deflectora y vertederos de salida de los decantadores, donde con el tiempo se va fijando biomasa.
- Se comprobará si el fango decanta bien, a través de diversas formas:
  - Observando si el efluente decantado es claro y no arrastra sólidos en suspensión.
  - Observando la profundidad de la zona clarificada del decantador utilizando para ello un disco de Secchi (cuando la zona clarificada es superior a medio metro, la sedimentabilidad es buena).

- Sedimentando el fango en una probeta de 1.000 ml durante 30 minutos y viendo la forma en que el fango decanta.

- Otro aspecto a comprobar es que la carga hidráulica de alimentación al decantador se mantenga bajo los valores máximos permitidos.
- Se comprobará el correcto funcionamiento de las bombas de purga de fangos, comprobándose que no existen obstrucciones en las tuberías de evacuación.
- Se controlará el volumen de fangos purgados, anotando el tiempo de funcionamiento de las bombas de purga, con objeto de poder cuantificar los volúmenes evacuados de fangos y operar sobre el mecanismo de temporización, si dichos volúmenes no son los correctos.

La frecuencia con la que se realicen estas funciones será de dos o tres veces por semana dependiendo del tamaño e importancia de la EDAR.

Además, se procederá regularmente al engrase de los equipos mecánicos, empleando para ello el lubricante apropiado, y a la limpieza y sustitución de los accesorios que se especifiquen. La frecuencia de estas operaciones se realizará de acuerdo a lo indicado en el manual de fabricante correspondiente.

Seguimiento: controles internos y externos

Para poder determinar los rendimientos de depuración en la estación de tratamiento, con objeto de poder evaluar el grado de cumplimiento de la Directiva 91/271/CEE, se hace necesaria la toma periódica de muestras, tanto de las aguas residuales influentes como de los efluentes depurados, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 3.

El control del proceso se basa en la evaluación y actuación sobre determinados factores, relacionados entre sí, que favorecen el eficaz tratamiento de las aguas residuales. Estos factores a controlar son fundamentalmente:

- *Control del agua residual*
  - Caudales diarios (m^3/d) (evolución diaria y estacional)
  - Concentraciones (mg/l) de DBO_5, DQO y SS y, en su caso de N_T y P_T. pH, conductividad y temperatura
- *Calidad exigida del efluente*
  - Concentraciones de DBO_5, DQO y SS (mg/l)
  - En caso de procesos de eliminación de nutrientes: N_T y P_T (mg/l)
- *Control de la etapa de tratamiento primario*
  - *Tanque Imhoff*
    - Velocidad ascensional en la zona de decantación (m/h): calculada en función de los caudales máximo y medio de agua residual (m^3/h) y de la superficie de la zona de decantación (m^2).

- Tiempo de retención hidráulica en la zona de decantación (h): calculado en función del caudal máximo de agua residual (m^3/h) y del volumen útil de la zona de decantación (m^3).
- Ritmo de acumulación de fangos en la zona de digestión (l/he.año): calculado en función del espesor medido de fangos, de la superficie de la zona de digestión y de la población equivalente servida.

◗ *Lagunaje Anaerobio*

- Carga volumétrica con la que opera la etapa anaerobia (g DBO_5/m^3.d): calculada en función del caudal tratado de agua residual, de su concentración y del volumen efectivo de la etapa anaerobia.
- Tiempo de retención hidráulica de la etapa anaerobia (d): calculado en función del caudal tratado de agua residual y del volumen efectivo de la etapa anaerobia.
- Volumen del fango acumulado en la etapa anaerobia (m^3): calculado en función de altura de la capa de fangos y de superficie del fondo de la etapa anaerobia.

◗ *Decantador Primario*

- Velocidad ascensional con la que opera el decantador (m/h), calculada en función de los caudales medios (m^3/h) y máximos (m^3/h), de las aguas a tratar y de la superficie del decantador (m^2).
- Tiempo de retención hidráulica con el que opera el decantador (h), calculado en función del caudal tratado de agua residual (m^3/h) y del volumen útil del decantador (m^3).
- Carga sobre vertedero (m^3/ml.h): calculada en función del caudal punta (m^3/h) y de la longitud (ml) del vertedero.

♦ *Control de la operación de los CBR*

◗ Carga orgánica con la que operan (g DBO_5/m^2.d): calculada en función del caudal tratado de agua residual (m^3/d), de su concentración (g DBO_5/m^3), del rendimiento alcanzado en las etapas previas (%) y de la superficie del rotor (m^2).

◗ Carga hidráulica con la que operan (m/h): calculada en función del caudal tratado de agua residual (m^3/h), del caudal de recirculación en su caso (m^3/h) y de la superficie de la cuba que contiene el rotor (m^2).

◗ Relación de recirculación (Q_r/Q) (en su caso): calculada en función del caudal de recirculación Q_r (m^3/h) y del caudal de alimentación Q (m^3/h).

♦ *Control de la etapa de decantación secundaria*

◗ Velocidad ascensional con la que opera el decantador (m/h), calculada en función de los caudales medios (m^3/h) y máximos (m^3/h), de las aguas a tratar y de la superficie del decantador (m^2).

◗ Tiempo de retención hidráulica con el que opera el decantador (h), calculado en función del caudal tratado de agua residual (m^3/h) y del volumen útil del decantador (m^3).

◗ Carga sobre vertedero (m^3/ml.h): calculada en función del caudal punta (m^3/h) y de la longitud (ml) del vertedero.

Gestión de los subproductos generados en el tratamiento

Los residuos generados durante el pretratamiento provenientes de las unidades de desbaste y desarenado o desarenado-desengrasado (en caso de que se instale) se gestionan tal y como se indica en el Capítulo 4.

En cuanto a los fangos primarios y fangos en exceso del tratamiento biológico, existen varias opciones para su gestión y tratamiento posterior:

- En el caso de instalaciones con tratamientos primarios constituidos por Fosas Sépticas, Decantadores-digestores o Lagunas Anaerobias, los fangos purgados en los decantadores secundarios, se conducen a estas unidades, al objeto de lograr la estabilización de los mismos. Tras un tiempo de permanencia prolongada (de 6 meses a 2 años), se procede a la extracción de los fangos digeridos. Estos fangos se suelen enviar a otra EDAR de mayor tamaño para su deshidratación. Si las condiciones resultan adecuadas también pueden deshidratarse "in situ" en eras de secado o en humedales artificiales (var capítulo 9).

Figura 7.57. Depósito de fangos prefabricado en material plástico. EDAR Limiñon (La Coruña)

- En caso de que se emplee decantación primaria convencional, tanto los fangos generados en esta unidad, como los fangos biológicos, se concentran en espesadores por gravedad, o bien se almacenan directamente en un depósito para su posterior traslado mediante camión cisterna otra EDAR de mayor tamaño dotada de línea de tratamiento de fangos y con capacidad suficiente para absorber los fangos procedentes de las plantas pequeñas de alrededor. En este caso, la retirada de fangos deberá hacerse con mayor frecuencia (al menos una vez a la semana), dependiendo de la tasa de producción de fangos residuales, que a su vez está determinada por la carga de sólidos influente a la planta. Los depósitos de almacenamiento de fangos de las pequeñas plantas deben ser cerrados y su volumen debe permitir almacenar al menos el fango producido en una semana.

Labores de mantenimiento

El mantenimiento consta de todas aquellas operaciones cuyo objetivo sea mantener los equipos e instalaciones en las mejores condiciones, e incluye las siguientes tareas:

- El mantenimiento de la obra civil y de las conducciones.
- El mantenimiento preventivo y correctivo de los equipos electromecánicos de la instalación (rejas de desbaste de limpieza automática, soplantes del desarenador,

caudalímetros, bombas de fangos, mecanismo de accionamiento de los contactores, etc.).

- El control del buen estado del cerramiento.
- El cuidado de la ornamentación vegetal implantada.
- El control de roedores, insectos etc.

El operador dispondrá de un programa de mantenimiento de la instalación que incluirá:

- Las características operativas de los distintos equipos.
- Sus horas de funcionamiento.
- El calendario de operaciones de mantenimiento.
- Calendario de revisión periódica de sistemas, enclavamientos y automatismos.
- Calentamientos, ruidos y vibraciones.
- Las averías sufridas.
- Todas aquellas operaciones que sobre su funcionamiento se consideren pertinentes.

El correcto mantenimiento de la estación depuradora y de su entorno, contribuye notablemente a minimizar el impacto que produce este tipo de instalaciones.

Problemas operativos

La Tabla 7.17 muestra las principales anomalías que suelen darse en las instalaciones de *CBR*, junto a su posible causa y a la solución recomendada.

Tabla 7.17. Principales anomalías en los CBR, causas y soluciones

Anomalía	Causa	Solución
Pérdida masiva de la biopelícula, con el consiguiente empeoramiento de la calidad de los efluentes depurados	Presencia en el agua residual de sustancias tóxicas para la flora bacteriana	Establecimiento y cumplimiento de una Normativa Municipal de Vertidos a la Red de Colectores Municipales
	Variaciones importantes en el pH de las aguas residuales a tratar	Neutralizar las aguas hasta valores de pH de 6,5-8,5, a su llegada a la EDAR
	Excesiva velocidad de giro del rotor (velocidad periférica superior a 20 m/minuto)	Reducir la velocidad de giro del rotor, de forma que la velocidad periférica sea del orden de 13 m/minuto
Depuración de baja calidad	Sobrecarga orgánica	Reducir los caudales tratados de aguas residuales

Tabla 7.17. Principales anomalías en los CBR, causas y soluciones (continuación)

Anomalía	Causa	Solución
Desarrollo de una película blanquecina sobre la superficie del rotor	Presencia de H_2S en las aguas a tratar, debido a condiciones de septicidad	Proceder a la aireación del influente antes de su ingreso al *CBR*
Burbujeo en la superficie de los decantadores	Permanencia excesiva de los fangos en el fondo de los decantadores	Aumento de la frecuencia de purga de fangos
	Operación incorrecta de la rasqueta de barrido de fondo	Reparación de las deficiencias
Baja concentración en los fangos purgados	Purgas excesivas	Reducción de la frecuencia de purga de fangos

7.5 REACTORES SECUENCIALES DISCONTINUOS

7.5.1 Fundamentos

El tratamiento de las aguas residuales mediante *Reactores Secuenciales Discontinuos (Sequencing Batch Reactor, SBR),* se encuadra dentro de la modalidad de fangos activos y presentan la peculiaridad de que la degradación de los contaminantes y la decantación ocurren en un sólo reactor, en etapas separadas temporalmente (Irvine, 1997; EPA, 1999).

Los *SBR* operan en uno o más ciclos, que se componen de las siguientes fases:

1. **Llenado:** durante la primera fase del ciclo, el agua residual a tratar se introduce en el reactor secuencial. En esta fase, el licor mezcla del reactor biológico puede mantenerse en reposo o, por el contrario, puede estar en agitación y/o aireación. En el primer caso, se denomina llenado estático, y se caracteriza por no promover las reacciones biológicas. En el segundo caso, la fase de llenado se superpone con la fase de reacción, en la que tienen lugar los procesos bioquímicos que permiten la depuración del agua residual. Las condiciones ambientales del llenado se pueden ajustar a la estrategia de depuración adoptada. De hecho, es posible alternar el llenado con agitación y aireación, para favorecer las reacciones de eliminación de nutrientes (nitrógeno, principalmente, y fósforo).
2. **Reacción:** en esta fase se produce la degradación de la materia orgánica y nutrientes presentes en el agua residual. La fase de reacción puede comenzar con una etapa no aireada, en la que se instauran condiciones de anoxia-anaerobiosis, que favorecen la eliminación biológica del fósforo y las reacciones de desnitrificación. Durante este periodo, los sistemas de aireación se activan durante pocos segundos para homogeneizar el contenido del reactor, aunque para este mismo fin pueden emplearse agitadores. Posteriormente, se inicia una fase de aireación para la oxidación de la materia carbonosa y nitrogenada, que se interrumpe por periodos de ausencia de oxígeno, en los que se produce la reducción de los nitratos y nitritos (desnitrificación).
3. **Sedimentación:** en esta fase se interrumpe la aireación y mezcla del reactor, para proporcionar condiciones favorables para la sedimentación del fango activo.
4. **Vaciado:** el agua residual clarificada, una vez separada del manto de fangos al finalizar la fase de decantación, es retirada del reactor.
5. **Fase inactiva:** esta fase es opcional.

La duración de cada una de las etapas y del ciclo completo de tratamiento se programa en función de los objetivos de depuración que se quieran alcanzar. Asimismo, los ciclos operativos se pueden modificar en función de las características del influente y las exigencias de calidad impuestas al efluente. Para promover la eliminación de nutrientes, es suficiente establecer fases con condiciones ambientales adecuadas para promover los mecanismos de asimilación o eliminación por parte de los microorganismos (Escaler I. y Mujeriego R., 2001).

La retirada de fangos se puede efectuar al final de la etapa de reacción, o en las etapas de decantación, vaciado o inactividad. En el caso de poblaciones menores de 2.000 h-e, los *SBR* operan con altas edades del fango (similares a las de las Aireaciones Prolongadas) y, por tanto, los fangos purgados presentan un mayor grado de estabilización.

En la Figura 7.58 se muestra el ciclo de funcionamiento de un *SBR*.

Figura 7.58. Esquema del ciclo de funcionamiento de un Reactor Secuencial Discontinuo (SBR)

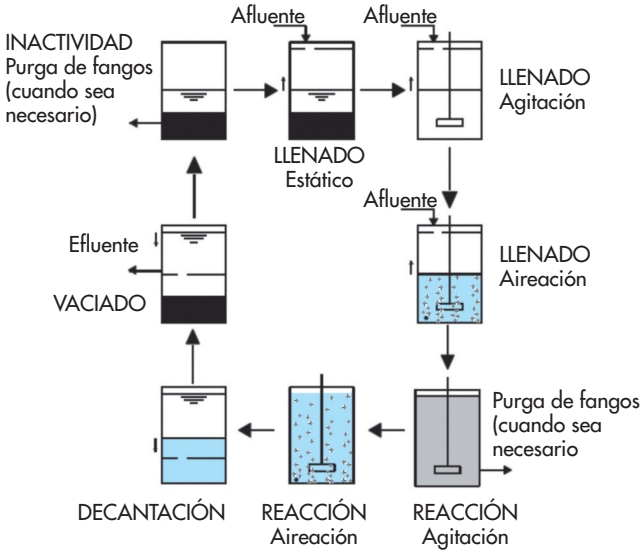


Figura 7.59. Sistema SBR de la EDAR de Alp (Gerona)

Fuente: DAM.

Una versión modificada del *SBR* es el sistema de *Aireación Extendida de Ciclo Intermitente (Intermittent Cycle Extended Aeration System, ICEAS),* en el que el agua residual entra en el reactor de forma continua (EPA, 1999). En este Manual sólo se detallan los *Reactores Secuenciales Discontinuos (SBR)*, ya que los *ICEAS*, por su mayor complejidad de operación, se suelen emplear para poblaciones superiores de 2.000 h-e.

7.5.2 Diagrama de flujo

El esquema de tratamiento con *SBR* es similar al que se recomienda para el proceso de fangos activados en su versión de Aireación Prolongada.

El proceso *SBR* debe ir precedido de una obra de llegada y un pretratamiento. A la salida de la EDAR se dispondrá de un medidor de caudal con totalizador.

En la arqueta de llegada, antes del pretratamiento, debe instalarse un aliviadero de caudal, para evitar sobrecargas hidráulicas en épocas de fuertes lluvias, y una compuerta de aislamiento para desviar todo el caudal en caso necesario. Las aguas aliviadas se conducirán a la línea de by-pass de la instalación. La capacidad del by-pass debe ser suficiente para evacuar toda el agua que llegue por el colector, incluyendo el exceso, con relación al caudal de diseño, que se genera en épocas de lluvia.

El pretratamiento consiste normalmente en un proceso de desbaste seguido de desarenado o desarenado-desengrasado.

El desbaste debe contar con una reja de gruesos automática, seguida de una reja de finos automática, o tamiz. Deberá disponer además de un canal paralelo con reja manual para emplearlo durante las operaciones de mantenimiento o reparación de la reja automática. A este canal se deberá acceder mediante vertedero para evitar, que en caso de atascamiento de la reja automática y subida de nivel del agua, ésta vierta al canal de by-pass. La operación de desbaste es necesaria para eliminar los sólidos gruesos- finos que podrían atascar las conducciones.

Figura 7.60. Sistema SBR con pretratamiento mediante tamiz de tornillo

Tras el desbaste, las aguas residuales deben someterse a un proceso de desarenado para retirar las arenas y evitar problemas de desgaste y erosión de equipos. Para poblaciones menores de 500 h-e pueden utilizarse desarenadores estáticos de flujo horizontal y retirada de arena manual y desengrasadores estáticos separados. Por encima de los 500 h-e se recomienda la instalación de desarenadores-desengrasadores aireados. En la figura 7.61 se muestra un diagrama de flujo de un sistema *SBR* para una población mayor a 500 h-e.

Dado que la alimentación es discontinua, se puede emplear un tanque buffer, o de homogeneización, como paso previo al reactor biológico, y en el que se almacena el agua pretratada entre dos ciclos. Alternativamente, se puede optar por implantar dos reactores biológicos discontinuos. En este último caso, los ciclos operativos de estos *SBR* se programan desfasados en el tiempo, de manera que cuando finaliza la fase de llenado en uno de los reactores se inicia la fase de llenado del siguiente reactor, continuando así de forma indefinida (Figura 7.62).

7.5.3 Características del tratamiento

- ***Rango de aplicación***

  Los *SBR* pueden utilizarse a partir de los 50 habitantes equivalentes, si bien, su rango recomendable es de 500 a 2.000 habitantes equivalentes.

- ***Rendimientos de depuración característicos***

  La Tabla 7.18 recoge los rendimientos medios obtenidos en un *Reactor Secuencial Discontinuo* sin eliminación de nutrientes, mientras que la Tabla 7.19 muestra los rendimientos de un sistema *SBR* con etapas de nitrificación-desnitrificación. En la última columna se presentan las características del efluente final cuando se trata un agua residual tipo (ver Capítulo 3).

- ***Consumo energético***

  El consumo energético se estima, en el caso de que se quiera eliminar exclusivamente la materia carbonada (DBO_5), en 1,7-1,8 kWh/ kg DBO_5 consumida.

- ***Influencia de las condiciones meteorológicas***

  La temperatura es el factor que más influye en el comportamiento de este tipo de tecnología, al igual que en todas las basadas en procesos biológicos, dado que se fundamenta en procesos cuya velocidad se incrementa con la misma. En zonas con inviernos muy fríos, donde sean habituales temperaturas ambiente bajo cero y de menos de 10°C en el agua residual, será necesario cubrir la instalación, u optar por otro tipo de tratamiento más adecuado, ya que se dificultaría la estabilización de los fangos y aparecerían pérdidas de rendimiento en la nitrificación. Hay que hacer notar, que este problema se limita en las instalaciones en las que el suministro de aire es mediante soplantes y difusores, y que existe la posibilidad de construir el tratamiento enterrado o semienterrado, disminuyendo de esta forma la dependencia con las condiciones ambientales.

  La temperatura también influye en la solubilidad del oxígeno en el agua (la solubilidad disminuye al incrementarse la temperatura), en la transferencia de gases y en las características de sedimentación de los sólidos biológicos.

Figura 7.61. Diagrama de flujo de sistema SBR (> 500 h-e)

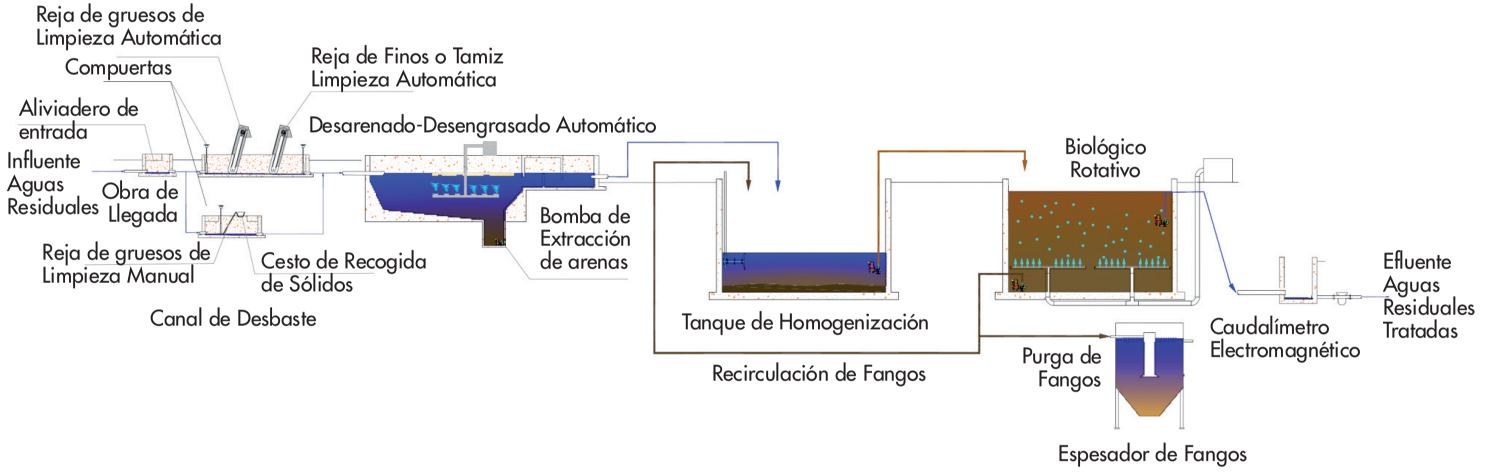


Figura 7.62. Programa de ciclos en un sistema SBR con dos reactores biológicos en paralelo

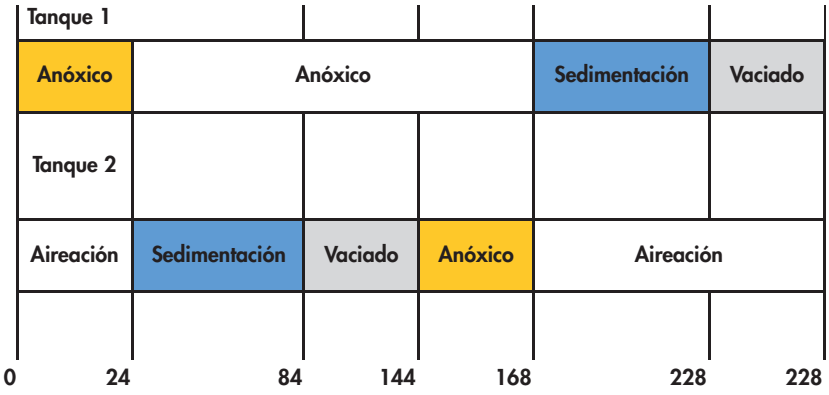


Tabla 7.18. Rendimientos de un SBR sin eliminación de nutrientes

	% Reducción	Concentración de salida (mg/l)
Sólidos en suspensión	85-95	15-35*
DBO_5	85-95	15-25*
DQO	80-90	60-120

*Los fabricantes garantizan generalmente SS ≤ 10 y DBO_5 ≤ 10 mg/l, pero su cumplimiento es difícil de forma continuada.

Tabla 7.19. Rendimientos de un SBR con nitrificación-desnitrificación

Parámetro	% Reducción	Concentración de salida (mg/l)
Sólidos en suspensión	> 90*	≤ 20**
DBO_5	> 90*	≤ 15**
DQO	80-90	60-120
$N\text{-}NH_4^+$	90-95	2-5
N	80-85	≤ 15**
P	80-90	≤ 2***

* La desnitrificación repercute en una mejora de los rendimientos del proceso, ya que mejora la clarificación.
** Los fabricantes garantizan generalmente SS ≤ 10, DBO_5 ≤ 10 y N total ≤ 10, pero su cumplimiento es difícil de forma continuada.
*** Con dosificación de cloruro férrico.

Impactos ambientales

Los principales impactos son los asociados al ruido de los equipos, especialmente el producido por las soplantes, y a los olores puntuales asociados a la gestión del fango, especialmente cuando éste no está bien estabilizado.

El impacto visual es pequeño, en el caso normal de estar los distintos elementos del proceso parcialmente enterrados. Por su tamaño los reactores pueden cubrirse fácilmente.

- ***Producción de fangos y otros subproductos***

La producción aproximada de fangos está en torno a 0,4 m^3 /h-e.año.

- ***Otras características***

El sistema presenta una importante capacidad de adaptación a las puntas de caudal y carga y a las variaciones estacionales, debido a la fácil adaptación de los ciclos de funcionamiento del sistema a las necesidades de caudal y carga. Esta capacidad se mejora cuando se incluye en cabecera un tanque buffer, o de homogenización.

La presencia de equipos electromecánicos, la necesidad de incorporar un PLC para establecer los ciclos de funcionamiento, así como el elevado número de parámetros a controlar en el proceso, hacen compleja la explotación y mantenimiento de estos sistemas, por lo que se requiere la presencia periódica de técnicos cualificados y operarios para el seguimiento y control del proceso. No obstante, es posible realizar un control remoto y automatización del sistema, siendo esta opción aconsejable en el caso concreto de esta tecnología.

Además, los equipos electromecánicos necesitan un mantenimiento tanto preventivo como correctivo.

7.5.4 Ventajas e inconvenientes

- ***Ventajas***

  - Menor requerimiento de espacio en comparación con la Aireación Prolongada convencional, debido a la ausencia de decantador secundario.
  - Menor producción de fangos y mejor decantación de estos.
  - Flexibilidad frente a variaciones de caudal y carga.
  - La homogenización de caudales, el tratamiento biológico y la sedimentación secundaria pueden lograrse en un tanque reactor único.
  - Posibilidad de alcanzar altos rendimientos de eliminación de nitrógeno total.
  - Bajo nivel de olores.

- ***Inconvenientes***

  - Altos costes de implantación y explotación.
  - Importante consumo energético.

- ♦ Se requiere un nivel mayor de sofisticación (en comparación a otros sistemas intensivos) de las unidades de programación temporal y controles.
- ♦ Un nivel más alto de mantenimiento (comparado con otros sistemas intensivos) asociado al tipo más sofisticado de controles, interruptores y válvulas automáticas.
- ♦ Descarga potencial de fangos flotantes o sedimentados durante la fase de descarga o decantación del reactor en algunas configuraciones de *SBR*.
- ♦ Taponamiento potencial de los dispositivos de aireación en la fase de sedimentación, dependiendo del sistema de aireación utilizado por el fabricante.

7.5.5 Diseño y contrucción

Los parámetros y variables a considerar durante las distintas etapas del diseño de los sistemas *SBR* se recogen en la Tabla 7.20 (ATV-M210, 1997).

Tabla 7.20. Parámetros de diseño de los SBR

Etapas de diseño	Procesos y parámetros del reactor
Definición de datos de entrada	• Influente bajo clima seco y condiciones de pico de flujo • Cargas • Variaciones de tiempo
Configuración del proceso	• Planta con o sin influente en el tanque de retención • Estrategia de llenado (continuo, llenado corto)
Diseño ciclo (parámetros proceso)	• Edad del fango • Tasa de intercambio volumétrico • Duración del ciclo • Secuencia de fases • Duración de las fases • Acciones individuales de comienzo y parado
Dimensiones hidráulicas	• Número de *SBR* • Volumen de los reactores, pre-almacenamiento y tanques posteriores (si es necesario)
Dimensiones máquinas	• Aireadores • Bombas • Mezcladores
Función de verificación	• Balance de nitrógeno • Simulación dinámica (si es necesario) • Prueba piloto (si es necesario)

■ *Parámetros de diseño*

Los principales parámetros para el diseño y dimensionamiento de los *SBR* quedan recogidos en la tabla 7.21 (EPA, 1999).

Tabla 7.21. Parámetros para el diseño de SBR

Parámetro	Valores recomendados
Carga másica (F/M)	0,04-0,07 kg DBO5/kg MLSS.día
Edad del fango	20-25 días
Duración del ciclo de tratamiento	4,0-24 horas
Concentración de sólidos en suspensión a nivel bajo del agua	3.000-5.000 mg/l
Tiempo hidráulico de retención	Variable

7.5.6 Puesta en marcha, explotación y mantenimiento

La puesta en marcha de una instalación de *SBR* es similar a la comentada con anterioridad para los sistemas de Aireación Prologada. No obstante, es necesario prestar una especial atención al sistema de programación y automatización de la unidad, adaptando las condiciones de operación a las distintas fases en la etapa de puesta en marcha.

Previamente a la puesta en marcha del sistema, se realizarán las correspondientes pruebas de la obra civil, de las condiciones hidráulicas, de las instalaciones mecánicas y de los sistemas de medida y control, al igual que en el resto de tecnologías descritas en este Manual.

Para optimizar las instalaciones y adecuarlas a las condiciones de contaminación reales, durante la puesta en marcha se debe caracterizar con rigor el agua residual a tratar: caudales y sus variaciones diarias, cargas contaminantes, etc.

También en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR, cuyo objetivo es determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses, en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de DBO_5, DQO y MES, y N_T y P_T en su caso, y los ratios energéticos de consumo eléctrico, solventándose los problemas funcionales que se detecten.

Es común que en esta fase de arranque se generen cantidades importantes de espumas, que no desaparecerán hasta conseguir una concentración mínima de sólidos en el reactor (1.500-2.000 mg/l). También es posible inocular el reactor con fangos procedentes de otra instalación, lo que facilita y acelera la puesta en marcha del sistema.

En cuanto a las inspecciones rutinarias, se aconseja realizar las mismas actuaciones detalladas para los sistemas de Aireación Prolongada, y con la misma cadencia.

Las labores de explotación específicas de los *SBR* comprenden: el control de espumas o flotantes, la comprobación de la programación y el automatismo del sistema para confirmar que las pautas de operación que definen cada una de las secuencias están correctamente establecidas, la confirmación del funcionamiento de los sistemas de aireación y el control de la decantabilidad de los fangos y del nivel de fangos en el reactor tras la fase de decantación.

Para evaluar el funcionamiento del proceso se realizarán los pertinentes controles analíticos, tanto del influente como del efluente del sistema, de forma similar a lo establecido para las Aireaciones Prolongadas.

Los subproductos generados en el pretratamiento (sólidos retenidos en las rejas o tamices y arenas retenidas en las operación de desarenado), se almacenarán en contenedores para su retirada periódica por los servicios municipales de recogida de residuos sólidos urbanos (RSU). Las grasas se almacenarán en contenedores cerrados especiales.

Los fangos biológicos, extraídos del reactor biológico, pueden ser tratados en la propia planta mediante su espesamiento y deshidratación en eras de secado u otro dispositivo (ver Capítulo 9), o enviados a un depósito de almacenamiento y, posteriormente, ser transportados en camiones cisterna a una planta mayor, donde se tratarían con los fangos que se producen en la misma.

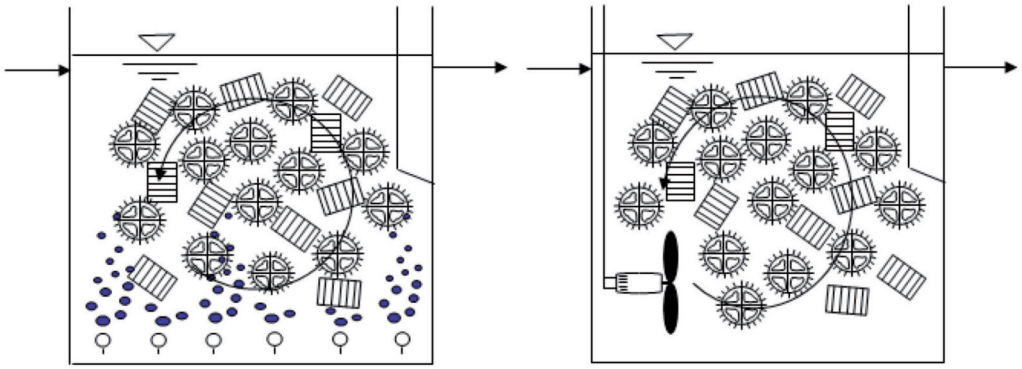
El tiempo óptimo de almacenamiento de los fangos biológicos, para mantener sus propiedades básicas y minimizar los problemas que pueden generar al incorporarse a un proceso de digestión, es de 3-4 días (hasta 1 semana en épocas frías), si bien se conocen casos en los que dicho periodo se ha prolongado en más de dos semanas.

7.6 SISTEMA DE BIOMASA FIJA SOBRE LECHO MÓVIL

7.6.1 Fundamentos

Los *Sistemas de Biomasa Fija sobre Lecho Móvil* pueden ser considerados tecnologías a caballo entre los procesos de cultivo en suspensión y los procesos de cultivo fijo, o de biopelícula. El principio básico del proceso de *Lecho Móvil* es el crecimiento de la biomasa en soportes plásticos, que se encuentran en suspensión en el reactor biológico. El movimiento de estos soportes puede lograrse por los propios sistemas de aireación, en el caso de procesos aerobios, o mediante dispositivos mecánicos, en el caso de reactores anóxicos o anaerobios (Figura 7.63).

Figura 7.63. Detalle del movimiento del relleno en un rector aerobio (izquierda) y en un reactor anóxico o anaerobio (derecha)



Fuente: Anox-Kaldnes.

Con los sistemas de biomasa fija sobre de lecho móvil se persigue aumentar la capacidad de tratamiento de los reactores convencionales, incrementando la cantidad de microorganismos presentes en el sistema, sin el correspondiente aumento del volumen de los reactores. Esto se consigue empleando soportes con una elevada superficie específica, sobre los que se desarrolla la biomasa en forma de biopelícula.

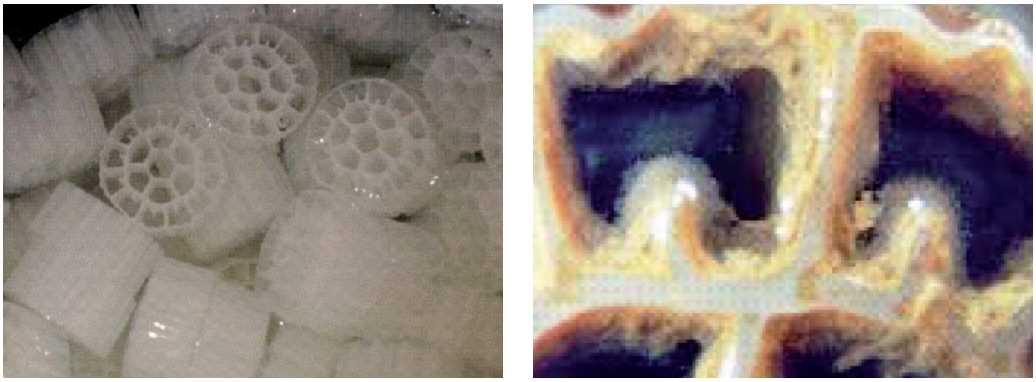
Inicialmente, se emplearon procesos de lecho fijo, sin embargo, los problemas de atascamiento por el crecimiento excesivo de biomasa, que obligaban a su limpieza continuada, han llevado al desarrollo de los procesos de lecho móvil, donde se minimizan estos problemas.

Los soportes que se utilizan son de material plástico, con una densidad próxima a 1 g/cm^3, lo que les permite moverse fácilmente en el reactor, incluso con porcentajes de llenado de hasta el 70%.

Los *Sistemas de Lecho Móvil* pueden emplearse tanto para la eliminación de la materia orgánica, como para la eliminación de nutrientes en aguas residuales urbanas e industriales. Asimismo, se pueden emplear en el rediseño de plantas de fangos activos existentes con

eliminación de materia orgánica, en las que se pretenda llevar a cabo la eliminación de las formas nitrogenadas, de una manera sencilla y sin la necesidad de construir nuevos reactores biológicos.

Figura 7.64. Relleno plástico (izquierda) y formación de biopelícula en el soporte plástico (derecha)



Fuente: Anox-Kaldnes.

Dentro de los procesos de lecho móvil, se pueden diferenciar dos tipologías:

a. *Proceso puro de Lecho Móvil (MBBR)*
   El crecimiento bacteriano se da exclusivamente en los soportes plásticos, no existiendo recirculación de los fangos sedimentados en el decantador secundario. En estos casos, la concentración de sólidos en suspensión del reactor biológico es similar a la concentración del agua residual de entrada, más los sólidos que se van desprendiendo de la biopelícula.

b. *Proceso híbrido (IFAS)*

   Consiste en la combinación, en un mismo reactor, de un proceso de biopelícula de lecho móvil y uno de fangos activados. En este caso, para conseguir una concentración adecuada de fangos activados en el reactor, se necesita recircular los fangos sedimentados en el decantador secundario.

En ambos casos, a la salida del reactor biológico, y previamente a la decantación secundaria, se incluye una rejilla de 8-15 mm de paso, para retener los soportes plásticos y evitar que pasen al clarificador.

En este Manual sólo se describen, por su sencillez, los sistemas *MBBR*, ya que los *procesos híbridos,* por su mayor complejidad de operación, se recomiendan para poblaciones superiores a los 2.000 habitantes equivalentes.

Los *procesos puros de lecho móvil* pueden adaptarse a tres configuraciones distintas:

- Reactores aerobios para eliminación de carbono.
- Reactores aerobios para eliminación de carbono y nitrificación.
- Reactores con zonas anóxicas para pre y post desnitrificación (eliminación de carbono y nitrógeno).

Figura 7.65. Reactor MBBR en obra civil. EDAR de Lekumberri

Fuente: NILSA-Anox-Kaldnes.

Figura 7.66. Reactor MBBR circular prefabricado

Fuente: NILSA-Anox-Kaldnes.

La aireación en un sistema *MBBR* se lleva a cabo con ayuda de una soplante, que impulsa el aire a través de un sistema de distribución de burbuja gruesa. La propia agitación del relleno en el reactor transforma la burbuja gruesa en fina, favoreciendo así la transferencia de oxígeno a la biopelícula.

Figura 7.67. Detalle sistema aireación

Fuente: Anox-Kaldnes.

Figura 7.68. Detalle sistema de salida del reactor biológico, con su rejilla

Fuente:NILSA.

7.6.2 Diagramas de flujo

En las Figuras 7.69 a 7.73 se presentan los diagramas de flujo más comúnmente aplicados con la tecnología *MBBR*. Tal y como se observa, el esquema de tratamiento puede incluir o no una unidad de tratamiento primario, y puede incorporar o no zonas de anoxia para la eliminación de nitrógeno. El proceso *MBBR* debe ir precedido de una obra de llegada y de una etapa de pretratamiento. El pretratamiento consiste, normalmente, en un proceso de desbaste, seguido de desarenado o desarenado-desengrasado.

El desbaste debe contar con una reja de gruesos, seguida de una reja de finos o tamizado. Ambas rejas deben ser de limpieza automática, al estar este tipo de tecnología recomendada para poblaciones de más de 200 habitantes equivalentes. Se deberá disponer, además, de un canal paralelo con reja manual, para emplearlo durante las operaciones de mantenimiento, o reparación de la reja automática. La operación de desbaste es necesaria para evitar que sólidos gruesos/finos puedan atascar las conducciones y la rejilla de retención de los soportes de plástico, ubicada en la salida del reactor biológico.

Tras el desbaste las aguas residuales deben someterse a un proceso de desarenado, para retirar las arenas y evitar problemas de desgaste y erosión de equipos. En caso de que se estime conveniente, el desarenador puede ser sustituido por un desarenador-desengrasador. El desarenador puede tener funcionamiento manual o automático (según la retirada de las arenas acumuladas en el fondo del canal se realice de forma manual o automatizada), recomendándose este último sistema a partir de los 1.000 habitantes equivalentes. En el caso de que el contenido de arenas y grasas en el agua residual no sea importante, y siempre que exista tratamiento primario, se puede sustituir el desarenador-desengrasador por un tamiz de 2-3 mm de paso.

La inclusión o no de un tratamiento primario previo al *MBBR* (Tanque Imhoff o Decantación primaria), depende de la tipología del agua a tratar (altas concentraciones de materia en suspensión y de DBO_5), y de la conveniencia de estabilizar los fangos biológicos "in situ" y simplificar su gestión. Caso de incluirse, se recomienda el tanque Imhoff para poblaciones menores de 1.000 habitantes equivalente y la decantación primaria para poblaciones mayores.

En cuanto al reactor biológico, la inclusión de zonas anóxicas para la eliminación de los compuestos nitrogenados permite, a su vez, aumentar la capacidad de adaptación del sistema a puntas de caudal y carga, debido al mayor tiempo de retención hidráulica con el que opera.

7.6.3 Características del tratamiento

- ***Rango de aplicación***

  En el tratamiento de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas los sistemas *MBBR* se consideran aplicables en poblaciones de más de 200 habitantes equivalentes, si bien se recomiendan especialmente para poblaciones entre 500 y 2.000 habitantes equivalentes.

Figura 7.69. Sistema MBBR sin tratamiento primario y sin eliminación de N

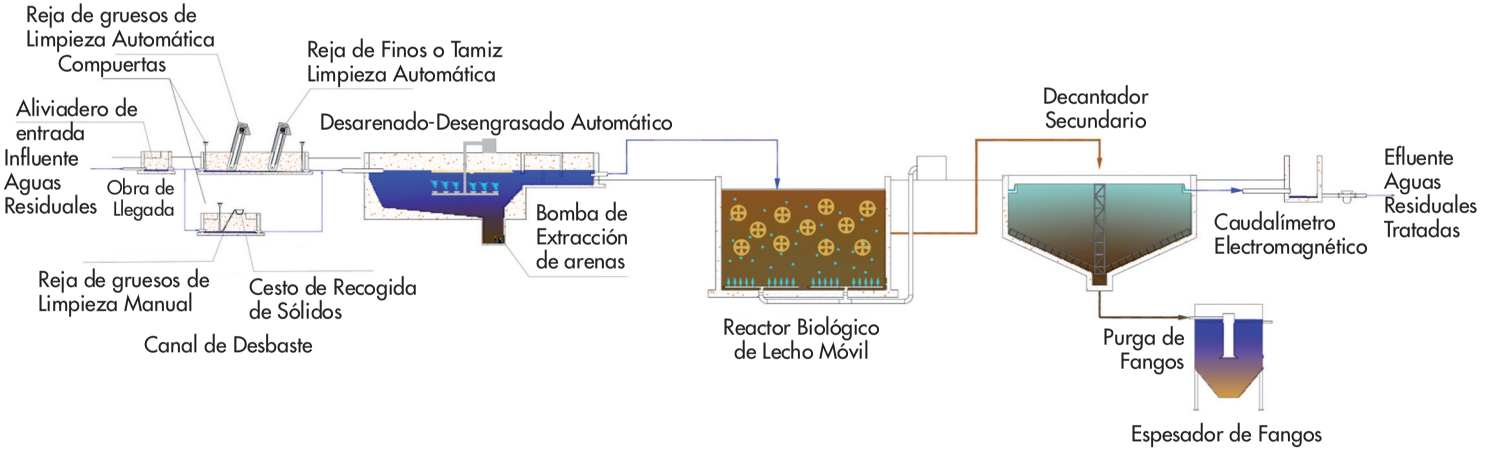


Figura 7.70. Sistema MBBR con tratamiento primario y sin eliminación de N

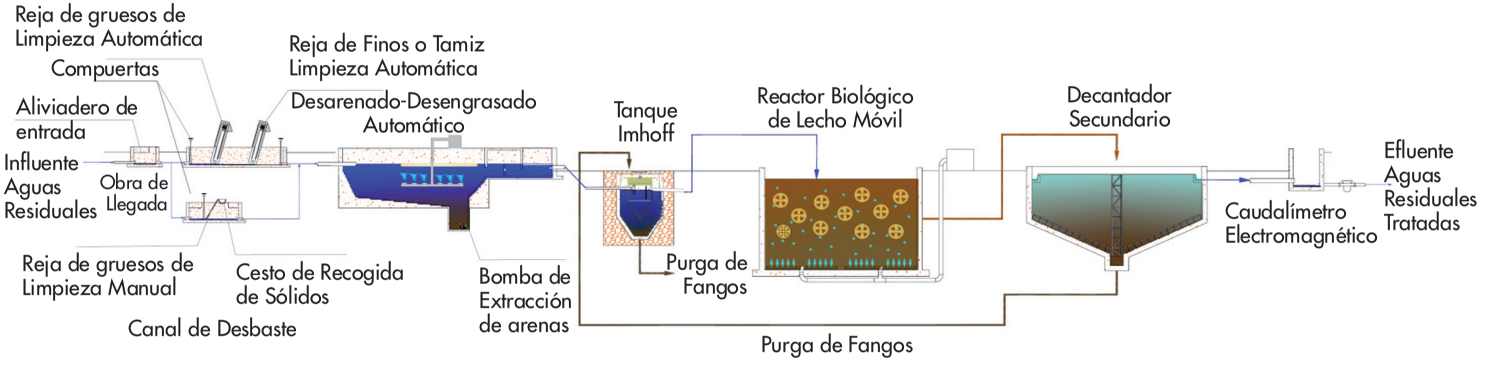


Figura 7.71. Sistema MBBR sin tratamiento primario y con eliminación de N

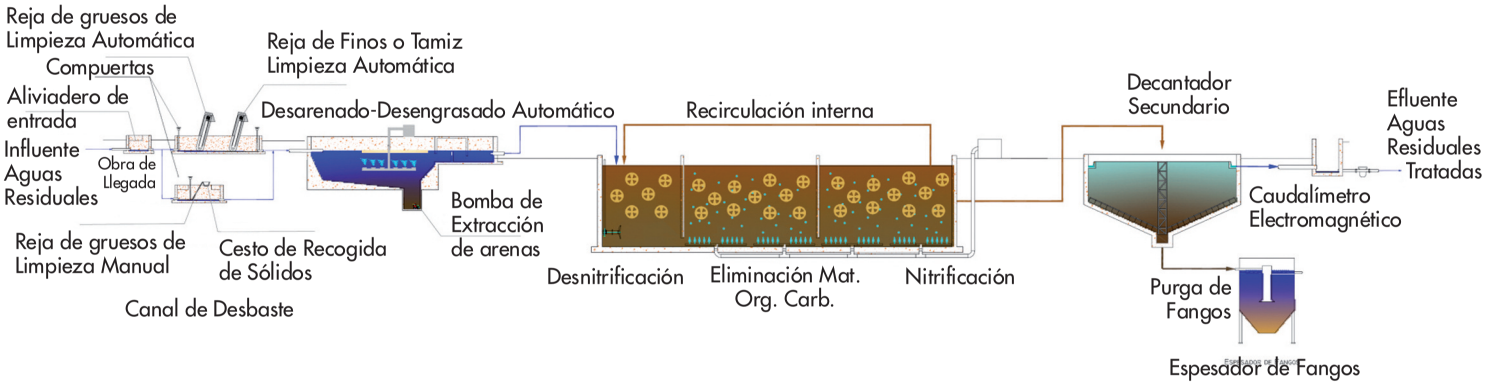


Figura 7.72. Sistema MBBR con tratamiento primario y con eliminación de N

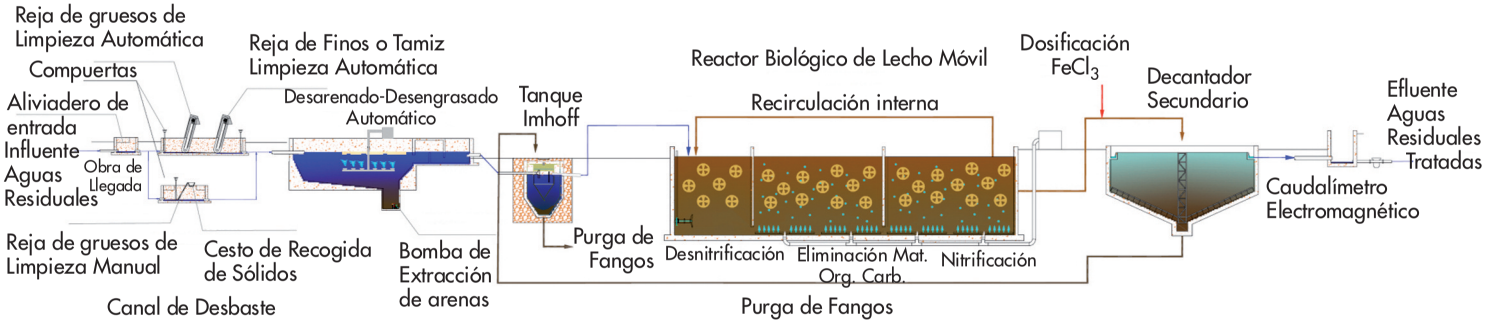
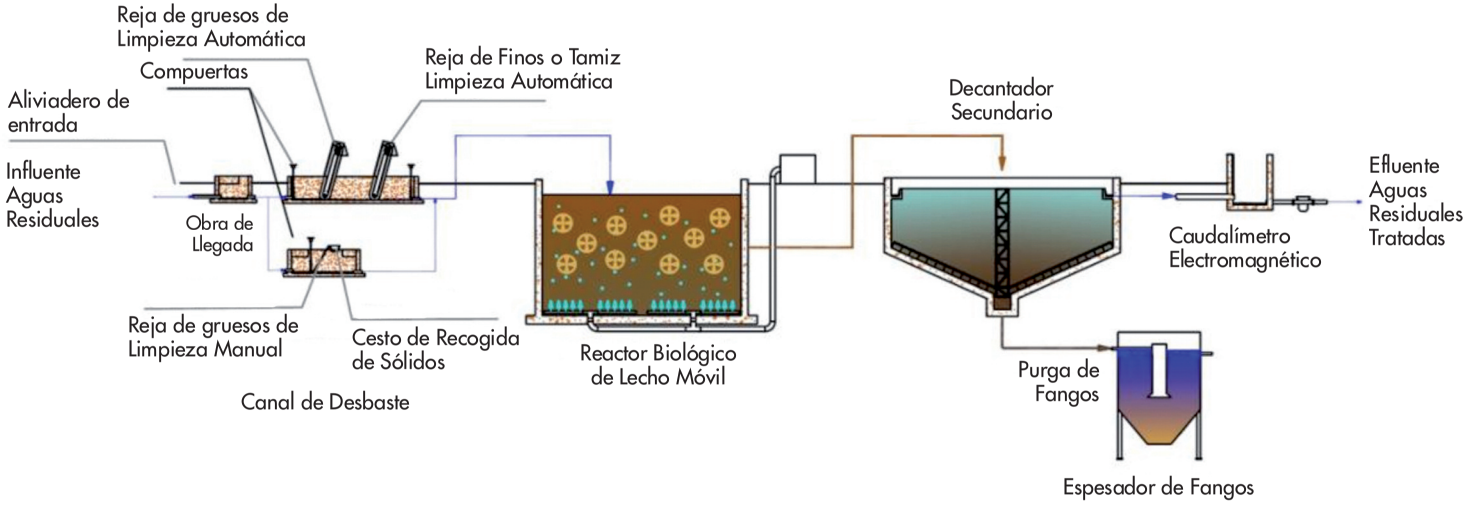


Figura 7.73. Sistema MBBR en el que se sustituye la etapa de desarenado por un tamiz de finos



Rendimientos de depuración característicos

Esta tecnología permite obtener unos rendimientos de eliminación de SS, DBO_5, SS, NTK y N_T similares a los que se alcanzan con las Aireaciones Prolongadas (Tabla 7.22), siempre que el sistema se diseñe de forma adecuada.

Tabla 7.22. Rendimientos medios de los sistemas MBBR

Parámetro	% Reducción	Efluente final (mg/l)
Sólidos en suspensión	85-95	15-35
DBO_5	85-95	15-25
DQO	80-90	60-120
$N\text{-}NH_4^+$	90-95*	2-5
N	30-40**	30-35
P	20-30	7-8

* En caso de nitrificación. ** En caso de nitrificación-desnitrificación se alcanza el 80%.

Consumo energético

El consumo energético en los sistemas *MBBR* con tratamiento primario previo se situa en torno a 2-3 kWh/kg DBO_5 eliminado, correspondiendo el valor superior a sistemas que incluyen también la eliminación de nitrógeno. El consumo se eleva a aproximadamente a 2,7-3,7 kWh/kg DBO_5 eliminado si se prescinde de tratamiento primario. (Fuente: Anox-Kaldnes).

Influencia de las condiciones meteorológicas

La temperatura del agua residual influye en el comportamiento de la tecnología, dado que se basa en procesos biológicos, cuya velocidad se incrementa con la misma, sin embargo, la sensibilidad frente a la temperatura del agua es menor que en los procesos de Aireación Prolongada. Los procesos de nitrificación ven reducida su actividad cuando la temperatura desciende por debajo de 8°C.

En tales casos, debido a la reducción de los volúmenes de los reactores con respecto a los sistemas convencionales de cultivo en suspensión, se podría cubrir el sistema más fácilmente para protegerlo de las condiciones meteorológicas adversas.

Impactos ambientales

Como principales impactos asociados a los sistemas *MBBR* cabe destacar los ruidos generados por los equipos electromecánicos (soplantes y bombeo), así como los olores asociados a la gestión de los fangos, que no están estabilizados.

Parte de los elementos constituyentes de estos sistemas pueden disponerse enterrados, minimizando de esta forma el impacto visual asociado. Las dimensiones reducidas de los reactores permiten, asimismo, su cubrimiento.

Producción de fangos

La producción de fangos oscila entre 1,0 y 1,3 kg materia seca/kg DBO_5 eliminado, en función de que el esquema de tratamiento incluya o no un tratamiento primario y de la edad del fango con que se opera el proceso. Los fangos en exceso generados en los sistemas *MBBR* contienen un 80% de materia volátil, valor superior al de los fangos procedentes de aireación prolongada y, por lo tanto, no están estabilizados.

Otras características

Los *MBBR* presentan una importante capacidad de adaptación a las puntas de caudal y de carga y a las variaciones estacionales. Esta capacidad está asociada a la propia biopelícula que se genera sobre la superficie de los soportes plásticos y que alberga una cantidad de biomasa elevada. Sólo las capas más externas de esta biopelícula están en contacto directo con la materia orgánica y los nutrientes que acompañan a las aguas residuales. La cantidad de sustrato es más limitada, por tanto, para los microorganismos presentes en las capas más profundas de la biopelícula.

Bajo condiciones normales, se alcanza un régimen pseudo-estacionario, en el que el grosor de la biopelícula se mantiene más o menos constante. En el momento en que se produce una sobrecarga orgánica en el sistema, las capas más profundas de la película bacteriana son capaces de absorber el aporte extra de sustrato orgánico. De esta forma, los *MBBR* pueden llegar a absorber puntas de hasta 4 veces el caudal medio.

Asimismo, los *MBBR* presentan una elevada flexibilidad para aumentar la capacidad de tratamiento mediante la adición de más soporte plástico (hasta un máximo del 70% del volumen del reactor), siempre que el sistema de aireación y el dimensionamiento de los reactores permitan este aumento de capacidad.

También son capaces de adaptarse a las variaciones estacionales graduales de larga duración, pudiendo trabajar con una sola línea, siempre que se diseñe la instalación para las cargas altas, tanto desde el punto de vista del biológico, como del resto de elementos de la planta (pretratamiento, decantadores). Durante las épocas de baja carga, los espesores de biopelícula serán menores permitiendo trabajar a niveles de oxígeno disuelto más bajos.

La complejidad de la explotación y el mantenimiento de estos sistemas de tratamiento son equiparables a los de Aireación Prolongada. En función del tamaño de la población, se requerirá la presencia periódica de técnicos cualificados y de operarios para el seguimiento y control del proceso. Además, los equipos electromecánicos necesitan un mantenimiento tanto preventivo como correctivo.

7.6.4 Ventajas e inconvenientes

- ***Ventajas***

  - Reducido volumen del reactor biológico por empleo de un soporte que proporciona una superficie específica elevada.
  - Se adaptan muy bien a las variaciones de carga propias de las pequeñas poblaciones.
  - Flexibilidad ante la existencia de cargas superiores a las de diseño y a variaciones estacionales, actuando sobre el porcentaje de relleno plástico.
  - Operación y mantenimiento sencillos.
  - Ausencia de bulking filamentoso.
  - Recuperación rápida del proceso ante inhibidores, o posibles picos de carga.

- ***Inconvenientes***

  - Este proceso requiere trabajar a concentraciones de oxígeno más elevadas que el proceso de Aireación Prolongada, lo que repercute en un mayor gasto energético.
  - El elevado coste del relleno (entre 400-600 €/m^3).
  - Producción de un fango en exceso sin estabilizar, salvo que el esquema de tratamiento incluya un sistema de decantación-digestión como tratamiento primario, al que se deriven los fangos purgados del reactor biológico.
  - Dificultad para vaciar el reactor biológico, al tener que retirar el relleno plástico.

7.6.5 Diseño y construcción

Los datos previos necesarios para el diseño de los tratamientos *MBBR* son: las características del agua de entrada (SS, SSV, DQO, DQO filtrada, DBO_5, NTK, $N\text{-}NH_4$, P), el caudal influente, la variabilidad horaria y estacional del caudal influente y la temperatura del agua residual.

Debido a que se trata de una tecnología de reciente aplicación en pequeñas poblaciones, no se disponen de métodos específicos para su diseño.

7.6.6 Puesta en marcha, explotación y mantenimiento

Previamente a la puesta en marcha del sistema, se realizarán las correspondientes pruebas de la obra civil, de las condiciones hidráulicas, de las instalaciones mecánicas y de los sistemas de medida y control, al igual que se hace para el resto de tecnologías descritas en este Manual.

Como tareas específicas para la tecnología de *MBBR*, destacan:

- Pruebas del sistema de aireación con agua (sin soporte plástico).
- Llenado gradual del soporte plástico según el tipo de soporte y la cantidad total.
- Ajuste de los parámetros operacionales y control de espumas a medida que se da el crecimiento de biopelícula.

Manteniendo las condiciones adecuadas de oxígeno disuelto, carga, temperatura y pH, se estima un tiempo de establecimiento de la biopelícula de unas dos semanas para la biomasa heterótrofa y en torno a un mes para la biomasa autótrofa nitrificante.

Para optimizar las instalaciones y adecuarlas a las condiciones de contaminación reales, durante la puesta en marcha se debe caracterizar con rigor el agua residual a tratar: caudales y sus variaciones diarias, cargas contaminantes, etc.

Figura 7.74. Detalle de relleno plástico

Fuente: NILSA.

También en este periodo deben realizarse las pruebas de funcionamiento de la EDAR, con el objetivo de determinar si la planta cumple con los rendimientos previstos en el proyecto de construcción. Estas pruebas tendrán una duración de entre uno y tres meses, en función de la importancia de la planta, y en ellas se verificarán los rendimientos obtenidos respecto a la reducción de de SS, DBO_5 y DQO y N_T y P_T en su caso, así como los ratios energéticos de consumo eléctrico, solventándose los problemas funcionales que se detecten.

En cuanto a las inspecciones rutinarias se aconseja realizar las mismas actuaciones previstas para los Lechos Bacterianos y CBR. Además, es conveniente comprobar visualmente la correcta agitación del soporte plástico y la presencia de espumas, olor, color, etc. También se debe controlar los niveles de oxígeno disuelto en el reactor.

Para evaluar el funcionamiento del proceso se realizarán los pertinentes controles analíticos, tanto del influente como del efluente del sistema, de forma similar a lo establecido para las tecnologías intensivas descritas en el Manual.

Los subproductos generados en el pretratamiento (sólidos retenidos en las rejas o tamices y arenas retenidas en las operación de desarenado), se almacenarán en contenedores para su retirada periódica por los servicios municipales de recogida de residuos sólidos urbanos (RSU). Las grasas se almacenarán en contenedores cerrados especiales.

En relación a los fangos en exceso generados, en el caso de que el esquema de tratamiento incorpore un sistema decantación-digestión, o sistema análogo, los fangos se condu-

cen a éstas unidades, al objeto de lograr la estabilización de los mismos. Si los fangos no son estabilizados en la propia depuradora, se procederá a su traslado a una EDAR con línea de tratamiento de fangos, tal y como se establece en el Capítulo 9 del presente Manual.

REFERENCIAS

ATV- A 126E (1993). Principles for Wastewater Treatment in Sewage Treatment Plants according to the Activated Sludge Process with Joint Sludge Stabilisation with Connection Values between 500 and 5000 Total Number of Inhabitants and Population Equivalents. DWA.

ATV-DVWK-A 131E (2000). Dimensioning of Single-Stage Activated Sludge Plants. DWA.

ATV-DVWK-A 281E (2001). Dimensioning of Trickling Filters and Rotating Biological Contactors. DWA.

ATV-M 210 (1997). *Belebungsanlagen mit Aufstaubetrieb* (Plantas de tratamiento de aguas residuales tipo SBR). DWA.

Akunna J.C. and Jefferies, C., 2000. Performance of family-size sequencing batch reactor and rotating biological contactor units treating sewage at various operating conditions. Water Sci. Technol. 41 1, pp. 97–104.

CEDEX (2007). XXV Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tema 6. Tratamientos biológicos de fangos activados. Tomo I.

CEDEX (2008). XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tema 5. Procesos biológicos de película fija. Tomo I.

Cortez S., Teixeira P. Oliveira R., Mota M. (2008). Rotating biological contactors: a review on main factors affecting performance. Reviews in Environmental Science and Biotechnology, 7:155-172.

Cortacans Torre, J.A. (2004). Fangos activos. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Crites & Tchobanoglous. (2000). Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados. McGraw Hill.

Dégremont (2007). Water Treatment Handbook 7th Edition.

EPA 832-F-00-014 (2000). Wastewater Technology Factsheet. Trickling Filters.

EPA 832-F-00-015 (2000). Wastewater Technology Factsheet. Trickling Filters Nitrification.

EPA (1999). Wastewater Technology Fact Sheet Sequencing Batch Reactors EPA-832-F-99-073 Office of Water, Washington, D.C.

Escaler I. y Mujeriego R., 2001. Eliminación biológica de nutrientes (nitrógeno y fósforo) mediante un proceso discontinuo de fangos activados. Ingeniería del Agua, 8, 67-77.

Elenter D., Milferstedt K., Zhang W., Hausner M., Morgenroth E., 2007. Influence of detachment on substrate removal and microbial ecology in a heterotrophic/autotrophic biofilm. Water Research, Volume 41, Issue 20, Pages 4657-4671.

Grady, C.P.L., 1983. Modelling of fixed films—A state of the art review. In: Wu, Y.C. and Smith, E., Editors, 1983. *Fixed Film Biological Processes for Wastewater Treatment*, Noyes Data Corp., Park Ridge, NJ, pp. 75–134.

Griffin, P. and Findlay, G.E., 2000. Process and engineering improvements to rotating biological contactor design. *Water Sci. Technol.* **41** 1, pp. 137–144.

Hernández Muñoz, A., Hernández Lehmann A., Galán Martinez, P. (1995). Manual de Depuración Uralita.

Irvine, R.L.; Wilderer, P.A. y Flemming, H-C. (1997). Controlled unsteady state processes and technologies -- an overview. Water Science & Technology Vol. 35, no. 1.pp. 1-10.

Larrea L., Albizuri J., Irizar I., and Hernández j.M. Design and Operation of SBR processes for small plants based on simulations. Water Science and Technology. Vol. 55. nº 7. Pages 163-171

Lazarova V., Manem J., 1995. Biofilm characterization and activity analysis in water and wastewater treatment. Water Research, Volume 29, Issue 10, Pages 2227-2245.

Ministère de l'Agriculture et de la Pêche (1997). Filières d'épuration adaptées aux petites collectives.

Melo L.F. 2003. Biofilm formation and its role in fixed film processes. Handbook of Water and Wastewater Microbiology, Pages 337-349.

Metcalf & Eddy. (2000). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. McGraw Hill.

Nowak, O., 2000. Upgrading of wastewater treatment plants equipped with rotating biological contactors to nitrification and P removal. Water Sci. Technol. 41 1, pp. 145–153.

Patwardhan AW (2003) Rotating biological contactors: a review. Ind Eng Chem Res 42:2035–2051.

Rodgers M, Zhan XM (2003) Moving-medium biofilm reactors. Rev Environ Sci Biotechnol 2:213–224.

Scholz M, 2006. Rotating Biological Contactors. Wetland Systems to Control Urban Runoff. Elsevier B.V. Pages 111-113.

Standard ATV-DVWK-A 281E. Dimensioning of Trickling Filters and Rotating Biological Contactors (2001). German ATV-DVWK Rules and Standards.

Teixeira P, Oliveira R, 2001. Denitrification in a closed rotating biological contactor: effect of disk submergence. Process Biochem 37:345–349.

UNE-EN 12225-7. Plantas depuradoras de aguas residuales. Parte 7: Reactores de medio biológico fijo. (2003).

Watanabe Y., Masuda S. y Ishiguro M.(1992). Simultaneous nitrification and denitrification in micro-aerobic biofilms, Water Sci. Tech. 26 (3/4), pp. 511–522.

Water Pollution Control Federation (1990) Operation of municipal wastewater treatment plants. A manual of practice.

Water Environment Federation (WEF) (1993) Design of municipal wastewater treatment plants. Manual of Practice Nº8.

8. COMBINACIÓN DE TECNOLOGÍAS

8.1 INTRODUCCIÓN

En los Capítulos 5 a 7 de este Manual se han descrito, de forma individualizada y con detalle, las distintas tecnologías aplicables a la depuración de las aguas residuales generadas en las pequeñas aglomeraciones urbanas. No obstante, en determinadas ocasiones, la aplicación de una tecnología aislada no permite alcanzar la calidad exigida al efluente final. En estos casos, es posible apostar por la combinación de dos o más tecnologías o de algunas de sus etapas, al objeto de aprovechar los puntos fuertes que presente una tecnología para solventar las deficiencias y carencias de otra y, de esta manera, crear sinergias.

La combinación de tecnologías, además de permitir el vertido conforme de las aguas depuradas al medio ambiente, también puede perseguir otros fines, como:

- Simplificar y abaratar la gestión de los fangos.
- Permitir el vertido de los efluentes depurados al terreno cuando no existe cauce próximo.
- Desinfectar y almacenar los efluentes depurados.
- Homogeneizar la calidad del vertido.
- Aprovechar infraestructuras existentes (reciclado de instalaciones obsoletas).
- Eliminar nutrientes.

A priori, la combinación de tecnologías no es excluyente, es decir, es posible combinar todo tipo de tecnologías: tecnologías intensivas entre sí, tecnologías intensivas y extensivas y/o tecnologías extensivas entre sí. No obstante, a la hora de proponer una combinación se deberán tener en cuenta los criterios definidos en los distintos capítulos del presente Manual.

A continuación, se describen las combinaciones más frecuentes que son de aplicación en las pequeñas aglomeraciones urbanas.

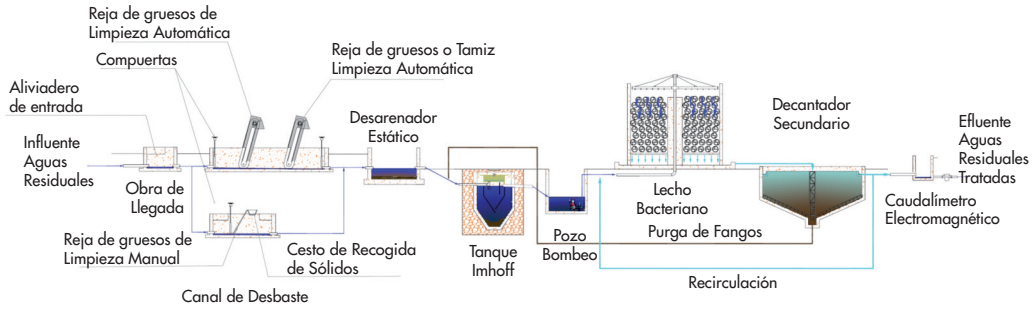
8.2 EMPLEO DE UNA ETAPA ANAEROBIA EN CABECERA

Tal y como ha quedado reflejado en capítulos anteriores, en las pequeñas aglomeraciones se recomienda el uso de una etapa anaerobia de decantación-digestión como tratamiento

primario de las aguas residuales para simplificar y abaratar las gestión de los fangos: *Tanque Imhoff*, en poblaciones de menos de 1.000 habitantes equivalentes y *Lagunas Anaerobias* en poblaciones entre 1.000 y 2.000 habitantes equivalentes cuando no se requiera recirculación de fangos (*Lechos Bacterianos* y *CBR*). Estos sistemas, además de actuar como trampas de la materia en suspensión y flotante que acompañan a las aguas residuales (tratamiento primario), permiten la estabilización de la materia orgánica decantada, vía anaerobia, y la simplificación y abaratamiento de la gestión de los fangos generados durante el tratamiento secundario de las aguas residuales.

A modo de ejemplo, se presenta el diagrama de flujo de un tratamiento constituido por un *Tanque Imhoff* y un *Lecho Bacteriano*, en el que se observa cómo la purga de fangos procedente del decantador secundario es conducida al tanque Imhoff, para su almacenamiento y estabilización (Figura 8.1).

Figura 8.1. Diagrama de flujo de la combinación Tanque Imhoff-Lecho Bacteriano



Debido a los altos tiempos de permanencia de los fangos en la etapa de decantación-digestión (al menos seis meses en los tanques Imhoff y varios años en las lagunas anaerobias), y a las condiciones de ausencia de oxígeno que imperan en la misma, los fangos acumulados son digeridos anaeróbicamente, alcanzándose grados de mineralización superiores al 60%.

Tal y como se comenta en el capítulo referente a la gestión del fango en pequeñas poblaciones (Capítulo 9), disponer de fangos estabilizados o digeridos en las plantas de tratamiento facilita la gestión de los mismos, ya que con una etapa de deshidratación posterior, y siempre y cuando el fango cumpla con los requisitos establecidos legalmente, es posible emplear el producto final obtenido en agricultura u otro uso permitido o, finalmente, su traslado y depósito en vertedero controlado.

8.3 SISTEMAS DE APLICACIÓN AL TERRENO PARA EL VERTIDO DE AGUAS DEPURADAS

En determinadas ocasiones el vertido de las aguas depuradas a los cuerpos de agua receptores (aguas superficiales o el mar) está limitado por la distancia entre la EDAR y el punto de evacuación. En esas circunstancias, debe contemplarse como una posible solución el vertido controlado de los efluentes tratados a los terrenos adyacentes.

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales por aplicación al terreno (*Filtros Verdes* y *Zanjas Filtrantes*, fundamentalmente), recurren al suelo como elemento depurador, aprovechando los procesos físicos, químicos y biológicos naturales que se desarrollan en el ecosistema suelo-agua-cultivo, que permiten eliminar la mayor parte de los contaminantes aún presentes en los efluentes depurados (Salas *et al.*, 2007).

Entre las acciones físicas implicadas destaca la filtración, proceso mediante el cual los sólidos en suspensión presentes en las aguas a tratar quedan retenidos en los primeros centímetros del terreno. La capacidad de filtración depende de las propiedades del suelo, en concreto, de su granulometría y textura.

Entre las acciones químicas juegan un papel muy destacado la capacidad de cambio iónico del suelo, así como su pH y las condiciones de aireación/encharcamiento que afectan a los procesos de oxidación-reducción. Todas estas propiedades determinan la movilidad de los contaminantes en suelo y su disponibilidad por parte de las plantas.

En cuanto a las acciones biológicas, puede diferenciarse entre las inherentes a las actividades radiculares de las plantas y, principalmente, las producidas por los microorganismos del suelo, que operan tanto en condiciones aerobias (en los estratos superiores del terreno), como anaerobias (en los estratos más profundos).

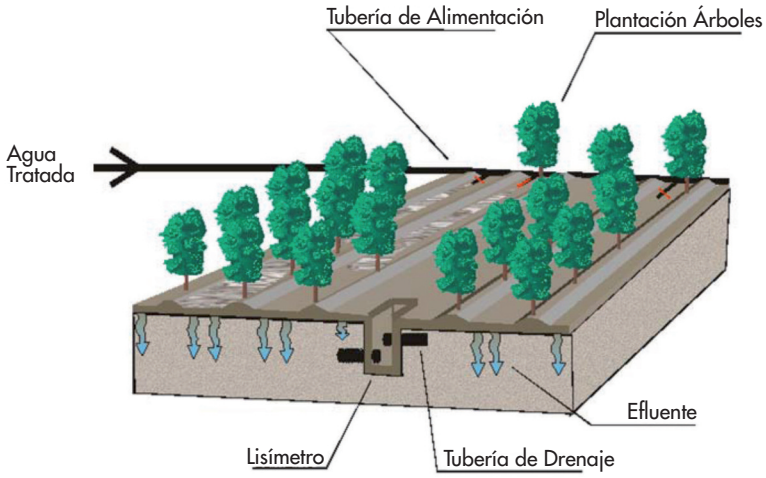
Los sistemas de aplicación al terreno se dividen en dos grandes grupos: los sistemas de aplicación superficial y los de aplicación subsuperficial. Dentro del primer grupo se encuadran los *Filtros Verdes* y en el segundo, las *Zanjas Filtrantes*. Dado que estos sistemas no se han incluido en el capítulo dedicado a la descripción de las tecnologías extensivas, se detallan, a continuación, sus características principales.

8.3.1 Filtros Verdes

La tecnología conocida como *Filtro Verde* se basa en la utilización de una superficie de terreno, de características determinadas, sobre la que se establece una o varias especies vegetales y a la que se aplica periódicamente el agua a tratar mediante algún método de riego (De Bustamante *et al.*, 1998).

El riego del *Filtro Verde*, normalmente a manta, se realiza de forma rotativa, a través de una serie de calles o parcelas en las que se divide el terreno. De esta forma, el suelo está constantemente sometido a fases de encharcamiento o humectación y a fases de reposo. En estas últimas se produce la reoxigenación natural del suelo, lo que permite el mantenimiento de la comunidad microbiana en condiciones aerobias (De Bustamante *et al.*, 2001).

Figura 8.2. Esquema de un Filtro Verde



Para controlar el rendimiento del proceso es necesario instalar en el terreno una red de lisímetros, o arquetas de toma de muestra, que permitan la recogida de muestras a diferentes profundidades. En el caso de que sea necesario, o resulte de interés, evaluar el grado de afectación de las aguas subterráneas por los vertidos procedentes de la EDAR, se procederá a la instalación de sondeos profundos.

La especie vegetal a implantar en el *Filtro Verde* deberá tener:

- Una importante capacidad de asimilación de nutrientes y un gran consumo de agua por transpiración.
- Un rápido crecimiento.
- Una gran tolerancia a los suelos húmedos.
- Unas mínimas exigencias de explotación.

En España, en base a estos requisitos, la especie vegetal tradicionalmente más empleada en los *Filtros Verdes* ha sido el chopo, si bien se comienza a trabajar también con eucaliptos.

En cuanto al marco de plantación, este dependerá del tipo de aprovechamiento económico que se pretenda hacer de la madera obtenida en el *Filtro Verde*. Si el objetivo es conseguir elevadas producciones de madera destinadas a la industria (obtención de celulosa, combustible, etc.), los marcos de plantación serán inferiores a 16 m^2 por árbol (entre 625 y 2.500 plantas/ha). Por el contrario, si se desean obtener maderas de escuadría (sierra y desenrollo), los marcos de plantación son medios y amplios, tanto más cuanto mayor sea el turno de corta. Esto supone superficies de más de 20 m^2 por árbol (menos de 500 plantas/ha).

Asimismo, se deberá tener en cuenta otros aspectos relacionados con las operaciones de mantenimiento de la instalación:

- Insolación del sotobosque: a mayor separación entre árboles, mayor insolación, lo cual beneficia el desempeño del proceso, principalmente cuando la vegetación del *Filtro Verde* no está desarrollada y el sistema radicular no está muy extendido.

- Necesidad de vías de paso para la maquinaria.

Esta tecnología ha sido empleada hasta hace pocos años como sistema de tratamiento secundario de aguas residuales, principalmente, en pequeñas poblaciones, debido el elevado requerimiento de superficie para su implantación. En la actualidad, y tras la aprobación del Real Decreto 1620/2007 de Reutilización de las Aguas Depuradas, el *Filtro Verde* no puede concebirse como una tecnología aplicable al tratamiento de aguas residuales brutas, sino como un tratamiento de regeneración de las aguas ya tratadas. En este sentido, son de aplicación los criterios definidos en el mencionado Real Decreto para "usos ambientales", concretamente el apartado 5.3., referente al riego de bosques, zonas verdes y de otro tipo no accesibles al público (a) y silvicultura (b). Para estos usos se fija únicamente el límite de sólidos en suspensión (≤ 35 mg/l) y no se controla la calidad microbiológica de las aguas regeneradas que, en este caso concreto, se aplican sobre el *Filtro Verde.*

La cantidad de agua a aportar al sistema se calcula realizando un balance hídrico, considerando la dotación de riego, la precipitación, la tasa de evapotranspiración y la infiltración a través del suelo (Metcalf & Eddy, 2000).

$$Dotación\ de\ riego = ET_m + P_{wm} - P_{rm}$$

donde:

ET_m = evapotranspiración mensual (mm/mes). Se calcula a partir del valor de la evapotranspiración diaria, ET (mm/día). Para ello se emplea el método de Blaney y Criddle (1950) que considera además de parámetros climáticos de temperatura e iluminación, el tipo de cultivo y su fase de desarrollo vegetativo, condicionante importante del consumo de agua. El cálculo se lleva a cabo con la siguiente fórmula:

$$ET = K_c \cdot ET_o$$

siendo:
K_C = coeficiente de consumo del cultivo,
ET_o = evapotranspiración de referencia (mm/d), calculada mediante la expresión
ET_o = p (0,46 T + 8)

Donde:
p = porcentaje medio diario de horas de sol.
T = Temperatura media diaria (°C).

P_{rm} = precipitación mensual (mm/mes), determinada a partir de los valores medios durante un período de retorno de 10 años (mm/mes).

P_{wm} = tasa de infiltración mensual (mm/mes), para su cálculo se determina "in situ" la permeabilidad más baja del terreno. De este dato se establece la tasa de infiltración de diseño, que no deberá exceder del 4-10 % de la permeabilidad mínima.

$$P_{wdiaria} = Permeabilidad\ (mm/h)\ .\ 24\ h/d\ .\ (0{,}04\ a\ 0{,}1)$$

A partir de la tasa de infiltración diaria se calcula la mensual mediante la expresión:

$$P_{wm} = P_{wdiaria}\ .\ (n^o\ de\ días\ de\ riego\ al\ mes)$$

Debido a que la aplicación del *Filtro Verde* como sistema de regeneración de las aguas residuales depuradas es reciente, no existen datos en cuanto a la calidad del vertido final.

Las ventajas que presenta este tipo de instalación son:

- La reutilización del agua regenerada (en riegos y recarga de acuíferos).
- Sencillez operativa e inexistencia de averías al carecer de equipos mecánicos.
- El sistema puede operar sin ningún consumo energético.
- La producción maderera.
- Bajo impacto ambiental y perfecta integración en el medio rural.
- Admite perfectamente incrementos en los caudales de aguas a tratar derivados de fluctuaciones poblacionales (principalmente, en periodo estival).

Entre los inconvenientes más destacables de esta tecnología se encuentran:

- Elevados requisitos de superficie.
- Se requieren terrenos no muy escarpados, con una determinada capacidad de filtración y que no presenten acuíferos próximos a su superficie.
- Riesgo de contaminación de aguas subterráneas si el rendimiento del esquema de tratamiento seleccionado es bajo.
- No es aplicable en zonas de elevada pluviometría.

8.3.2 Zanjas Filtrantes

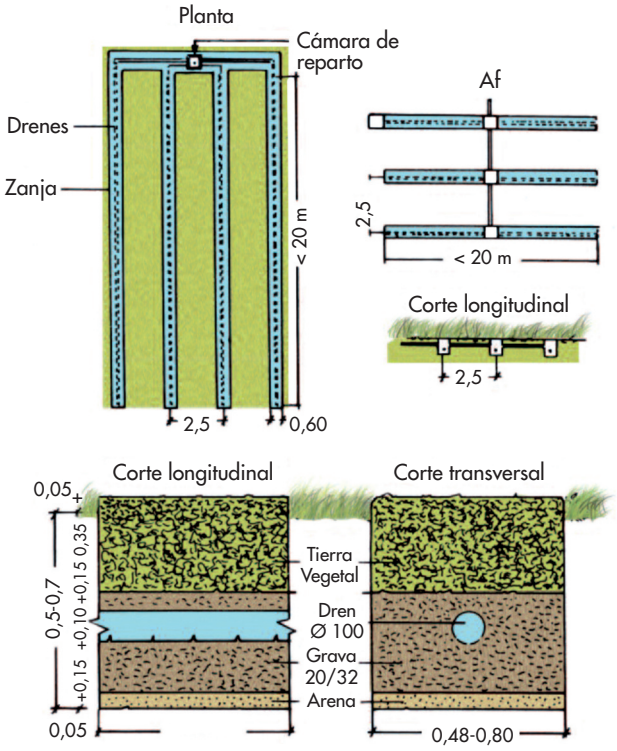
Este tipo de zanjas presentan una profundidad de 0,5-0,7 m y una anchura comprendida entre 0,4 y 0,8 m (Rohuart, 1986). El agua residual, previamente sometida a un tratamiento primario y/o secundario, llega a través de tuberías perforadas, que se recubren

totalmente con grava, y que descansan sobre un lecho de arena. La infiltración se produce, por tanto, a través del lecho inferior y las paredes verticales de las zanjas hacia el terreno circundante.

Si bien se suelen emplear en sistemas de tratamiento individuales de las aguas residuales (on-site), también puede recurrirse a su empleo para la evacuación al terreno de efluentes ya tratados, cuando no estén próximas las zonas de vertido. Para este desempeño, su rango de aplicación puede extenderse hasta los 500 habitantes equivalentes.

La Figura 8.3, muestra un esquema descriptivo de las *Zanjas Filtrantes*.

Figura 8.3. Esquema de Zanjas Filtrantes (Rohuart, 1986)



En la Tabla 8.1 se recogen los valores de diseño recomendados para *las Zanjas Filtrantes* (EPA, 1980).

Entre las ventajas de la aplicación de las *Zanjas Filtrantes* como tratamiento previo al vertido al terreno de efluentes depurados se encuentran:

Tabla 8.1. Recomendaciones para el diseño de Zanjas Filtrantes

Parámetro	Valores recomendados
Carga hidráulica ($m^3/m^2.d$)	0,02-0,05
Profundidad de zanjas (m)	0,50-0,70
Ancho de las zanjas (m)	0,40-0,80
Largo de las zanjas (m)	< 20
Separación entre ejes de las zanjas (m)	1,0-2,5
Separación del fondo al nivel freático (m)	> 0,60
Espesor de la cobertura (m)	> 0,15

- Bajo coste de explotación y mantenimiento.
- Consumo energético nulo.
- Ausencia de averías electromecánicas.

Como principales desventajas cabe citar:

- Elevados requisitos de superficie (del orden de 3-7 m^2/h-e).
- Su posible aplicación viene condicionada por las características del terreno disponible (principalmente por su capacidad de infiltración y por la posible existencia de acuíferos someros) y por la pluviometría de la zona.

8.4 LAGUNAS DE MADURACIÓN COMO TRATAMIENTO DE DESINFECCIÓN

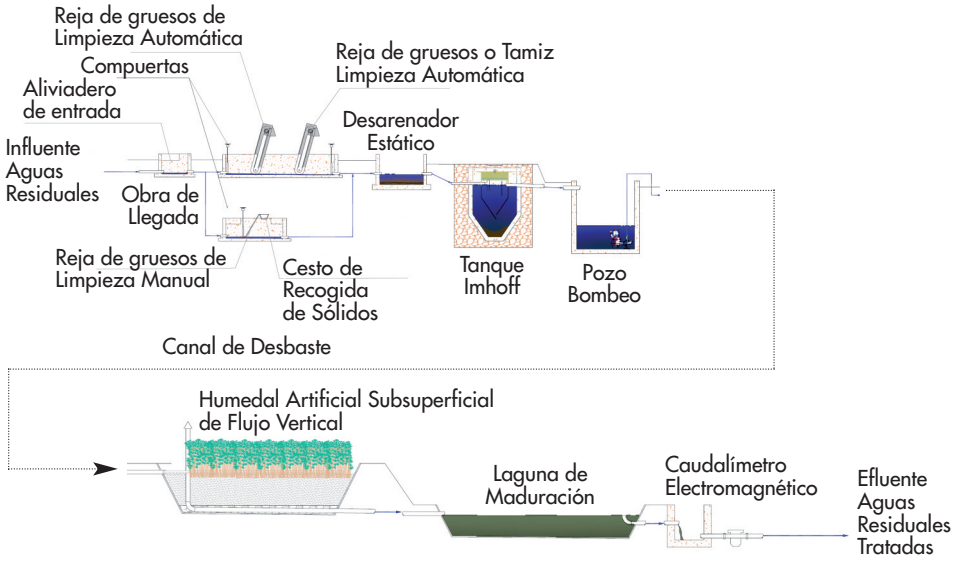
Con la entrada en vigor del Real Decreto 1620/2007 de Reutilización, se ha potenciado la inclusión de procesos de regeneración de las aguas residuales depuradas para, de esta forma, disponer de una fuente adicional de recursos hídricos. En este sentido, en las grandes estaciones de depuración se apuesta por emplear sistemas de desinfección avanzados (cámaras de desinfección con radiación ultravioleta, ozonización, etc.), garantizando la calidad microbiológica del efluente exigida según los usos.

En las pequeñas estaciones de tratamiento es necesario buscar sistemas alternativos, que permitan la desinfección de los efluentes depurados con un coste de implantación y explotación asumibles. En este sentido, las *Lagunas de Maduración,* descritas en el Capítulo 6, constituyen una opción viable para la desinfección de los efluentes procedentes de un tratamiento secundario.

En este tipo de lagunas es posible reducir de 3 a 5 unidades logarítmicas las concentraciones de *Escherichia coli* (Araki *et al.* 2000, 2001; Brissaud *et al.*, 2005; Von Sperling *et al.*, 2005; Anceno *et al.*, 2007; Reinoso *et al.,* 2008), siendo varios los factores que contribuyen a lograr esta eliminación: la salinidad, los cambios de pH, la luz solar (radiación UV), el alto contenido en oxígeno disuelto, etc., destacando la temperatura y la sedimentación como factores principales. En general, se trata de conseguir unas condiciones desfavorables para la supervivencia de los microorganismos patógenos.

En la figura 8.4 se muestra un esquema de tratamiento que incluye un Humedal Artificial y una *Laguna de Maduración* en cola de tratamiento.

Figura 8.4. Combinación de Humedal Artificial-Laguna de Maduración



A parte de los niveles de desinfección que alcanzan, las *Lagunas de Maduración* suponen un reservorio de agua regenerada, a la vez que permiten homogeneizar la calidad del vertido final.

Esta modalidad de lagunas se puede emplear también para recibir las puntas de caudal asociadas a episodios de lluvias. De esta manera, las aguas de tormenta, en lugar de ser directamente enviadas al medio, son derivadas a las *Lagunas de Maduración* donde, al menos, se produce la sedimentación de las partículas en suspensión (Torrens *et al.*, 2006).

En el dimensionamiento de las *Lagunas de Maduración* se debe garantizar un tiempo de residencia superior a 5 días, tal y como se establece en el Capítulo 6.

Entre las ventajas de la aplicación de estas lagunas en cola de tratamiento, además del grado de desinfección alcanzado, se encuentra la elevada integración paisajística. Como principales desventajas, cabe destacar, la superficie requerida para su implantación y la proliferación en las lagunas de microalgas, que se traduce en un incremento en los sólidos en suspensión en el efluente final, que puede llegar a comprometer la reutilización del mismo. Para solventar esta situación, se suelen instalar sistemas de filtración (filtros de arena o grava, humedales de flujo subsuperficial, etc.) a la salida de las lagunas.

8.5 COMBINACIONES CON FILTROS DE TURBA

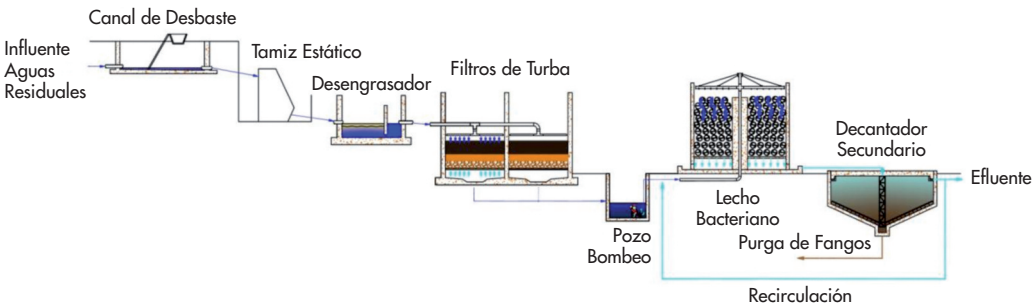
En la actualidad, muchos de los *Filtros de Turba* instalados en España no alcanzan las exigencias de vertido impuestas por la Directiva 91/271/CEE, por lo que con frecuencia se procede a su sustitución por otra tecnología más eficaz. Tal y como se ha comentado en el Capítulo 6, la principal causa de este mal funcionamiento radica en un deficiente dimensionamiento, aplicándose cargas orgánicas muy superiores a las de otros sistemas de funcionamiento análogo.

Varias experiencias desarrolladas en España en los últimos años, se dirigen a aprovechar los *Filtros de Turba* ya existentes, dándoles un uso alternativo mediante su combinación con otras tecnologías (para alcanzar un mayor nivel de tratamiento), o para facilitar la gestión de los fangos en exceso. Entre estos usos sustitutivos se encuentran:

8.5.1 Empleo de los Filtros de Turba como tratamiento previo. Ejemplo: combinación Filtros de Turba-Lecho Bacteriano

Esta combinación se basa en el empleo de los *Filtros de Turba* en sustitución de la etapa de decantación primaria, con la que suele operar, la tecnología de Lechos Bacterianos (Figura 8.5).

Figura 8.5. Diagrama de flujo de la combinación Filtros de Turba-Lecho Bacteriano



La siguiente tabla muestra los rendimientos alcanzados por este tipo de combinación de tecnologías en estudios desarrollados en la Planta Experimental de Carrión de los Céspedes (PECC-Sevilla) (Salas, 2008).

Con *Filtros de Turba* operando con cargas orgánicas de 0,170-0,230 kg $DBO_5/m^2 \cdot d$, se ha comprobado que para dar cumplimiento a la Directiva 91/271/CEE se precisa que los Lechos Bacterianos se dimensionen con cargas volumétricas ≤ 0,2 kg $DBO_5/m^3.d$. En el caso de que se persiga la nitrificación total de las formas amoniacales, el Lecho Bacteriano se debe dimensionar con cargas volumétricas por debajo de 0,1 kg $DBO_5/m^3.d$.

Tabla 8.2. Resultaddos de la combinación Filtros de Turba-Lecho Bacteriano

Parámetro	Rendimiento en los Filtros de Turba (%)	Rendimiento global (Filtros de Turba-Lecho Bacteriano) (%)
Sólidos en suspensión	85-86	95-97
DBO_5 (mg/l)	73-79	88-96
DQO (mg/l)	69-73	79-91
N amoniacal (mg N/l)	37-40	40-60
NTK (mg N/l)	41-42	44-60
Fosfatos (mg P/l)	11-14	18-25
P total (mg P/l)	10-15	25-34

Nota: los *Filtros de Turba* operaron con cargas de 0,17-0,23 kg DBO_5/m^2.d y Lechos Bacterianos con cargas de 0,33 a 0,10 kg DBO_5/m^3.d

Con la combinación *Filtros de Turba*-Lecho Bacteriano se consigue una reducción en la generación de fangos del 70-80% con relación a la producción de estos subproductos en la configuración Decantador primario-Lecho Bacteriano. Además, con esta combinación la mayor parte de los residuos producidos en el tratamiento de depuración se manejan como costra seca, que se forma en la superficie de los *Filtros de Turba*, y no como fangos de consistencia semilíquida.

En cuanto a la superficie adicional necesaria para complementar una instalación existente de *Filtro de Turba* con un Lecho Bacteriano (incluyendo el decantador secundario), ésta se estima en un 5-8% (Salas, 2008).

Finalmente, el coste de la remodelación de una instalación de *Filtros de Turba*, para convertirla en una combinación *Filtros de Turba*-Lecho Bacteriano, puede estimarse del orden del 11-12% del coste de implantación de la instalación inicial (Salas, 2008).

8.5.2 Empleo de los *Filtros de Turba* en sustitución de la etapa de decantación secundaria. Ejemplo: combinación CBR-*Filtros de Turba*

Los problemas más frecuentes en la explotación de procesos de depuración biológicos en los que se emplean decantadores secundarios tienen su origen en (Ronzano *et al.*, 1995):

- La generación de fangos voluminosos (*bulking*).
- La formación de espumas.
- La producción de fango ascendente o flotante (derivado de procesos de desnitrificación).

Estos fenómenos indeseables conducen a un empeoramiento de las características de los efluentes depurados, con la consiguiente disminución del rendimiento de los procesos de de-

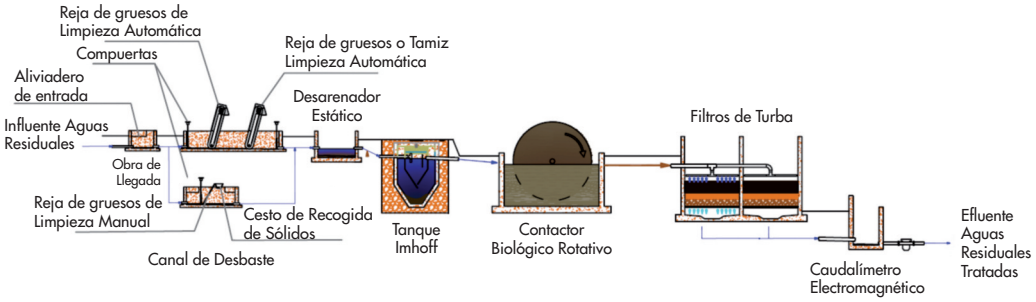
puración. Además, la prevención y control de estos fenómenos resulta muy difícil de llevar a cabo en las pequeñas aglomeraciones urbanas que, por lo general, cuentan con recursos técnicos y económicos muy limitados.

En aquellas instalaciones de *Filtros de Turba* en las que se decida cambiar esta tecnología por otra que no requiera la recirculación de los fangos al reactor biológico (caso de los Lechos Bacterianos y de los Contactores Biológicos Rotativos), puede plantearse el empleo de los *Filtros de Turba* existentes en sustitución de la etapa de decantación secundaria, buscando un doble objetivo (Salas, 2008):

- La separación, por filtración, de los efluentes depurados de los fangos generados en el proceso de tratamiento.
- La estabilización y deshidratación de los fangos retenidos en la superficie de los filtros.

En la figura 8.6 se presenta un diagrama de flujo de la combinación CBR-*Filtros de Turba*.

Figura 8.6. Diagrama de flujo de la combinación CBR-Filtros de Turba



La aplicación de *Filtros de Turba* en sustitución de decantadores secundarios en plantas con CBR, ha permitido mejorar en aproximadamente un 10% los resultados obtenidos con el esquema de tratamiento convencional (Salas, 2008).

Para que la duración de los ciclos operativos de los *Filtros de Turba* sean las habituales (10-12 días), las cargas de sólidos a aplicar, en la recirculación del efluente del CBR a los filtros deben encontrarse en el rango de 235-320 g/m^2.d.

La superficie necesaria de *Filtros de Turba* operando a modo de decantación secundaria es de 0,30 m^2/h-e, si se considera que la superficie de filtros en operación debe ser igual a la de filtros en reposo.

En cuanto a los residuos generados, las costras que se obtienen tras la etapa de deshidratación se pueden rastrillar y evacuar con facilidad, al presentar valores medios de se-

quedad del 77% y, dado el grado de mineralización que se alcanza (del orden del 50%), la costra no experimenta procesos de putrefacción, que puedan dar origen a la generación de olores desagradables. De esta forma, se facilita la gestión final de los fangos generados como consecuencia de los desprendimientos de la biopelícula en los CBR.

8.5.3 Empleo de los Filtros de Turba para la deshidratación de fangos

En algunos casos se ha optado por emplear las unidades de *Filtros de Turba* existentes como eras de secado de los fangos generados durante el proceso de depuración. En estos casos, el dimensionamiento de los *Filtros de Turba* para la deshidratación de fangos se realiza siguiendo los mismos criterios que para las Eras de Secado, descritas en el Capítulo 9 del presente Manual.

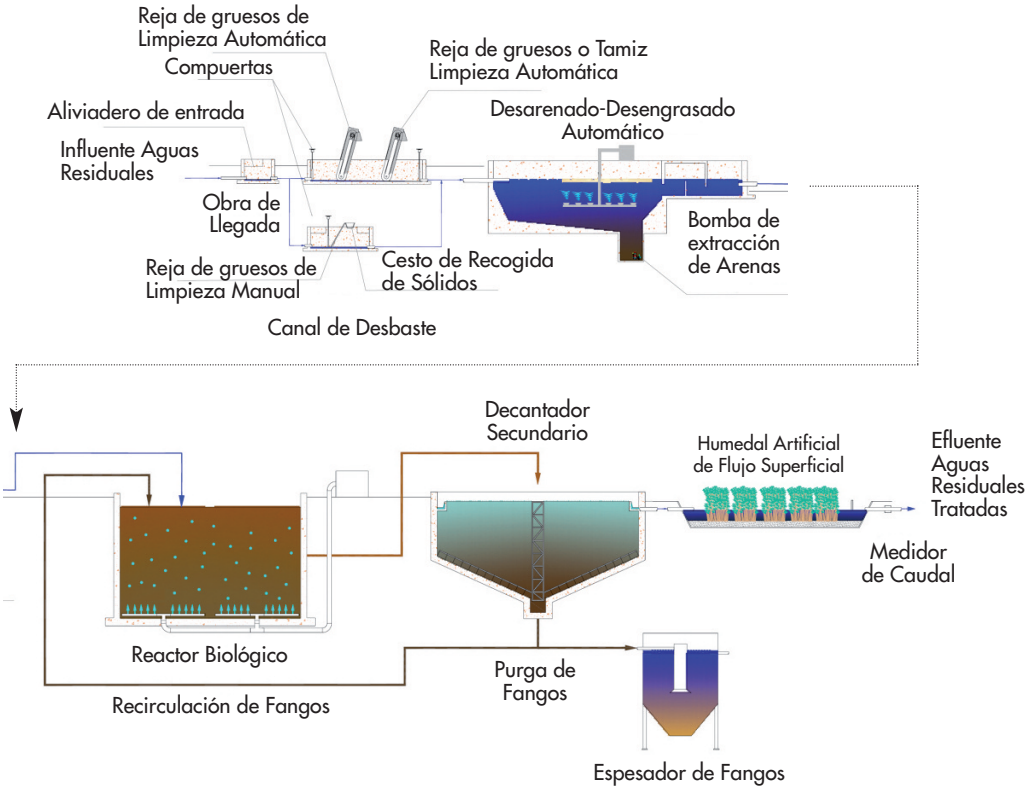
La principal ventaja de este tipo de empleo de los *Filtros de Turba* con respecto a las Eras de Secado de arena clásicas, radica en que los lixiviados presentan mejores características, dado que las propiedades fisicoquímicas de la turba, descritas en el Capítulo 6, permiten un mayor grado de descontaminación de los mismos.

8.6 COMBINACIONES CON HUMEDALES ARTIFICIALES

8.6.1 Los Humedales Artificiales de Flujo Superficial como tratamiento terciario

Los *Humedales Artificiales de Flujo Superficial* pueden emplearse como tratamiento de afino de los efluentes previamente tratados en depuradoras, tanto de tipo intensivo como extensivo (Figura 8.7). Como consecuencia de los procesos físicos, químicos y biológicos que tienen lugar en este tipo estos humedales, se mejora la calidad de los efluentes finales (ver apartado 6.2.3).

Figura 8.7. Diagrama de flujo de la combinación Aireación Prolongada-Humedal Artificial de Flujo Superficial



8.6.2 Humedales Artificiales de Flujo Vertical como sustitución de la etapa de decantación secundaria. Ejemplo: combinación Lecho Bacteriano-*Humedal Artificial de Flujo Vertical* (Rhizopur®)

Al objeto de simplificar la gestión de los fangos generados en instalaciones de Lechos Bacterianos, puede recurrirse a la sustitución de la etapa de decantación secundaria por un *Hu-*

medal Artificial de Flujo Vertical (Figura 8.8). Esta combinación, patentada por la empresa *Lyonnaise des Eaux* (Rhizopur ®), ha sido aplicada con resultados satisfactorios en varias poblaciones de pequeño tamaño en Francia, existiendo algunas experiencias en Cataluña.

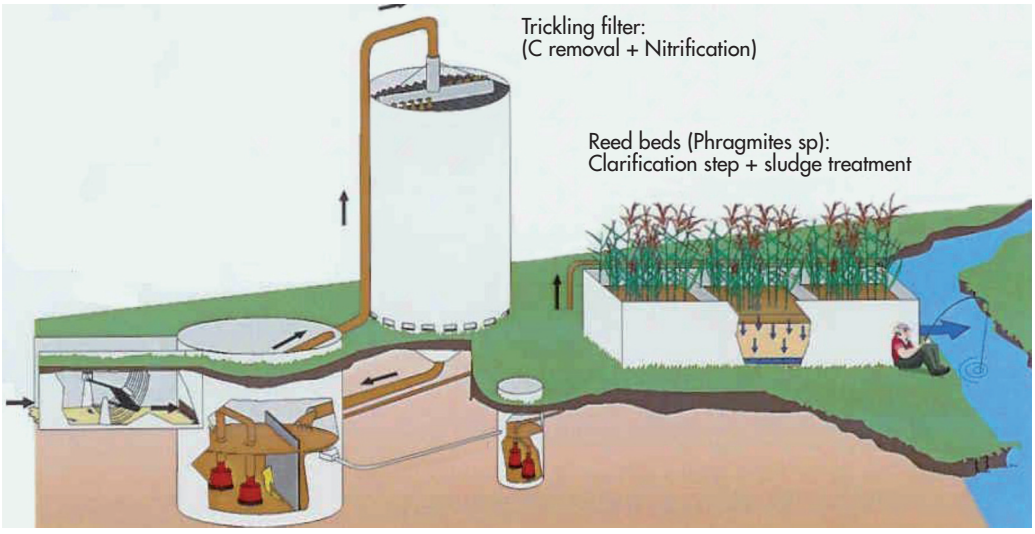
El efluente del Lecho Bacteriano es conducido a un conjunto de *Humedales Artificiales de Flujo Vertical,* que se alternan en su funcionamiento, y donde se completa el proceso de depuración, reteniéndose los fangos y percolando los efluentes depurados.

Los fangos retenidos en la superficie de los humedales se deshidratan y gestionan tal y como se describe en el Capítulo 9 del Manual.

Los rendimientos alcanzados por el sistema Rhizopur ® superan el 90% para la DBO_5, 80% para la DQO, 90% para SS y 70% para NK (Nitrógeno Total Kjeldahl).

El principal beneficio de esta combinación es el abaratamiento de los costes de inversión y operación, al simplificar la gestión de los fangos en exceso.

Figura 8.8. Esquema del Sistema Rhizopur®



REFERENCIAS

Anceno A. J.; Ozaki M.; Dang Y.N.D.; Chuluun B.; Shipin O.V. (2007). Canal networks as extended waste stabilization ponds: fate of pathogens in constructed waterways in Pathumthani Province, Thailand. *Water Science & Technology*. Vol. 55 (11):143-56.

Araki S.; González J.M.; de Luis E.; Bécares E. (2000). Viability of nematode eggs in HRAP. The effect of the physico-chemical conditions. *Water Science &Technology*. Vol. 42 (10/11): 371-374.

Araki S.; Martínez-Gómez S.; Bécares E.; Luis E.; Rojo F. (2001). Effect of high-rate algal ponds on viability of Cryptosporidium parvun oocystis. *Applied Environmental Microbiology*. 67: 3322-3324.

Brissaud F.; Andrianarison T.; Brouillet J.L.; Picot B. (2005). Twenty years monitoring of Mèze stabilisation ponds. II- removal of faecal indicators. *Water Science & Technology*, Vol 51 nº12, pp 33-41.

Blaney H. F.; Criddle W. D. (1950). Determining *Water needs From Climatological Data. U. S. D. A.* Soil Conservation Service. SOS –TP. pp. 8-9.

De Bustamante, I.; Dorado, M.; Vera, S.; Oliveros, C. (1998). Filtros verdes: un sistema para la depuración y reutilización de aguas residuales. *Tecnoambiente,* Nº 79, pp: 73-76.

De Bustamante, I.; Alpuente, J.; Sanz García, J. M.; López Espí, P.; Dorado Valiño, M.; López Ferreras, F.; Roquero, E. (2001). *Nueva metodología de diseño, control y gestión de filtros verdes. Aplicación a sistemas en funcionamiento*. Hidrogeología y Recursos Hidráulicos. T. XXIV. pp 585-594.

EPA (1980). *Onsite wastewater and disposal systems.*

Metcalf&Eddy (2000). *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización*. McGraw-Hill. ISB: 84-481-1607-0.

Reinoso R.; Torres L.A.; Bécares E. (2008). Efficiency of natural systems for removal of bacteria and pathogenic parasites from wastewater. *Science of The Total Environment* **395**, Issues 2-3, Pages 80-86.

Rohuart J. (1986). *L'epuration des eaux uses domestiques*. La Tribune du Cebedau, nº 513-514, 39. Pp. 1-54.

Ronzano, E.; Dapena, J.L.. (1995). *Tratamiento Biológico de las Aguas Residuales*. Ediciones Díaz de Santos S.A. Madrid. 511 p.

Salas J.J.; Pidre J.R.; Martín I. (2007). *Manual de Tecnologías No Convencionales para la Depuración de Aguas Residuales. Capítulo II: Aplicación al Terreno*, ISBN 13: 978-84-611-6883-5.

Salas, J.J. (2008). *Tratamiento de las aguas residuales urbanas mediante Filtros de Turba: modificaciones en el diseño y empleos alternativos*. Tesis Universidad de Sevilla. Facultad de Química. Departamento de Química analítica. Pendiente de publicación.

Torrens A.; Molle P.; Boutin C.; Salgot M. (2006). Upgrading pond effluent with vertical flow CW and ISF: Comparison of performances and hydraulic behaviour. 8p. Paper in *10th International conference on wetland systems for water pollution control, IWA*. Lisbon, Portugal, September 23-29. 2006.

Von Sperling M.; Mascarenhas, L.C.A.M. (2005). Performance of very shallow ponds treating effluents from UASB reactors. *Water Science and Technology* Vol 51 Nº 12, pp 3-90.

9 LA GESTIÓN DEL FANGO EN PEQUEÑAS POBLACIONES

9.1 INTRODUCCIÓN

En el tratamiento de las aguas residuales se generan unos subproductos conocidos como fangos, en los que se concentra la mayor parte de la contaminación eliminada de las aguas, y cuyo tratamiento y evacuación son complejos y costosos.

Los fangos generados en una EDAR presentan una elevada componente orgánica, por lo que son susceptibles de entrar en putrefacción y de provocar un decaimiento en la calidad de los efluentes tratados, además de producir malos olores. Estos hechos, unidos a que en los fangos quedan retenidos una gran cantidad de organismos patógenos, y a las cada vez más restrictivas condiciones de reutilización y vertido de los mismos, hacen que se tengan que tomar medidas más eficientes en la gestión de estos subproductos, dándole a su línea de tratamiento la importancia, que con respecto a las líneas globales del proceso de depuración, se merece.

La calidad y cantidad de fangos producidos en una EDAR dependen tanto del tipo de aguas residuales influentes como de las tecnologías de depuración aplicadas para el tratamiento de las mismas. Tal y como se ha comprobado a lo largo de los capítulos dedicados a la descripción de los sistemas de tratamiento aplicables en pequeñas poblaciones, existen tecnologías en las que se genera poca cantidad de fangos (Humedales Artificiales, Lagunajes, Filtros de Turba, etc.) y otras en las que se generan cantidades considerables (Aireaciones Prolongadas, sistemas de biopelícula, etc.).

Debido al amplio abanico de tecnologías aplicables a las pequeñas poblaciones, incluyendo sus múltiples combinaciones, los fangos generados se caracterizan por su elevada diversidad.

Una de las complicaciones encontradas en este ámbito de estudio, es la carencia de datos sobre la composición y características de los fangos generados en las pequeñas poblaciones, sin los cuales resulta complicado plantear soluciones efectivas para su tratamiento y gestión final.

9.2 TIPOS DE FANGOS

Genéricamente, los fangos generados se clasifican en fangos primarios y fangos secundarios. Los fangos primarios, generados en los decantadores primarios (recomendados en el rango de población de 1.000-2.000 h-e.), son residuos pesados, con un contenido de materia orgánica del 60 al 70 % aproximadamente y, debido a su tamaño, de asimilación mi-

crobiana lenta. Estos fangos no han sufrido un tratamiento biológico por lo que son altamente inestables y putrescibles, generando, al cabo de cierto tiempo, malos olores. Su color es normalmente gris, con altos contenidos de sólidos fecales y otros tipos de desechos. Liberan fácilmente su agua de constitución y se espesan bien, variando su contenido en humedad entre el 95-99%.

Por su parte, los fangos secundarios son los sólidos procedentes de los reactores biológicos, que son separados en el clarificador secundario. Según el régimen de operación del sistema (bajos o altos tiempos de retención celular o edad del fango), la materia orgánica puede estar parcialmente descompuesta, o con un elevado grado de mineralización, como ocurre en el caso de los sistemas de Aireación Prolongada. Su color es marrón oscuro y tienen un olor a tierra húmeda no desagradable, pero en su descomposición posterior se pueden hacer sépticos y generar olores desagradables. Su contenido en humedad varía entre el 98-99,5% y son difíciles de concentrar. Pueden espesarse directamente o enviarse a la decantación primaria, donde decantan conjuntamente con los fangos primarios, dando lugar a los fangos mixtos.

En las pequeñas EDAR es posible encontrar un tercer tipo de fangos, los generados en sistemas de Decantación-Digestión (Fosa Séptica y Tanques Imhoff) y los generados en Lagunas Anaerobias, sistemas recomendados en este Manual para el rango de población entre 50 a 1.000 h-e. Estos fangos, a diferencia de los fangos primarios anteriormente mencionados, se caracterizan por estar altamente digeridos y mineralizados (contenido en sólidos volátiles inferiores al 50%), al permanecer en el reactor durante un prolongado periodo de tiempo (mínimo 6 meses en Tanques Imhoff, 1 año en Fosas Sépticas y de 5 a 10 años en las Lagunas Anaerobias).

La composición y la cantidad de este tipo de fangos dependen, entre otros factores, de la frecuencia y la manera de llevar a cabo el vaciado de estos sistemas. A modo de ejemplo, en la Tabla 9.1 se recoge la composición media de los fangos generados en un Tanque Imhoff tras cinco años de operación continua.

Tabla 9.1. Composición típica de fangos en Tanque Imhoff

Punto de toma de muestra en el manto de fangos	% Materia Mineral	% Materia Volátil
Superficie	60%	40%
Intermedia	68%	32%
Fondo	72%	28%
Muestra compuesta	67%	33%

Datos CENTA-PECC.

En las Tablas 9.2 y 9.3 se muestran la composición de los fangos procedentes de Lagunas Anaerobias tras 4 años de operación, y su contenido en metales pesados.

Tabla 9.2. Composición típica de fangos de Lagunas Anaerobias

Punto de toma de muestra en el manto de fangos	% Materia Mineral	% Materia Volátil
Superficie	52%	48%
Intermedia	53%	47%
Fondo	60%	40%
Muestra compuesta	57%	43%

Datos CENTA-PECC.

Tabla 9.3. Contenidos en metales pesados de fangos en Lagunas Anaerobias

Componente	Concentración (ppm)	Componente	Concentración (ppm)
Hierro	7.900	Cadmio	0
Cobre	310	Níquel	7
Manganeso	90	Cromo	55
Zinc	1.200	Plomo	155

A medida que aumenta el tiempo de almacenamiento de los fangos, mayor es el grado de estabilización alcanzado. De hecho, un estudio reciente desarrollado por CENTA en un sistema de Lagunaje en operación continua durante 20 años, refleja que el porcentaje de materia volátil en los fangos acumulados en las lagunas anaerobias se reduce a un 35% (datos CENTA-PECC). En las lagunas facultativas y de maduración, donde se acumula una menor cantidad de fangos, el porcentaje de materia volátil es del 35% y 20%, respectivamente.

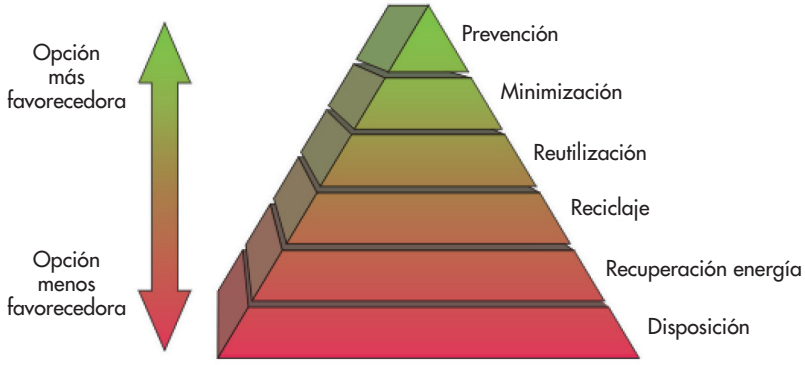
Se puede concluir, por tanto, que los fangos generados en las estaciones de tratamiento de aguas residuales presentan las siguientes características:

- Una elevado porcentaje de agua (95-99%), por lo que ocupan un volumen importante y son de difícil manipulación.
- Una alta concentración de materia orgánica (menor en los fangos generados en sistemas de decantación-digestión), por lo que entran fácilmente en descomposición (putrefacción), generando malos olores.
- Una gran cantidad de organismos patógenos, causantes de enfermedades.

9.3 MARCO NORMATIVO Y PLANIFICACIÓN

Los fangos o lodos de depuradora (LD) tienen la consideración de residuos (código 19 08 05, según el Listado Europeo de Residuos), en principio no peligrosos, salvo que existan vertidos industriales que aporten contaminantes tóxicos y peligrosos. Como al resto de residuos generados en el territorio español, les es de aplicación la Ley 10/98 de Residuos, que regula el marco normativo en la gestión de los mismos. Esta ley establece una jerarquía en la gestión de los residuos, en la que se potencia la prevención de la contaminación y la reutilización y reciclaje de estos productos, frente a su disposición final en vertederos controlados (Figura 9.1).

Figura 9.1. Jerarquía en la gestión de residuos (Ley 10/98)



La peculiaridad de los fangos de depuradoras, en cuanto a su tratamiento y gestión, fue abordada en el Plan Nacional de Lodos de Depuradora (PNLD, 2001-2006), en el que, siguiendo la jerarquía en la gestión que aparece en la Figura 9.1 y las directrices marcadas por la Unión Europea, se potenciaba la valorización de estos subproductos, principalmente, su aplicación en agricultura por su alto contenido en nutrientes. Igualmente, se contemplaba su valorización energética y, como opción última, su disposición en vertedero. Por tanto, siempre que los fangos cumplan los requisitos legales establecidos, que serán expuestos a continuación, se considera que la opción más sostenible es el reciclaje de nutrientes y materia orgánica mediante su aplicación al suelo.

Una vez finalizado el primer PNLD, y conseguidos en gran medida los objetivo propuestos, en el año 2008 se redactó un Segundo Plan Nacional de Lodos de Depuradoras de Aguas Residuales, que abarca el periodo 2008-2015, dentro del Plan Nacional Integrado de Residuos (PNIR). El nuevo plan de fangos (II-PNLD), vigente en la actualidad, tiene los siguientes objetivos cuantitativos:

- Valorización en usos agrícolas de, al menos el 70%, de los LD antes del 2011.
- Valorización energética de un 15% como máximo de los LD antes de 2011.

- Depósito en vertedero de un máximo de un 15% de los LD antes de 2011.
- Correcta gestión ambiental del 100% de las cenizas de incineración de LD.

Con frecuencia, en la valorización de los fangos tienen lugar varios tratamientos encadenados, a veces innecesarios e incluso perjudiciales desde el punto de vista ambiental. Por ello, un objetivo del nuevo Plan Nacional de Lodos de Depuradora (2008-2015), consiste en precisar los tratamientos realmente necesarios para optimizar la valorización de los LD.

En algunos casos es posible mejorar de manera significativa la eficacia de los tratamientos, introduciendo pequeñas modificaciones en los procesos. Las medidas que se adopten en este sentido propiciarán, no sólo una mejor gestión, sino también un abaratamiento. Igualmente, se pretende mejorar la eficiencia energética de estos procesos, minimizando los consumos de energía no renovables y produciendo ésta siempre que sea posible, por ejemplo, a partir del metano generado en los procesos anaerobios.

Según el II PNLD, los tratamientos aplicados actualmente en las EDAR son los siguientes:

- Digestión anaerobia mesofílica, con o sin aprovechamiento energético.
- Digestión anaerobia mesofílica, con o sin aprovechamiento energético del metano, seguida, en algunos casos, de compostaje y en otros de secado térmico, que puede ser seguido en algún caso por incineración.
- Deshidratación y compostaje.
- Deshidratación y secado térmico.
- Deshidratación, secado térmico y compostaje.
- Estabilización aerobia, con o sin compostaje posterior.
- Estabilización química.
- Secado térmico e incineración.
- Secado térmico y coincineración en cementeras.

La aplicación directa al suelo de fangos de depuradora sin tratar está prohibida por la Legislación Europea (DE 86/278/CEE), que fue transpuesta a la legislación nacional por el Real Decreto 1310/1990. El objeto principal de ambos textos normativos es regular la utilización de los fangos de depuradora en agricultura, de modo que se eviten efectos nocivos en los suelos, en la vegetación, en los animales y en el ser humano, al mismo tiempo que se estimula su correcta utilización. Asimismo, el Real Decreto impone una serie de disposiciones administrativas sobre el control de la producción y comercialización de los fangos tratados, que deberán ser controladas por las Comunidades Autónomas y, paralelamente, se crea el

Registro Nacional de Lodos, adscrito al Ministerio de Agricultura, Pesca y Alimentación (en la actualidad, Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino). Todo ello viene regulado por la Orden Ministerial de 26 de octubre de 1993 (BOE 5 de noviembre de 1993), sobre utilización de fangos de depuradoras en el sector agrario.

El Real Decreto 1310/1990 regula la utilización de fangos procedentes de depuradoras, haciendo referencia a:

- Exigencia de que todo fango destinado a la agricultura sea tratado previamente por vía biológica, química o térmica o sea sometido a un almacenamiento de larga duración o cualquier procedimiento adecuado, que reduzca de manera significativa el poder de fermentación de los fangos, así como los inconvenientes sanitarios de su utilización.
- Fangos que pueden o no utilizarse en las tierras agrícolas.
- Épocas en las que se prohíbe la aplicación de fangos tratados.
- Concentraciones de metales pesados permitidas en los fangos y en los suelos para que puedan aplicarse en ellos, así como las cantidades máximas de metales pesados aplicados por hectárea y año (ver Tablas 9.4 y 9.5).
- Documentación expedida sobre toda la partida de fangos tratados.

Tabla 9.4. Valores límite de concentración de metales pesados en los fangos destinados a su utilización agrícola (RD 1310/1990)

Parámetros	Valores límite (mg/kg de materia seca)	
	Suelos con pH menor de 7	Suelos con pH mayor de 7
Cadmio	20	40
Cobre	1.000	1.750
Níquel	300	400
Plomo	750	1.200
Zinc	2.500	4.000
Mercurio	16	25
Cromo	1.000	1.500

Tabla 9.5. Parámetros límite para las cantidades anuales de metales pesados que se podrán introducir en los suelos basándose en una media de diez años (RD 13010/1990)

Componente	Valores límite (kg/ha/año)	Componente	Valores límite (kg/ha/año)
Cadmio	0,15	Zinc	30,00
Cobre	12,00	Mercurio	0,10
Níquel	3,00	Cromo	3,00
Plomo	15,00		

Desde hace varios años, la Comisión Europea trabaja en el borrador de una nueva Directiva para la regulación del uso agrícola de los fangos de depuradora. Una de las novedades más destacables en la última *"Propuesta para una Directiva del Parlamento y el Consejo Europeo sobre aplicación de fangos al suelo (30 de abril de 2003)"*, es el establecimiento de límites para contaminantes orgánicos y dioxinas (AOX, LAS, DEHP, NEP, PAH, PCB, PCDD/F) en el fango. Asimismo, es resaltable las restricciones en el empleo de fangos en agricultura dependiendo del grado de tratamiento al que hayan sido sometidos estos residuos. En este sentido se habla de tratamientos avanzados, que persiguen la higienización del fango (reducción de 4 $\log_{10}$, en *Escherichia Coli*, con valores menores que 1 x 10^3 UFC/g MS; menos de 3 x 10^3 esporas de *Clostridium perfringens* en 1 g MS de fango tratado y ausencia de *Salmonella spp.* en muestra de 50 g MS) y tratamientos convencionales (reducción de 2 $\log_{10}$, en *Escherichia Coli*, con valores menores que 5 x 10^5 UFC/g MS).

La Tabla 9.6 muestra las restricciones previstas para la aplicación de los fangos de depuradora en agricultura, en función del grado de tratamiento recibido.

Tabla 9.6. Restricciones en la aplicación de fangos en agricultura según el nivel de tratamiento

Tipo de Cultivo	Tratamiento avanzado	Tratamiento convencional
Pasto	No restricciones	Inyección subsuperficial. Tiempo mínimo de tres semanas entre la aplicación y permitir que los animales pasten (*)
Cultivos de forraje	No restricciones	No cosechar en las tres semanas siguientes a la aplicación (*)
Tierras de labranza	No restricciones	Inyección subsuperficial ó realizando un arado profundo en menos de cuarenta y ocho horas
Cultivo de frutas y vegetales en contacto con el suelo	No restricciones	No cosechar durante los doce meses siguientes a la aplicación (*)
Cultivo de frutas y vegetales en contacto con el suelo, y consumo en crudo	No restricciones	No cosechar durante los treinta meses siguientes a la aplicación (*)
Árboles frutales maduros y viñas	No restricciones	Sí, por inyección sub-superficial y prohibiendo el acceso al público durante 10 meses tras la aplicación (*)
Terrenos no agrícolas donde el público en general incluyendo niños, tiene acceso	Sí, solamente si el fango está bien estabilizado, y sin olor	No permitido
Terrenos no agrícolas donde el público en general no tiene acceso	No restricciones	No restricciones

(*) los estados miembros pueden aumentar estos tiempos, tomando en cuenta sus particulares condiciones geográficas y climáticas.

La inclusión final de estos parámetros en la nueva Directiva supondrá, en caso de ser aprobada sin nuevas modificaciones, un aumento del nivel de tratamiento al que deben someterse los fangos y un mayor control del producto final obtenido para garantizar, de esta forma, una aplicación más segura de estos productos en la agricultura.

Por último, cabe destacar que existen dos normas estatales que afectan a la aplicación de fangos en agricultura, el Real Decreto 824/2005, de 8 de julio, sobre productos fertilizantes, que rige el uso de fangos de depuración y otros biosólidos en la elaboración de fertilizantes orgánicos y su comercialización, y la Directiva 91/676/ CEE, transpuesta a la legislación española mediante el Real Decreto 261/1996, sobre protección de las aguas contra la contaminación producida por los nitratos procedentes de fuentes agrarias.

En cuanto a la valorización energética de los fangos de depuradora, este aspecto no se encuentra regulado específicamente en ningún texto normativo, aunque existe una Directiva Europea relativa a la incineración de residuos (DE 2000/76/CE).

Por último, el vertido de los fangos en vertederos controlados está regulado por el Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero. Para proceder al depósito prolongado de los fangos de depuradora en un vertedero controlado éstos deben cumplir con las especificaciones definidas en este RD. Los LD pueden ser depositados en vertederos específicos de fangos o en vertederos combinados. Para su vertido, los fangos requieren de un tratamiento previo de estabilización y solidificación, pues no es posible el vertido de residuos líquidos. Asimismo, en el anexo II del Real Decreto, sobre criterios y procedimientos para la admisión de residuos, se especifican los procedimientos generales de prueba y admisión de residuos.

9.4 GESTIÓN DE FANGOS EN PEQUEÑAS POBLACIONES

Independientemente del destino final de los fangos (fines agrícolas, valorización energética o depósito en vertedero), éstos deben ser previamente tratados. El tratamiento de los fangos está dirigido a:

- La reducción de su contenido en agua.
- La estabilización de la materia orgánica, para evitar problemas de fermentación y putrefacción.
- Conseguir una textura adecuada para que los fangos resulten manejables y transportables.
- La reducción de los organismos patógenos.

Para alcanzar el primero de los objetivos propuestos, es necesario someter a los fangos a una etapa de deshidratación o secado. En el caso de la estabilización, ésta puede realizarse por vía química (adición de cal) o biológica (digestión aerobia o anaerobia). Tradicionalmente, se ha considerado que un fango está estabilizado si se consigue una eliminación del 38% de sus sólidos volátiles (SV) durante el tratamiento, incluyendo cualquier tratamiento posterior (US EPA, 1992). No obstante, una reducción del 38% en SV no garantiza que el fango, una vez en su destino final, pueda degenerarse produciendo malos olores (García *et al.*, 2003; Sobrados *et al.*, 2009).

Para evaluar el grado de estabilización alcanzado existen varios métodos propuestos por la US EPA (1992) y la WEF/IWA (2002):

- Digestión adicional de un fango digerido anaeróbicamente: se basa en la medida de la reducción de SV adicional en un fango previamente estabilizado, sometido durante 40 días a condiciones de anaerobiosis, sin carga ni descarga, y en un rango de temperatura entre 30 y 37°C. Si la reducción adicional de SV no supera el 17% se considera que el fango está estabilizado.
- Digestión adicional de un fango digerido aeróbicamente: se basa en la medida de la reducción de SV adicional en un fango previamente estabilizado, sometido durante 30 días a una digestión aerobia de fangos, sin carga ni descarga, a una temperatura de 20°C. Se considera que el fango está estabilizado si la reducción en SV no supera el 15%.
- Tasa específica de consumo de oxígeno (SOUR): aplicable a fangos digeridos aeróbicamente con un contenido en sólidos igual o inferior al 2%. Valores de SOUR superiores a 240 mg O_2/g SV.d son característicos de un fango activo sin estabilizar, considerando que el fango se encuentra estabilizado cuando el SOUR es inferior a 48 mg O_2/g SV.d.

Al igual que ocurre con el tratamiento de las aguas residuales, la gestión y el tratamiento de los fangos en pequeñas poblaciones están condicionados por los escasos recursos eco-

nómicos y técnicos que, generalmente, caracterizan a este tipo de núcleos. Asimismo, en ocasiones, la cantidad que se genera de fangos es insuficiente como para disponer de un tratamiento específico en la propia EDAR.

En función de la tipología de los fangos generados (grado de estabilización), se proponen las siguientes alternativas para su gestión:

Figura 9.2. Espesador de fangos por gravedad

1. En el caso de que el fango no esté estabilizado (normalmente plantas que sirven poblaciones entre 1.000-2.000 h-e con decantación primaria, a excepción de las Aireaciones Prolongadas), se recomienda su traslado a un centro de transferencia de residuos, o EDAR de mayor tamaño, dotada de línea de tratamiento de fangos y con capacidad suficiente para absorber los fangos procedentes de las plantas pequeñas de alrededor. En estos casos, en la EDAR de origen suele disponerse un espesador por gravedad y/o tolva de almacenamiento prolongado (ver Figura 9.2). Mediante la inclusión de estas unidades se persigue reducir el volumen de residuos y, de esta forma, retrasar la retirada de los mismos y el coste asociado al transporte.

   Si el contenido en arenas en los fangos es elevado, debido a que el diagrama de flujo para el tratamiento de las aguas residuales no incluya unidad desarenadora, o por cualquier otro motivo, se recomienda que los fangos se descarguen en la obra de llegada de la planta receptora de los mismos.

   En el caso de que esté favorecido el uso "in situ" del fango, es posible la estabilización y deshidratación del mismo mediante la aplicación de Humedales Artificiales, como se detallará en un punto posterior.

2. Si el fango está estabilizado (sistemas de decantación-digestión o fangos en exceso de sistemas de Aireación Prolongada) se pueden dar dos situaciones:

   a) Si se va a realizar un uso local del fango (aplicación en agricultura u otro uso permitido), se procederá a su deshidratación "in situ" mediante Eras de Secado o Humedales Artificiales. Asimismo, cuando la gestión de pequeñas EDAR se realice de forma mancomunada o consorciada, se contempla el empleo de equipos portátiles para la deshidratación del fango, tipo centrífuga transportable u otros, cuyos costes de adquisición, explotación y mantenimiento son compartidos por la mancomunidad.

b) En el caso de que no se contemple un uso local de los fangos, se recomienda el traslado de los mismos hacia una depuradora, dotada de línea de fangos con capacidad para su absorción, o directamente a vertedero. En el primero de los casos, se enviará el fango líquido, procediendo a su deshidratación previa "in situ", cuando el destino final sea un vertedero controlado.

En cualquier caso, el fango deberá ser debidamente caracterizado tras su tratamiento "in situ", previo a su aplicación en el destino final seleccionado. Asimismo, de forma habitual se dispone de un espesador o tolva de almacenamiento de fangos previo a los sistemas de deshidratación.

Las alternativas aquí presentadas, si bien son las recomendadas, no son las únicas aplicables. En cada caso particular, y en base una serie de factores, muchos de ellos coincidentes con los criterios de selección de las tecnologías de tratamiento de las aguas residuales (ver Capítulo 10 de este Manual), se deberá definir el tratamiento y la gestión más adecuados para los fangos de depuradora.

9.5 TRATAMIENTOS DE FANGOS "IN SITU" EN PEQUEÑAS ESTACIONES DEPURADORAS

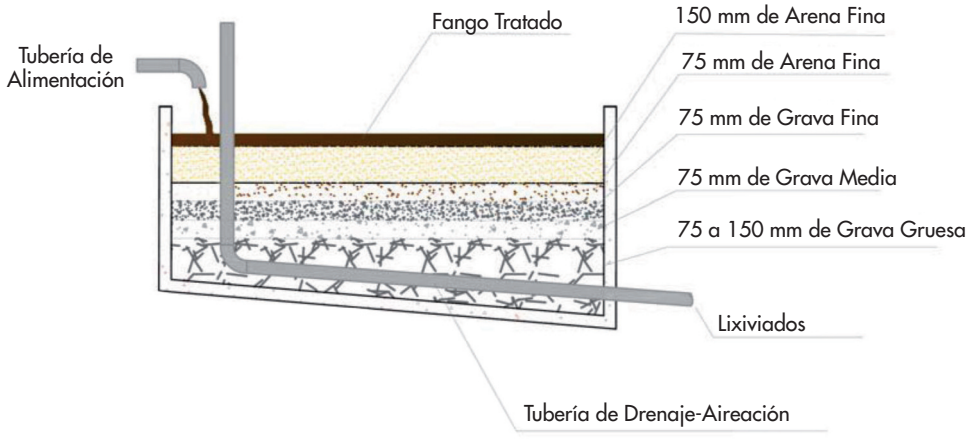
9.5.1 Eras de Secado

Esta tecnología de deshidratación "in situ" es aplicable a fangos previamente estabilizados, o con un alto grado de mineralización (fangos en exceso de sistemas de Aireación Prolongada y fangos acumulados en sistemas de Decantación-Digestión o en Lagunas Anaerobias).

Existen cuatro tipologías distintas de *Eras de Secado*: convencionales de arena, pavimentadas, de medio artificial y por vacío. Las más extendidas, y aplicadas comúnmente en pequeñas poblaciones, son las eras convencionales, por lo que en este apartado se realiza un descripción detallada de las mismas (Metcalf & Eddy, 2000).

Las *Eras de Secado* convencionales de arena están constituidas por una capa de material drenante, dividida en compartimentos, y sobre la que se vierte el fango en tongadas de 20-30 cm como máximo. La capa drenante suele estar compuesta por un lecho de arena (fina y gruesa), dispuesto sobre una capa soporte de grava de distintos tamaños (ver Figura 9.3).

Figura 9.3. Corte transversal de una Era de Secado de fangos (Metcalf&Eddy, 2000)



El secado de los fangos en las eras se logra mediante drenaje (filtración) y evaporación:

- En una primera fase, el agua abandona el fango por filtración a través de la arena, favoreciendo el desprendimiento de los gases ocluidos y disueltos, que tienden a hacer flotar los sólidos. Esta fase, que puede durar las 12-18 primeras horas, da como resultado una suspensión fangosa, de hasta el 20% de sequedad.

- La segunda fase de evaporación es más lenta, y produce una disminución de la capa de fangos, agrietando su superficie y favoreciendo la evaporación del agua de las capas inferiores, al ser las grietas cada vez más profundas. Al final de esta fase, el fango tendrá una consistencia tal que le permitirá ser paleable, alcanzándose niveles de sequedad del 40-60%. El tiempo de secado se prolonga de 10 a 15 días en condiciones favorables.

El fango a secar puede ser llevado a las eras a través de canales abiertos o de tuberías. En el primer caso, se emplean compuertas de tajadera a la entrada a cada era de secado y, en el segundo, el aislamiento se realiza mediante válvulas.

El sistema de drenaje subterráneo bajo la capa de soporte debe cuidarse al máximo. El número de tuberías y la pendiente de las mismas deben permitir un drenaje homogéneo de toda la masa de fango, y conducir toda el agua drenada a una arqueta de drenaje general, desde donde se bombeará a cabecera de instalación.

La extracción del fango se lleva a cabo, normalmente, de forma manual, vertiendo el fango seco en carretillas o cintas transportadoras, que lo conducen fuera de las eras para ser almacenados o cargados sobre camión. Con la retirada del fango también se elimina algo de arena de la capa drenante, al quedar adherida a la torta, lo que obliga, cada cierto tiempo, a reponer parte de la arena.

La superficie necesaria de las eras de secado depende, entre otros factores, del tipo de fango a deshidratar. En la siguiente tabla se muestra, en función del tipo de fango, la superficie necesaria de eras y la carga de fangos a aplicar.

Tabla 9.7. Valores típicos de las superficies necesarias para Eras de Secado y cargas a aplicar

Tipo de fango	Carga de fangos (kg de sólidos secos por m^2 y año)
Primario digerido	122-146
Primario y fangos de filtros percoladores digeridos	88-122
Primario y fango activado en excesos digeridos	58-98
Primario y fango de precipitación química digeridos	98-161

Metcalf & Eddy, 2000

La superficie total de las eras se divide en unidades menores, de tal forma que se llene cada una de ellas con la extracción normal de fangos digeridos correspondientes a dos días.

Las principales ventajas de las *Eras de Secado* radican en:

- Su bajo coste de implantación.
- El bajo contenido en humedad del producto final.

Como inconvenientes pueden citarse:

- La mano de obra que requieren, al no poderse emplear maquinaria para la extracción de los fangos secos, dado que por su peso podría dañar el sistema de drenaje subterráneo.
- La pérdida de parte de la arena, ¡unto con los fangos secos que se retiran, lo que obliga a su reposición cada cierto tiempo.
- La producción de malos olores si el fango no se encuentra suficientemente estabilizado.
- El no ser de aplicación en zonas de elevada pluviometría. No obstante, para salvar este obstáculo, y en los casos en los que sea necesario deshidratar el fango de forma continua a lo largo de todo el año, se pueden construir las eras bajo cubierta similares a la de los invernaderos.

Figura 9.4. Eras de Secado para la deshidratación de los fangos

Figura 9.5. Aspecto de los fangos deshidratados en Eras de Secado

9.5.2 Humedales Artificiales

El empleo de *Humedales Artificiales*, en su modalidad de flujo subsuperficial vertical, para la estabilización-deshidratación de los fangos generados en pequeñas poblaciones está ampliamente extendido en Dinamarca, EEUU, Francia y Reino Unido, y comienza a implantarse satisfactoriamente en Bélgica. En el caso de España, sólo existen algunas experiencias en Cataluña (Uggetti *et al.*, 2009).

Los principios que permiten emplear *Humedales Artificiales* como lechos para el secado de fangos, y que suponen una ventaja con respecto a las Eras de Secado, son los siguientes (Nielsen, 2003):

- Los tallos, rizomas y raíces de las plantas favorecen el drenaje del agua, al crear canales en profundidad (probablemente sea el efecto más significativo).

- El efecto del viento origina huecos en la superficie del fango, por movimientos de los tallos.
- La evapotranspiración se ve favorecida por la presencia de las plantas, lo que facilita el secado de los fangos.
- Las raíces de las plantas contribuyen a la transferencia de oxígeno entre las capas de grava, creando microespacios aerobios que favorecen la mineralización e higienización del fango permitiendo, en definitiva, alcanzar un mayor grado de estabilización.

Normalmente, los lechos presentan una profundidad de unos 80 cm y están constituidos por distintas capas de gravas, con una capa de arena en superficie (Figura 9.6).

Figura 9.6. Corte transversal de un Humedal Artificial para el secado de fangos (Ugetti et al, 2010)

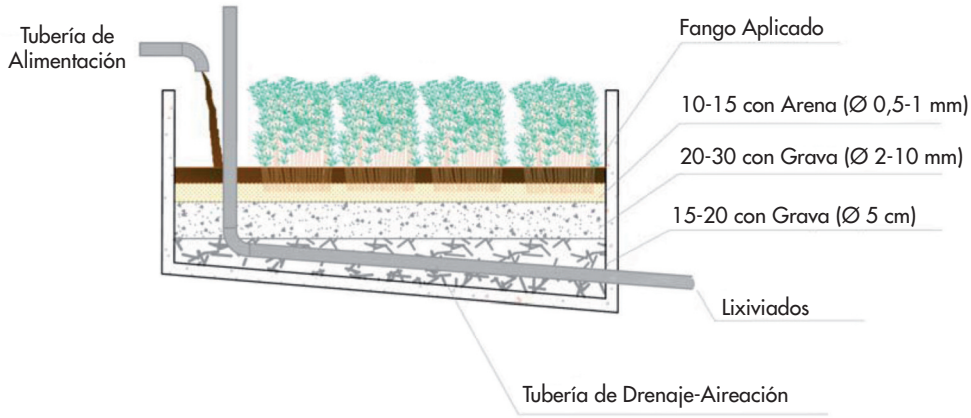


Figura 9.7. Secado de fangos en Humedales Artificiales

El principal parámetro de diseño de los humedales destinados al tratamiento de fangos es la carga superficial aplicada. En la Tabla 9.8 se presentan los valores de carga en varias experiencias desarrolladas en los distintos países donde se emplea esta tecnología para la deshidratación de fangos.

Tabla 9.8. Carga superficial de fangos aplicable a los Humedales Artificiales

País	Carga diseño (kg MS/m^2.año)
Estados Unidos	30
Francia	25 (recomendado 18 kg MS/m^2.año el primer año y posibilidad de aumentar hasta 60 kg MS/m^2.año cuando el humedal está estabilizado)
Bélgica	20-30 para fangos estabilizados vía aerobia, con un contenido del 45-65% en materia orgánica
Dinamarca	60 para fangos procedentes de sistemas de fangos activos con una elevada edad del fango (> 20 días) 50 para el resto
España	50-60

Como se puede comprobar, la carga de fangos aplicable a los *Humedales Artificiales* se puede establecer en torno a los 60 kg MS/m^2.año. No obstante, los valores recogidos en la Tabla 9.8 no tienen en cuenta el tiempo de reposo entre aplicaciones del fango y el vaciado al final del ciclo de funcionamiento. Cuando estos periodos se consideran, la carga final aplicada disminuye hasta los 30-35 kg MS/m^2.año.

Para permitir la existencia de periodos de alimentación y periodos de reposo, es necesario construir varios humedales en paralelo. El número de unidades dependerá de la capacidad de tratamiento de las instalaciones. A modo de ejemplo, para una instalación que trata una población de 400 habitantes equivalentes, el número de humedales implantados para el tratamiento de fangos debe ser de tres (Uggetti *et al.*, 2009).

En cuanto a la superficie requerida para el tratamiento de los fangos mediante *Humedales Artificiales* esta varía entre 1,5-4 habitantes equivalentes/m^2 (De Maeseneer, 1997). No obstante, algunos parámetros, como la composición del fango o las condiciones climáticas, también deben ser tenidos en cuenta durante el dimensionamiento (Nielsen, 2005 a,b).

La aplicación del fango sobre el humedal puede realizarse directamente desde los decantadores primario y secundario o tras un tanque de almacenamiento y homogenización. En el caso de que el diagrama de flujo de la EDAR incluya una unidad de decantación-digestión, no será necesario disponer del tanque de almacenamiento.

El periodo de alimentación del humedal puede durar de 1 a 2 días o incluso 1 o 2 semanas (Uggetti *et al.*, 2010). Tras la aplicación del fango es necesario dejar un periodo de reposo antes de la siguiente aplicación. Este período no debe ser muy prolongado durante

las primeras etapas de funcionamiento del humedal, ya que la rápida formación de la costra de fangos puede producir daños a la vegetación del lecho.

Los tiempos de reposo son variables (Nielsen, 2003), identificándose en la bibliografía periodos cortos (2-10 días) y prolongados (55-65 días en humedales viejos). Cuanto mayor es el número de humedales disponibles se hace más factible alargar las rotaciones y, de esta forma, conseguir un mayor grado de sequedad del producto final (Uggetti *et al.*, 2010).

La altura de la capa de lodos en el humedal se va incrementando con las sucesivas descargas de fango, hasta que alcanza una cota máxima, momento en el que se para la alimentación y el humedal se deja en una etapa final de reposo, con la que se consigue un mayor grado de deshidratación y mineralización. Esta etapa final puede tener una duración de entre 1-2 meses a un año. Posteriormente, la capa de fango seco es retirada junto con la vegetación del humedal, pudiéndose emplear para este fin una retroexcavadora. Esta acción debe realizarse con cierta precaución, tratando de evitar la retirada de la capa más profunda del fango seco, en la que se encuentran los rizomas para que, de esta forma, la vegetación vuelva a rebrotar sin necesidad de llevar a cabo una nueva plantación (Nielsen, 2003).

En cuanto a la puesta en marcha del sistema, se recomienda que la plantación se realice durante los meses de mayo/junio (en climas fríos, típicos del norte de Europa) pudiéndose adelantar este proceso a los meses de marzo/abril en España. La aplicación del fango sobre el humedal no debe realizarse inmediatamente tras la plantación, dejando un periodo de 1-2 meses para el crecimiento y establecimiento de la vegetación. La aplicación del fango debe realizarse de forma que en ningún caso la vegetación quede cubierta.

El tiempo medio de operación de los humedales para la deshidratación y secado del fango es de 10 años. La reducción de volumen alcanzada en los *Humedales Artificiales* depende de la concentración inicial del fango. Así, si se trata de fangos en exceso con una concentración de 0,6% en materia seca, la reducción del volumen de fangos puede alcanzar el 97%. En el caso de fangos espesados (3-4% de materia seca), la reducción puede llegar al 90%.

La concentración del producto final se encuentra, usualmente, entre el 20-40% de materia seca. Asimismo, la concentración de sólidos volátiles se reduce en un 25-30%, siendo el porcentaje de volátiles en el residuo final del 40-50% (Uggetti *et al.*, 2010).

El resultado de los procesos de deshidratación y estabilización del fango mediante *Humedales Artificiales,* es un producto que puede ser empleado en agricultura, bien directamente o bien tras un proceso de compostaje adicional. Por lo general, el contenido en metales pesados es menor a los valores definidos en el Real Decreto 1310/1990, aunque depende de la composición y origen del fango (Uggetti *et al.*, 2009).

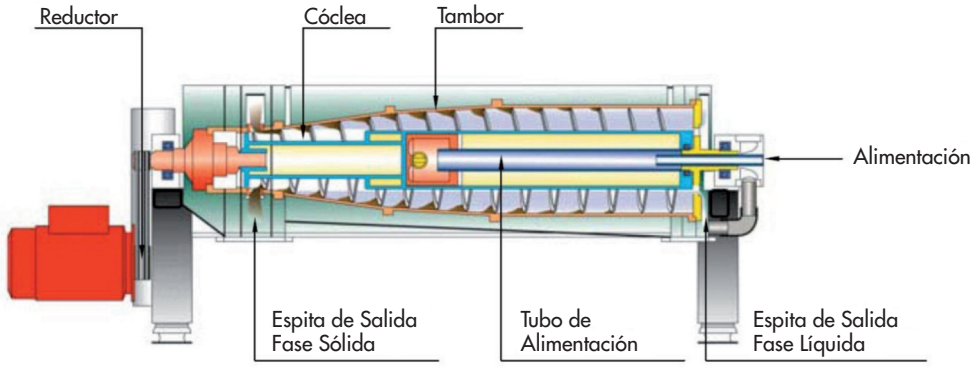
Las principales ventajas en la aplicación de humedales para la deshidratación de fangos se enumeran a continuación:

- Largos periodos de operación segura y con bajo mantenimiento.
- No requiere suministro eléctrico, salvo que sea necesario el bombeo de los fangos.
- Fácil construcción.
- Permiten realizar la deshidratación del fango en el punto de origen.
- La producción de lixiviados de alta calidad que son reconducidos a cabecera de planta.
- No producción de ruidos y perfecta integración paisajística.
- No requiere la adición de compuestos químicos.

9.5.3 Centrífugas

Las *Centrífugas* empleadas para la deshidratación de los fangos consisten, esencialmente, en un tambor cilíndrico-cónico que alberga en su interior un tornillo helicoidal. Ambos elementos giran a gran velocidad (Figura 9.8). Al introducir el fango en su interior, por efecto de la fuerza *Centrífuga*, la parte más pesada (fango) se deposita en la pared del tambor y es arrastrada por el tornillo hacia un extremo que gira a diferente velocidad, mientras que el agua sale por el extremo opuesto (Gallardo, 2009).

Figura 9.8. Esquema de una Centrífuga de deshidratación de fangos



Fuente: Aeration Argentina, S.A.

En las *Centrífugas* se distinguen tres zonas:

a) Lugar de inyección de la solución del polielectrolito y el fango. El fango se puede inyectar por un extremo u otro del tambor, al inicio de la parte cilíndrica o al inicio de la parte cónica, dependiendo del tipo de *Centrífuga*.

b) Parte cilíndrica o zona de clarificación. Es la zona de separación entre el sólido y el líquido. El diámetro del tambor tiene dos relaciones directas: a mayor diámetro, mayor consumo energético y a mayor diámetro, mayor velocidad radial y mayor fuerza *Centrífuga*, para una misma velocidad lineal.
c) Parte cónica. Es la zona de prensado y secado del fango previo a su salida.

Cuanto mayor es el ángulo formado entre el cilindro y el cono, mayor es la fuerza de reflujo que se produce, llegando incluso a romper la cohesión del fango y las partículas más finas se pondrán nuevamente en suspensión, siendo evacuadas con el líquido o lixiviado (se envía a cabecera de planta).

Otros conceptos importantes en estos equipos son:

- Velocidad del tambor. Cuanto mayor sea ésta, mayor es la fuerza *Centrífuga* y, por lo tanto, mejor será la separación.

- Velocidad diferencial entre el tambor y el tornillo. La hélice del tornillo es la que transporta el fango deshidratado a su salida. Existen diferentes sistemas para el accionamiento de ambos.

- Par torsor. Su relación directa con la velocidad diferencial y la sequedad de la torta hacen que sea el indicador más eficaz para el control de la *Centrífuga*.

- Materiales antidesgaste. Es fundamental este material antidesgaste de la hélice del tornillo y de la parte cónica del tambor.

La mayoría de estos equipos controlan el par de torsión, esto hace que sean equipos que rápidamente se adaptan a cualquier modificación de la calidad del fango o su acondicionamiento, sin influir en su funcionamiento y apenas en su rendimiento (sequedad final del fango).

Para la operación de estos equipos, se requieren que el fango se acondicione previamente mediante la adición de polielectrolito, lo que facilita el proceso de deshidratación.

La Tabla 9.9 recoge los rendimientos obtenidos en *Centrífugas* según el tipo de fango inicial.

Tabla 9.9. Rendimientos de las Centrífugas

Tipo de fango	Concentración de entrada (%)	Acondicionamiento (kg/t MS)	Sequedad (%)
Primario fresco	6-10	2-4	30-35
Mixto fresco	4-8	4-5	25
Mixto digerido	3-6	4-6	25
Estabilizado (vía aerobia)	3-5	4-6	20

Metcalf & Eddy, 2000

Figura 9.9. Centrífuga para la deshidratación de fangos

REFERENCIAS

García, A. I.; Gómez, X.; Morán, A.; Sánchez, M. E. 2003. Estabilización de lodos de depuradora: Seguimiento mediante termogravimetría. *Ingeniería química*, **403** pp. 140-148.

Garrardo A. 2009. *Deshidratación de Fangos*. XXVII Curso sobre Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras. CEDEX Tomo II.

De Maeseneer, J.L., 1997. Constructed wetland for sludge dewatering. *Water Science and Technology* **35** (5), 279–285.

Metcalf&Eddy (2000). *Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización.* McGraw-Hill. ISB: 84-481-1607-0.

Nielsen, S., 2003. Sludge treatment in wetland systems. In: Dias, V., Vymazal, J. (Ed.), Proceedings of Conference: *The Use of Aquatic Macrophytes for Wastewater Treatment in Constructed Wetlands* (IWA). 8–10 May, Lisbon, Portugal.

Nielsen, S., 2005a. Sludge reed bed facilities: operation and problems. *Water Science and Technology* **51** (9), 99–107.

Nielsen, S., 2005b. Mineralization of hazardous organic compounds in a sludge reed bed and sludge storage. *Water Science and Technology* **51** (9), 109–117.

Sobrados, L.; Laceras, A., Gómez, J.; García J. (2009). Estabilidad de un lodo. Concepto y métodos de evaluación del grado de estabilidad. *Tecnología del Agua* **304**, pp.: 22-27.

Standard ATV-A 123E. *Treatment and Disposal of Sludge from Small Sewage Treatment Plants*. (1985).

Uggetti, E; Llorens, E; Pedescoll, A; Ferrer, I; Castellnou, R; García, J. 2009. Sludge dewatering and stabilization in drying reed beds: characterization of three full-scale systems in Catalonia, Spain. *Bioresource Technology*, **100**(17): 3882-90.

Uggetti, E.; Ferrer, I.; Llorens E.; García J. 2010. Sludge treatment wetlands: A review on the state of the art. *Bioresource Technology* **101**(9): 2905-2912.

US EPA. (1992). "*Control of pathogen and vector attraction in sewage sludge*". EPA/625/R-92/013, Office of Research and Development, Washington DC.

WERF/WEF (2002). *Developing Protocols for Measuring Biosolids Stability*. IWA Publishing.

10. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LAS TECNOLOGÍAS DE TRATAMIENTO

10.1 INTRODUCCIÓN

Para garantizar el correcto funcionamiento de las instalaciones de tratamiento de aguas residuales, al objeto de generar un vertido final conforme a la legislación vigente, es de suma importancia la selección de la tecnología más apropiada para cada caso concreto. En este proceso de selección se deben considerar tanto criterios de carácter **técnico**, como **ambiental** y **económico**.

Teniendo en cuenta las particularidades de las pequeñas poblaciones (descritas en el Capítulo 1), a la hora de seleccionar las tecnologías apropiadas para el tratamiento de las aguas residuales en este ámbito poblacional, debe darse prioridad a aquellas soluciones técnicas, que cumpliendo con los requisitos de vertido exigidos, presenten unas demandas mínimas, tanto en consumo energético como en tiempo de operador y en mantenimiento de equipos, que ofrezcan un funcionamiento eficaz ante un amplio rango de caudales y cargas, con un riesgo de fallo o avería bajo y que, en caso de producirse esta avería, el deterioro de la calidad en el efluente sea el menor posible.

En este Capítulo se presentan y analizan los criterios, considerados prioritarios, para el proceso de selección de las tecnologías de tratamiento a implantar en las pequeñas poblaciones. Los criterios que se consideran son los siguientes:

- Criterios técnicos:
  - ♦ Calidad requerida del efluente según el medio receptor.
  - ♦ Tamaño de la población a tratar.
  - ♦ Superficie y características del terreno disponible para la construcción de la EDAR.
  - ♦ Origen y concentración de la contaminación en el agua residual.
  - ♦ Versatilidad del tratamiento.
  - ♦ Climatología.
  - ♦ Producción y calidad de los fangos generados.
  - ♦ Complejidad en la explotación y mantenimiento.
- Criterios ambientales:
  - ♦ Producción de malos olores.

- ♦ Generación de ruidos.
- ♦ Integración paisajística.

- Criterios económicos:

  - ♦ Costes de explotación.
  - ♦ Costes de implantación.

10.1.1 Utilización de los criterios de selección

Los criterios de selección presentados en este Capítulo tendrán una mayor o menor relevancia dependiendo de las circunstancias locales. Sin embargo, sí es posible establecer algunas pautas, con carácter general, a la hora de su utilización:

- El principal factor a tener en cuenta es la *calidad requerida del efluente* y, por tanto, la eficacia de cada tecnología para asegurar los límites exigidos en las autorizaciones de vertido.

- Son también básicos, el *tamaño de la población a tratar y las características del terreno disponible* para la ubicación de la EDAR (en especial la superficie), factores que pueden constituir un limitante objetivo a la aplicación de determinadas tecnologías.

- Del mismo modo, el *origen y la concentración de la contaminación en el agua residual influente* pueden llegar a ser determinantes en la elección de unas tecnologías u otras dado su diferente comportamiento ante influentes de distinta naturaleza.

- Respecto a las características del terreno hay que tener en cuenta que este factor, ¡unto con los factores ambientales, está muy ligado a la ubicación de la estación depuradora, por lo que el ingeniero proyectista debe estudiar con cuidado las diferentes alternativas y seleccionar el enclave más adecuado. Para realizar este estudio de alternativas, es necesario analizar la viabilidad económica de cada una de ellas teniendo en consideración los *costes de todo el sistema de saneamiento y depuración incluyendo colectores, bombeos y EDAR*. Tanto los costes de implantación como de explotación son fundamentales a la hora de determinar la sostenibilidad del propio sistema.

- Otro factor de gran importancia, es la *versatilidad del tratamiento*, entendiendo como tal tanto su capacidad de adaptación frente a las importantes variaciones de caudal y carga horarias (habituales en las pequeñas poblaciones), como su capacidad de afrontar incrementos estacionales de los caudales y cargas a tratar.

- El *factor climatológico* deberá ser tenido en consideración en aquellos lugares con inviernos muy fríos, donde sean habituales temperaturas bajo cero, en cuyo caso deberán tomarse las precauciones necesarias en el diseño de las instalaciones.

- Entre los criterios técnicos, más relacionados con la gestión de las instalaciones, deben tenerse en cuenta: la *cantidad y calidad de fangos generados* y la *complejidad de la operación y mantenimiento* de las infraestructuras.

- Por último no deben obviarse los criterios de carácter ambiental, puesto que el fin de las estaciones de tratamiento es evitar el deterioro de la calidad del medio ambiente. En este sentido, son tres los principales factores a tener en cuenta en la etapa de selección de tecnologías: la *producción de malos olores*, la *generación de ruidos* y la *integración paisajística* o impacto visual de las instalaciones.

Para facilitar el entendimiento de los puntos que se desarrollan en este Capítulo, la Tabla 10.1 recoge los acrónimos empleados para hacer referencia a las tecnologías descritas en los Capítulos 5, 6 y 7 del presente Manual.

Tabla 10.1. Acrónimos empleados para las tecnologías de depuración

Tratamiento	Acrónimo	Tratamiento	Acrónimo
Fosa Séptica	**FS**	Filtro intermitente de Arena (con recirculación)	**FAI_r**
Tanque Imhoff	**TI**	Infiltración-Percolación	**IP**
Decantación Primaria	**DP**	Contactor Biológico Rotativo	**CBR**
Lagunaje	**LA**	Lecho Bacteriano	**LB**
Humedal Artificial Flujo Subsuperficial Vertical	**HFSV**	Aireación Prolongada	**AP**
Humedal Artificial Flujo Subsuperficial Horizontal	**HFSH**	Reactor Secuecial	**SBR**
Filtro de Turba modificado	**FT_m**[1]	Reactor Biopelícula sobre Lecho Móvil	**MBBR**
Filtro Intermitente de Arena	**FIA**		

1 Filtro de Turba diseñado de acuerdo los nuevos criterios y parámetros recogidos en el Capítulo 6 del presente Manual.

10.2 CRITERIOS TÉCNICOS

10.2.1 Calidad requerida del efluente según el medio receptor

El fin último del tratamiento de las aguas residuales es evitar el deterioro de la calidad ambiental del medio receptor para, de esta forma, alcanzar el buen estado ecológico de las masas de agua, conforme a lo establecido en la Directiva 2000/60/CE. En este mismo sentido, la Directiva 91/271/CEE, relativa al tratamiento de las aguas residuales urbanas, establece diferentes niveles de tratamiento y calidad del efluente final de las EDAR, en función de las características del medio receptor. Concretamente, se definen tres posibles categorías de zonas de vertido: sensibles, normales y menos sensibles, que llevan asociadas exigencias de tratamiento.

Tal y como se describe en el Capítulo 1 del presente Manual, la normativa vigente, que regula el vertido de las aguas residuales urbanas, no define unos límites específicos para los efluentes generados en poblaciones menores de 2.000 habitantes equivalentes, pero sí exige un nivel de tratamiento adecuado. En la práctica, si el vertido se produce en zonas normales se exige un nivel de tratamiento secundario (eliminación de materia orgánica y sólidos en suspensión), o primario en los vertidos de menor entidad. En otros casos, por exigencias más estrictas del medio receptor (zonas con objetivos de calidad muy exigentes y/o zonas con alto riesgo de no alcanzar los objetivos medioambientales), se exige alcanzar un mayor nivel de calidad. Esto puede implicar introducir esquemas de tratamiento que consigan la nitrificación del efluente, la eliminación de nutrientes (N_T y P_T) y/o la desinfección del mismo.

En la Tabla 10.2 se establecen varios niveles de tratamiento teniendo en cuenta la legislación que regula el vertido de las aguas residuales al medio hídrico. Estos niveles están definidos por la concentración máxima permitida de los parámetros que comúnmente se emplean para caracterizar el grado de contaminación de las aguas (sólidos en suspensión, DQO, DBO_5 y contenido en nutrientes) y/o por el rendimiento del proceso depurativo.

Tabla 10.2. Niveles de tratamiento de las aguas residuales

Parámetros	Características					
	SS	DBO_5	DQO	$N\text{-}NH_{4+}$	O_T	P_T
Primario	Rto > 50%	Rto > 20%				
Secundario	<35 mg/l ó Rto > 90%	<25 mg/l ó Rto > 70%	<125 mg/l ó Rto > 75%			
Secundario con nitrificación	<35 mg/l ó Rto > 90%	<25 mg/l ó Rto > 70%	<125 mg/l ó Rto > 75%	<15 mg/l ó Rto > 70%		
Secundario con eliminación de nitrógeno	<35 mg/l ó Rto > 90%	<25 mg/l ó Rto > 70%	<125 mg/l ó Rto > 75%		<15 mg/l ó Rto > 70%	
Secundario con eliminación de fósforo	<35 mg/l ó Rto > 90%	<25 mg/l ó Rto > 70%	<125 mg/l ó Rto > 75%			<2 mg/l ó Rto > 85%

Para fijar los límites concretos de cada parámetro se han tenido en cuenta tanto la Directiva 91/271/CEE como el Reglamento del Dominio Público Hidráulico que desarrollaba la antigua Ley de Aguas (Ley 29/1985), en cuanto al $N\text{-}NH_4^+$ se refiere.

Por otro lado, en aquellos casos en los que se plantee como alternativa la evacuación de los vertidos depurados a través del terreno, los efluentes deberán ser sometidos, al menos, a un tratamiento primario. En el caso de que el sistema de evacuación sea un filtro verde el nivel de tratamiento exigido será secundario, a fin de evitar incompatibilidades con la normativa que regula la reautilización de las aguas generadas (Real Decreto 1620/2007). Cualquier otro tipo de evacuación del agua depurada, que implique la reutilización de las mismas, deberá cumplir con las exigencias de calidad recogidas en la mencionada norma.

En todo caso, habrá de tenerse en cuenta, que la calidad requerida en el efluente depurado la fijan los Organismo de Cuenca, en las correspondientes autorizaciones de vertido.

De acuerdo al nivel de tratamiento que permiten alcanzar, se ha procedido a clasificar el conjunto de tecnologías que se contemplan en este Manual (Tabla 10.3). En los casos en los que la tecnología puede alcanzar distintos niveles de tratamiento según su diseño, se ha considerado el nivel máximo de tratamiento contemplado en el Manual.

Algunos de los tratamientos recogidos en la Tabla 10.3 como secundarios con nitrificación, tales como Humedales Artificiales, Lechos Bacterianos y Contactores Biológicos Rotati-

Tabla 10.3. Niveles de tratamiento alcanzado según la tecnología implantada

Tecnología	Nivel de tratramiento	Características					
		SS (%)	DBO_5 (%)	DQO (%)	$N\text{-}NH_{4+}$ (%)	N_T (%)	P_T (%)
FS o TI	Primario	50-60	20-30	20-30	–	–	–
DP	Primario	60-65	30-35	–	–	–	–
LA	Secundario (a excepción de los SS) [1]	40-80	75-85	70-80	30-70	40-80	30-60
HFSH	Secundario	90-95	85-90	80-90	20-25	20-30	20-30
HFSV	Secundario con nitrificación	90-95	90-95	80-90	60-70	60-70	20-30
FT_m	Secundario con nitrificación	85-95	90-95	80-90	85-95	15-20	70-80
FIA	Secundario con nitrificación	90-95	90-95	80-90	70-80	40-50	15-30
FIA_r	Secundario con nitrificación	90-95	90-95	80-90	70-80	40-50	15-30
IP	Secundario con nitrificación	90-95	90-95	80-90	70-80	40-50	15-30
CBR	Secundario o Secundario con nitrificación[2]	85-95	85-95	80-90	60-80	20-35	10-35
LB	Secundario o Secundario con nitrificación [2]	85-95	85-95	80-90	60-80	20-35	10-35
AP	Secundario con nitrificación o Secundario con eliminación de N_T [2]	85-95	85-95	80-90	90-95	80-85	20-30
SBR	Secundario con nitrificación o Secundario con eliminación de N_T [2]	> 90	> 90	80-90	90-95	80-85	55-65
MBBR	Secundario o Secundario con nitrificación o Secundario con eliminación de N_T [2]	85-95	85-95	80-90	90-95	70-80	20-30

[1] El Lagunaje no cumple el requisito de los SS, si no es en una muestra filtrada, debido a la presencia de microalgas en el efluente.
[2] Según como se diseñe el proceso se alcanza uno u otro nivel de tratamiento.

Figura 10.1. Concentraciones esperadas en el efluente de los sistemas de tratamiento recogidas en el Manual para los parámetros de vertido contemplados en el RD 11/1995

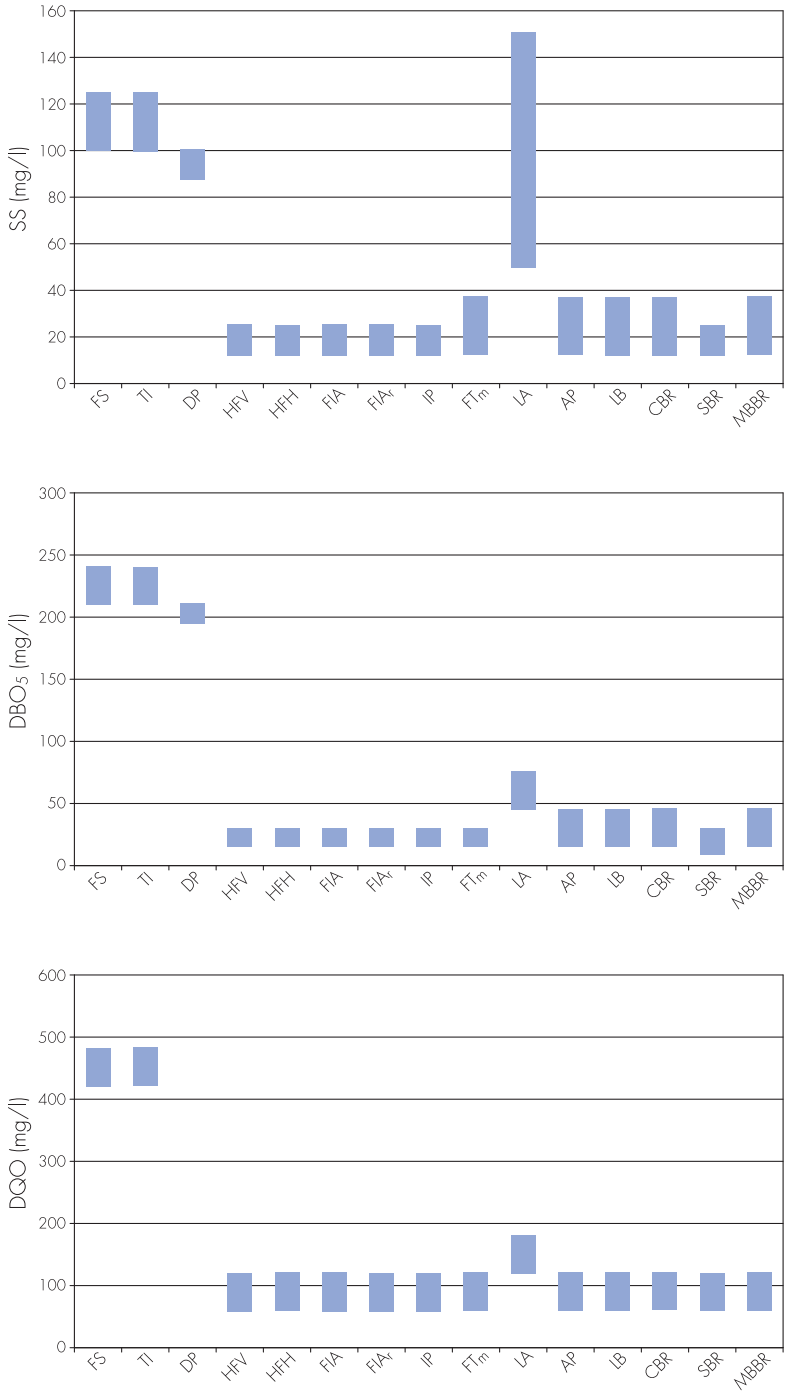
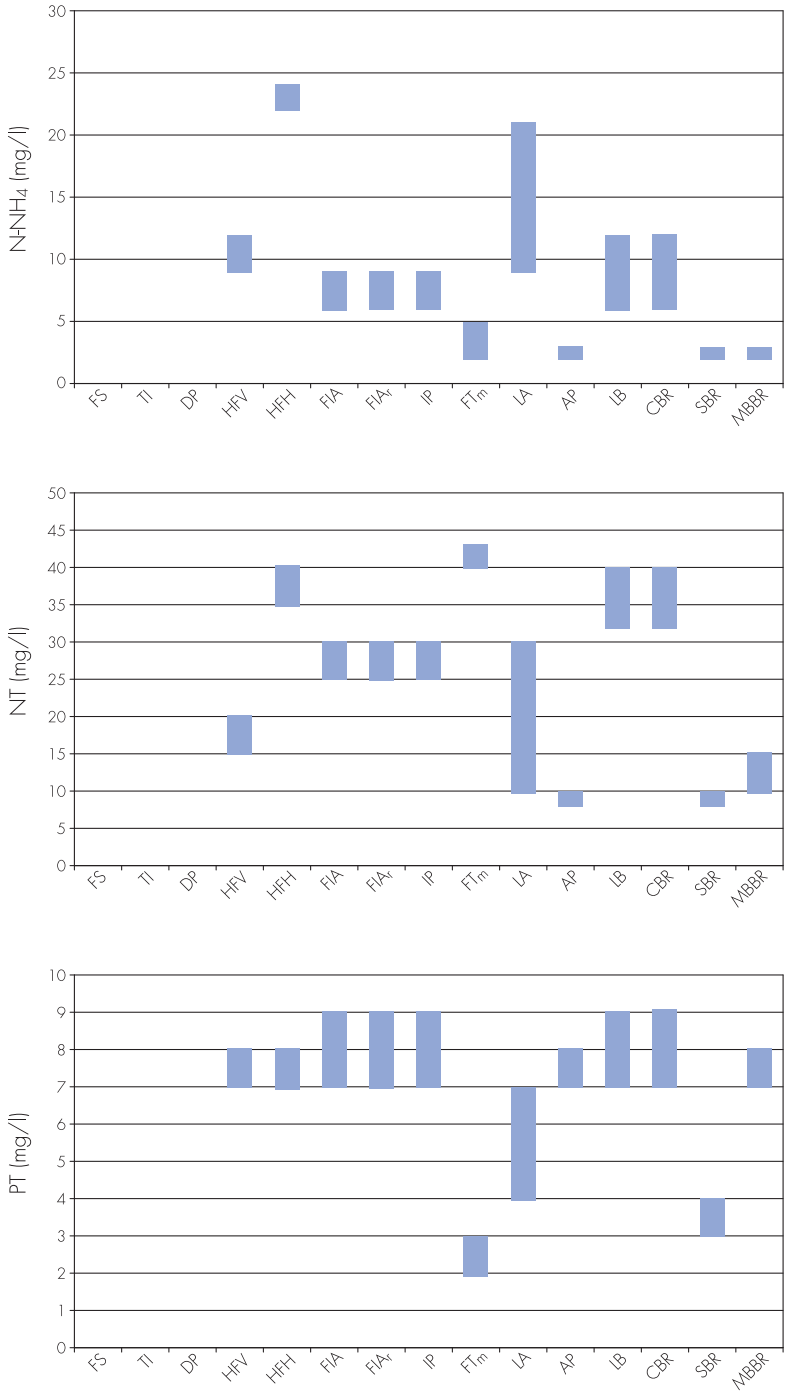


Figura 10.1. Concentraciones esperadas en el efluente de los sistemas de tratamiento recogidas en el Manual para los parámetros de vertido contemplados en el RD 11/1995 (continuación)



vos, presentan también cierto potencial de desnitrificación, existiendo diseños específicos basados en la combinación de condiciones anaerobias-anóxicas-aerobias, orientados a la eliminación de nitrógeno. Sin embargo, estos diseños aún no han sido suficientemente estudiados en España y por ello no han sido contemplados en este Manual.

En cuanto a la eliminación del fósforo, tal y como se comprueba en la Tabla 10.3, la mayor parte de las tecnologías basadas en procesos biológicos presentan rendimientos no superiores 30-35%. Únicamente, los Filtros de Turba (por la propia naturaleza del material filtrante) y los Reactores Secuenciales presentan un mayor potencial para eliminar el fósforo, si bien ninguno de ellos asegura un rendimiento superior al 80% de forma continua si no es acompañado de precipitación con agentes químicos. Para el resto de tecnologías, es necesario incluir en el esquema de tratamiento una unidad para la precipitación química del fósforo mediante sales de hierro o aluminio. En los procesos de fangos activos la eliminación del fósforo se consigue por coprecipitación en el propio reactor. En los procesos de biopelícula (LB, CBR, MBBR) es necesario incorporar una cámara de coagulación- floculación previa a la decantación secundaria. Los procesos que no disponen de decantación secundaria, presentan mayores dificultades para la eliminación del fósforo, siendo necesaria la instalación de un decantador adicional en cola de tratamiento para la eliminación del mismo.

En el caso de que se requiera la desinfección del efluente final, será preciso incluir en el diagrama de flujo una unidad específica de desinfección. Tan solo en el Lagunaje y los sistemas de filtración en Arena (Filtros Intermitentes de Arena e Infiltración Percolación) es posible alcanzar un cierto nivel de desinfección (entre 2 y 3 unidades logarítmicas de coliformes fecales Filtros Intermitentes de Arena y entre 3 y 4 unidades en el Lagunaje y la Infiltración Percolación).

Las siguientes gráficas muestran la concentración esperada en el efluente final de los parámetros de control para cada una de las tecnologías contempladas en el Manual, cuando se tratan aguas residuales con una concentración tipo (ver Capítulo 3).

10.2.2 Tamaño de la población a tratar

En la Tabla 10.4 se recogen los rangos de población en los que se recomienda la aplicación de las diferentes tecnologías de tratamiento. Para cada rango, la zona más oscura refleja el intervalo de población para el que la tecnología se considera especialmente recomendable.

10.2.3 Superficie y características del terreno disponible para la construcción de la EDAR

La *superficie* disponible para la implantación de las estaciones de tratamiento limita el número de tecnologías que son potencialmente aplicables. En base a la superficie disponible para la construcción de la EDAR, unas tecnologías serán más adecuadas que otras, e incluso se podrán descartar determinadas tecnologías por limitación de espacio.

Tabla 10.4. Rango de aplicación recomendable para las diferentes tecnologías de depuración

Tecnología	Rango de población (h-e)			
	50-200	200-500	500-1.000	1.000-2.000
FS				
TI				
DP				
Laguna Anaerobia [1]				
LA				
HFSV y HFSH				
FT_m				
FIA				
FIAr				
IP				
CBR				
LB				
AP				
SBR [2]				

[1] Las Lagunas Anaerobias se pueden emplear como tratamiento primario en depuradoras con tratamiento secundario posterior.
[2] Existen pocas experiencias de ambas tecnologías en España en este rango de población, además la tecnología del MBBR está aún en fase de desarrollo.

La Tabla 10.5 clasifica las diferentes tecnologías en función de la superficie requerida para su implantación (m^2/habitante equivalente). Para realizar la categorización se ha tomado como referencia la superficie requerida por habitante equivalente obtenida para una

Tabla 10.5. Clasificación de tecnologías según superficie requerida para su implantación

Requerimientos de superficie	Tecnologías
Muy Bajo (< 1 m^2/habitantes equivalente)	AP LB CBR MBBR [1] SBR [1]
Bajo (1-3 m^2/habitantes equivalente)	FIA
Medio (3-5 m^2/habitantes equivalente)	FIA FT_m HFSV
Alto (5-7 m^2/habitantes equivalente)	I-P
Muy Alto (> 7 m^2/habitantes equivalente)	LA HFSH

[1] Si bien en los apartados 7.5 y 7.6 del presente Manual, dedicados a las tecnologías SBR y MBBR, no se ha estimado la superficie de implantación necesaria para dichas tecnologías, éstas se clasifican en el rango más bajo al tratarse de tecnologías más compactas que la AP.

población de 1.000 h-e. Dicha superficie incluye no sólo la construcción de todo el sistema de tratamiento sino también las infraestructuras auxiliares (ver Capítulo 3).

En relación a las características del terreno, los terrenos de *difícil excavación* dificultan en general la construcción de las instalaciones de la EDAR, de forma que cuanto mayor sea el volumen de excavación requerido, más costosa y compleja será la implantación. Así en estas circunstancias los tratamientos extensivos podrían estar desfavorecidos. Lo mismo ocurre en terrenos que presenten *pendientes* muy acusadas, ya que los tratamientos extensivos en general requieren pendientes suaves del terreno para su implantación.

Otro factor importante asociado al terreno es el *nivel freático*. La presencia de acuíferos someros o la cercanía de zonas vulnerables, puede hacer inviable el empleo de ciertas tecnologías que requieren una excavación en profundidad (sistemas parcialmente enterrados) o que se basan en la aplicación del vertido sobre el terreno (después de un tratamiento primario y/o secundario), caso de Zanjas Filtrantes y Filtros Verdes.

10.2.4 Origen y concentración de la contaminación en el agua residual

- ***Origen de la contaminación***

  Todos los tratamientos recogidos en este Manual presentan un buen comportamiento frente a aguas residuales con contaminación de origen urbano. La presencia de aguas residuales de origen industrial, puede llegar a tener consecuencias negativas en el tratamiento y afectar a la calidad del efluente, dependiendo del tipo de industria. De los tratamientos recopilados en el Manual, los tratamientos intensivos y, en especial los de Fangos Activos en cualquiera de sus modalidades (AP, SBR), presentan una mejor capacidad, aunque limitada, de adaptación ante este tipo de vertidos. Además, la biomasa en tratamientos de biopelícula (LB, CBR y MBBR), en general, resisten bien las puntas tóxicas, incluso frente a sustancias que no asimilaría un proceso de Fangos Activos.

- ***Concentración de la contaminación***

  Las características de las aguas residuales generadas en las pequeñas poblaciones, en lo referente a su *concentración de contaminantes*, varían de unas localizaciones a otras y dependen, directamente, de las condiciones locales (población, sus hábitos, grado de industrialización, etc).

  Tal y como se ha comentado en los Capítulos 5, 6 y 7, algunas tecnologías de tratamiento se adaptan mejor que otras a los distintos niveles de contaminación que pueden presentar las aguas residuales a tratar.

  En la Tabla 10.6 se clasifican los tratamientos secundarios contemplados en este Manual, en función de su capacidad para tratar aguas residuales más o menos contaminadas: contaminación fuerte (350-500 mg DBO_5/l), media (150-350 mg DBO_5/l) o débil (<150 mg DBO_5/l).

Tabla 10.6. Clasificación de los tratamientos secundarios según su capacidad de adaptación al grado de contaminación de las aguas residuales

Tipo de agua residual	Tecnologías		
	Muy adecuado	Adecuado	Menos adecuado
De contaminación fuerte	AP / SBR	HFSV / FT_m / FIA / FIA_r / IP / CBR / LB / MBBR	LA / HFSH
De contaminación media	Todos los tratamientos son adecuados		
De contaminación débil	LA / HFSV / HFSH / FIA / FIA_r / IP / LB / CBR / MBBR	FT_m	AP / SBR [1]

[1] Las tecnologías AP y SBR pueden presentar problemas de operación cuando la concentración de DBO_5 es inferior a 100 mg/l.

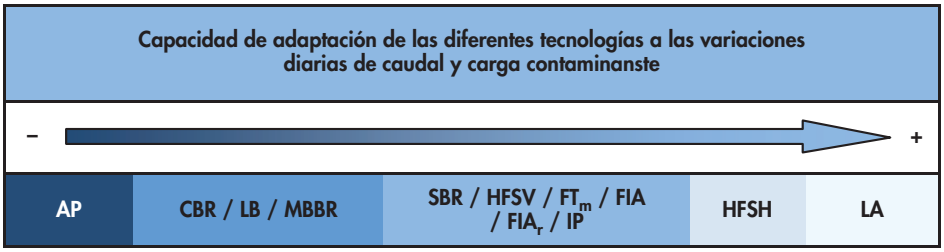
10.2.5 Versatilidad del tratamiento

Capacidad de adaptación ante las variaciones diarias de caudal y de contaminación

Las variaciones de caudal y de concentración de contaminantes a lo largo del día suelen ser muy acusadas en pequeñas poblaciones debido a la concentración de la actividad en pocas horas a lo largo del día. Estas variaciones llevan asociados cambios en la carga horaria, hidráulica y contaminante que recibe la depuradora, y que dependen del tamaño concreto de la población (son más acusadas cuanto más pequeña es la aglomeración), del tipo de población de que se trate (rural o urbana), y del nivel de infiltración existente en la red de saneamiento (un alto grado de infiltración se traduce en una amortiguación de las variaciones y en una dilución de la contaminación).

Todas las tecnologías de tratamiento descritas en el Manual presentan cierta capacidad de adaptación a estas variaciones, si bien, algunas presentan un mejor comportamiento ante las mismas. En la Tabla 10.7 se ordenan las tecnologías en función de su capacidad de adaptación a estas fluctuaciones de caudal y carga.

Tabla 10.7. Clasificación de las tecnologías según su capacidad de adaptación a variaciones diarias del agua residual influente



Las tecnologías extensivas, que disponen de un tiempo de retención hidráulica alto, caso del Lagunaje y de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal, son las que mejor se adaptan a las variaciones diarias en la alimentación de agua residual.

Otras tecnologías extensivas como Filtros de Arena, Filtros de Turba y Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Vertical, presentan una notable capacidad de adaptación a las variaciones diarias, debido a que la alimentación se realiza de forma temporizada, y por lo tanto requieren de un depósito con cierta capacidad de regulación, aspecto que contribuye a amortiguar las puntas, siempre que este depósito, se diseñe con capacidad suficiente.

Por otro lado, y dentro de las tecnologías intensivas, los procesos de biopelícula presentan, en general, un mejor comportamiento que los de biomasa en suspensión convencionales frente a este tipo de variaciones.

No obstante los reactores secuenciales presentan una gran capacidad de adaptación a las variaciones diarias de caudal y de contaminación, al poder ajustar sus ciclos de funcionamiento a las características de la alimentación y al disponer de una superficie de decantación muy superior a la de la Aireación Prolongada convencional.

Los tratamientos primarios (Fosa Séptica, Tanque Imhoff, Decantación Primaria) que se disponen en cabecera de la mayoría de los tratamientos, no tienen en principio por qué presentar problemas frente a las variaciones diarias de caudal, siempre que estén diseñados para el caudal punta que va a recibir la instalación.

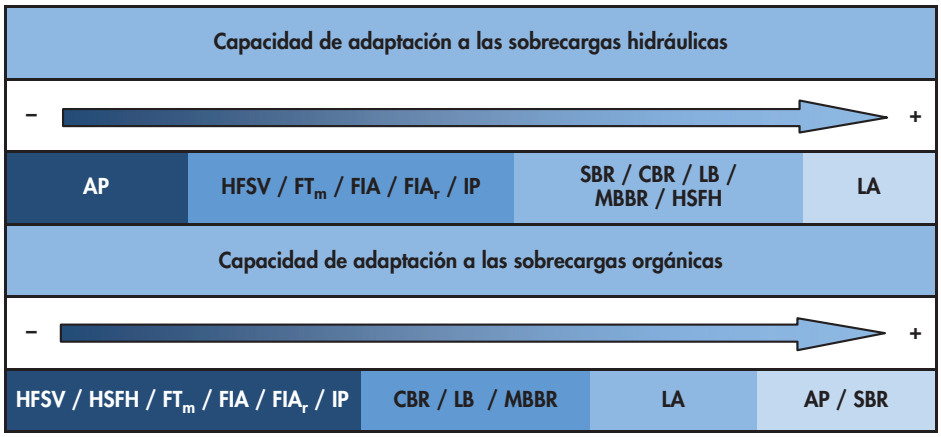
- ***Capacidad de adaptación ante sobrecargas hidráulicas y orgánicas de carácter puntual***

A parte de las fluctuaciones diarias, las estaciones de tratamiento pueden recibir sobrecargas hidráulicas y de contaminación de carácter puntual (cargas orgánicas e hidráulicas superiores a los valores de diseño), asociadas a vertidos incontrolados en la red de saneamiento o al aporte de aguas pluviales cuando se emplean redes unitarias. Estos fenómenos son más acusados y más graves en pequeñas poblaciones y especialmente en zonas donde las precipitaciones presentan mayor intensidad.

En la Tabla 10.8 se ordenan los tratamientos en función de su capacidad para absorber sobrecargas hidráulicas y de contaminación de forma temporal sin que el rendimiento del proceso se vea afectado.

La Decantación Primaria y el Tanque Imhoff son muy sensibles a las sobrecargas hidráulicas, ya que su rendimiento depende de la carga hidráulica aplicada. Frente a sobrecargas orgánicas se mantiene el rendimiento, pero al recibir un influente más concentrado también el efluente presentará mayor grado de contaminación.

Tabla 10.8. Clasificación de las tecnologías según su capacidad de adaptación ante sobrecargas hidráulicas y de contaminación



Capacidad de adaptación a variaciones estacionales

En este punto se analiza la capacidad de adaptación de las tecnologías a los cambios generados por las variaciones estacionales de población. Estos cambios pueden ser de corta duración (fines de semana) o de larga duración (vacacional).

En la mayoría de los casos, las variaciones estacionales de larga duración se tienen en cuenta durante la etapa de diseño de las instalaciones, mediante la inclusión de factores de corrección o seguridad o bien, cuando las variaciones son importantes, mediante la incorporación de varias líneas de tratamiento. En el caso de que los cambios sean de corta duración, las tecnologías que presentan una mayor inmediatez en su puesta en marcha son las que mejor se adaptan a estos cambios. Debido a la dificultad de adaptación de la biomasa bacteriana, los tratamientos biológicos en general no responden bien a variaciones estacionales de corta duración, por lo que resulta difícil su aplicación, en especial cuando el coeficiente de estacionalidad es alto. Por ello es habitual recurrir a la combinación de tratamientos biológicos con tratamiento físico-químicos.

10.2.6 Climatología

La temperatura es el factor climatológico de mayor importancia, y afecta especialmente a los procesos biológicos, ya sea en el tratamiento del agua residual o en la estabilización de los fangos.

En zonas con inviernos muy fríos se deben tener en cuenta factores de seguridad en el dimensionamiento para compensar la disminución del rendimiento, así como cualquier otra medida adicional que requiera la instalación para hacer frente a las bajas temperaturas y analizar sus consecuencias a nivel económico.

En los climas extremos, donde se produzcan frecuentes heladas y la media mensual de la temperatura ambiente en el mes más frío no supere los 5°C (en estas circunstancias y en pequeñas poblaciones rurales se alcanzarán temperaturas en el agua residual por debajo de los 10°C) los procesos biológicos de depuración se verán afectados no sólo por la reducción de la actividad microbiana, sino también por posibles problemas de congelación del agua en las superficies en contacto con el aire así como en las tuberías y sistemas de distribución del agua residual y del fango, que deberán aislarse térmicamente.

En estas circunstancias extremas, se ven favorecidos aquellos tratamientos que pueden disponerse enterrados (básicamente Fosas Sépticas y Tanques Imhoff) así como aquellos que puedan cubrirse con relativa facilidad, resguardando directamente el proceso biológico o construyendo toda la planta bajo un edificio (tratamientos intensivos). Los Lechos Bacterianos, aunque no pueden cubrirse con facilidad y son sensibles a las corrientes de aire frío (ver en el Capítulo 7 el apartado: "Influencia de las condiciones meteorológicas" en Lechos Bacterianos), tienen la opción de aislarse térmicamente y trabajar con ventilación forzada para hacer frente a climas muy fríos.

Todas estas medidas redundarán lógicamente en mayores costes de implantación, lo cual deberá ser tenido en consideración en el proceso de selección.

Dentro de los tratamientos extensivos, aquellos en los que el flujo de agua es totalmente subsuperficial, caso de los Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial Horizontal (HFSH), presentan una mayor protección frente al frío, mientras que el Lagunaje, debido a la gran cantidad de superficie en contacto con el aire ambiente, es el más vulnerable.

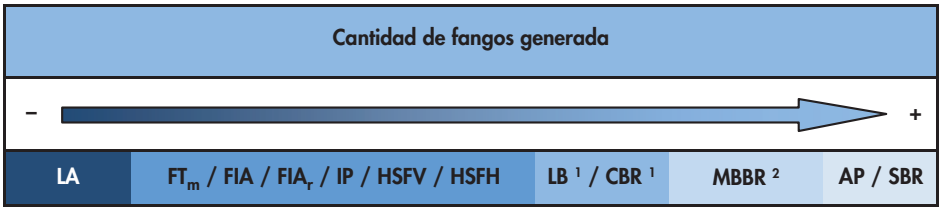
10.2.7 Producción y calidad de fangos generados

La generación de fangos y los posibles usos finales de los mismos, son factores a tener en cuenta en el proceso de selección de la tecnología más adecuada para cada caso particular. Tal y como se describe en el Capítulo 9 del presente Manual, en función de la cantidad y del grado de mineralización o estabilización del fango generado, el destino final previsto y otros aspectos de carácter técnico-económico, se puede optar por su tratamiento *in situ* o su traslado a otra instalación de tratamiento.

En cualquier caso, la producción de fangos lleva implícita la obligatoriedad de su gestión y, consecuentemente, complica, en mayor o menor medida, la gestión de la estación depuradora. Por ello, a la hora de seleccionar la tecnología a implantar, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos: cantidad de fangos generada, grado de estabilización de los fangos y frecuencia requerida para la retirada de los mismos. En las Tablas 10.9, 10.10 y 10.11 se clasifican los tratamientos en base a estos tres factores fundamentales.

A fin de facilitar la comparación entre tecnologías en la Tablas 10.9 y 10.11, en los casos en los que el diagrama de flujo incorpore un tratamiento primario, éste se ha considerado como Tanque Imhoff, cuyos fangos se suman a los generados en el tratamiento biológico.

Tabla 10.9. Clasificación de las tecnologías según la cantidad de fangos generados



[1] En caso de emplear decantador primario en lugar de Tanque Imhoff, la cantidad de fango generada sería equiparable a la de un proceso de Aireación Prolongada o SBR.
[2] En caso de emplear decantador primario en lugar de Tanque Imhoff, la cantidad de fango generada sería superior a la de un proceso de Aireación Prolongada o SBR.

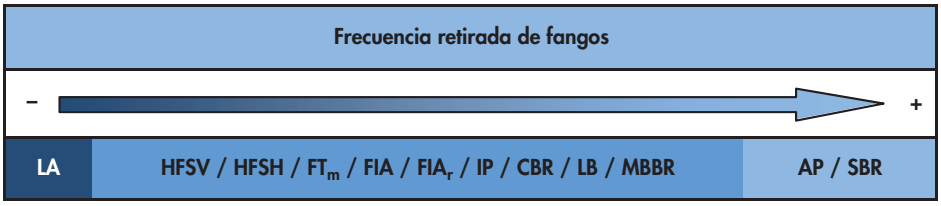
Los Filtros de Turba, Filtros Intermitentes de Arena, Infiltración-Percolación y Humedales Artificiales no generan por sí mismos fangos biológicos, pero si otro tipo de subproductos que no requieren de un tratamiento de estabilización posterior (los Humedales generan biomasa vegetal, del orden de 40 tn/ha·año y los Filtros de Arena y de Turba el residuo trimestral del rastrillado). En tales casos la producción de fangos corresponde, por tanto, a la del tratamiento primario que habitualmente acompaña a estos sistemas (FS o TI).

Tabla 10.10. Clasificación de tecnologías según el grado de estabilización de los fangos generados

Tecnología	Estabilización del fango	
	Sí	No
FS	✗	
TI	✗	
DP		✗
LA	✗	
CBR [1]		✗
LB [1]		✗
AP	✗	
SBR	✗	
MBBR [1]		✗

[1] Si se dispone como tratamiento primario FS/TI o Laguna Anaerobia, a los que se envían también los fangos en exceso, se puede lograr la estabilización de los mismos.

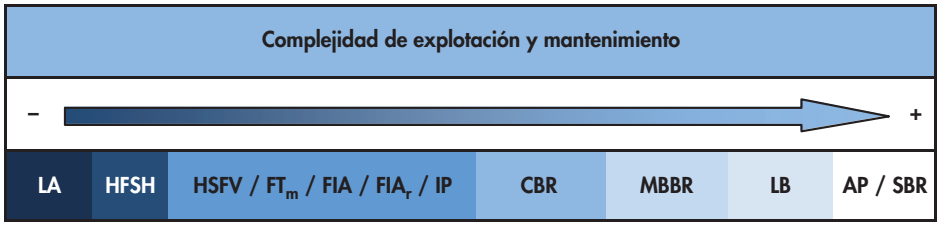
Tabla 10.11. Clasificación de tecnologías según la frecuencia de la retirada de fangos generados



10.2.8 Complejidad en la explotación y mantenimiento

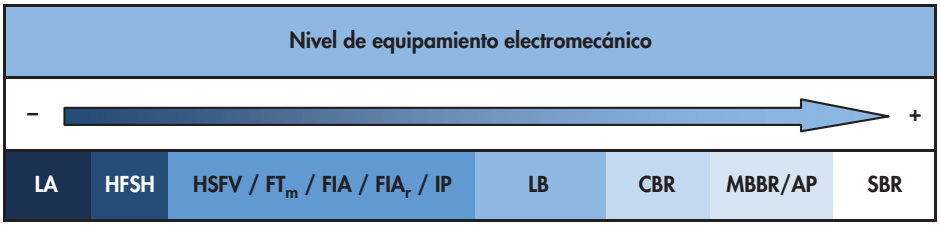
Si bien el actual desarrollo de sistemas de control remoto y automatismos y la existencia, cada vez más frecuente, de organizaciones supramunicipales dedicadas a la gestión de pequeñas EDAR, han permitido simplificar la explotación y reducir el tiempo necesario de operador, la complejidad asociada a las labores de operación y mantenimiento sigue siendo un factor clave en el proceso de selección de la tecnología mas adecuada para cada situación concreta.

Tabla 10.12. Clasificación de tecnologías según su complejidad en la explotación y mantenimiento



En general, las tecnologías intensivas presentan una operación y mantenimiento más complejos que las extensivas, por la mayor presencia de equipos electromecánicos, mientras que las tecnologías extensivas suelen requerir una mayor mano de obra.

Tabla 10.13. Clasificación de tecnologías según el nivel de equipamiento electromecánico



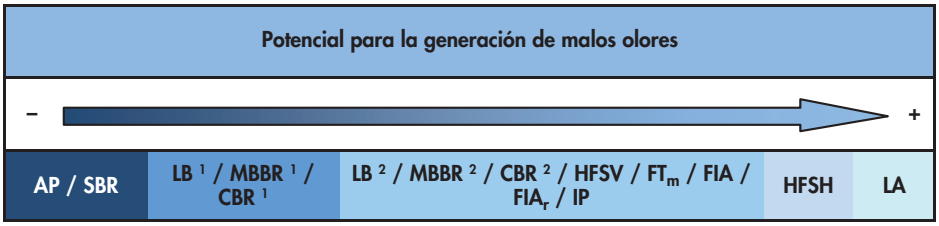
10.3 CRITERIOS AMBIENTALES

10.3.1 Producción de malos olores

La depuración de las aguas residuales suele considerarse una actividad insalubre y molesta por lo que las EDAR suelen estar ubicadas lejos de la población (normalmente, a una distancia mínima de dos kilómetros del núcleo). Uno de los principales impactos ambientales asociados a las estaciones de tratamiento, y motivo de frecuentes quejas por parte de la población, es la generación de olores desagradables.

En la Tabla 10.14 se ordenan las tecnologías de tratamiento en función del riesgo asociado a la emisión de malos olores.

Tabla 10.14. Clasificación de las tecnologías según su potencial para generar malos olores



[1] Con Decantación Primaria como tratamiento primario.
[2] Con Tanque Imhoff como tratamiento primario.

Los sistemas de tratamiento aerobios presentan un menor riesgo de generación de olores desagradables que los sistemas anaerobios, siempre y cuando estén bien operados. De hecho, la generación de malos olores en sistemas aerobios suele ser un claro indicador de la existencia de algún fallo, o problema, en la operación de las instalaciones de depuración.

En general, ninguna de las tecnologías presentadas, exceptuando la etapa anaerobia del lagunaje, presenta problemas importantes de olores, siempre que se lleve a cabo un correcto diseño y explotación de las instalaciones, ya que los focos de olor se encuentran muy localizados y sus efectos pueden controlarse. En determinados casos, si este factor es crítico por la proximidad a zonas habitadas, se hace necesaria la cubrición de las unidades de tratamiento o de la totalidad de la estación depuradora, siendo más fácil la aplicación de sistemas de desodorización en estaciones compactas y de tamaño reducido.

10.3.2 Generación de ruidos

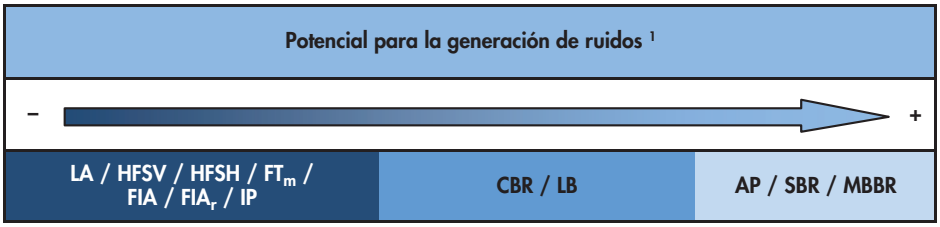
La generación de ruidos en las estaciones de tratamiento suele venir asociada al funcionamiento de equipos electromecánicos (bombas, soplantes, etc.), por lo que las tecnologías que no precisan de estos equipos para su funcionamiento presentan un impacto nulo en este aspecto. Igualmente, es posible minimizar la generación de ruidos en los equipos mencionados mediante su aislamiento acústico.

A continuación se clasifican las tecnologías en función del riesgo asociado a la emisión de ruidos, no considerándose medidas correctoras para mitigar los ruidos.

10.3.3 Integración paisajística

Las pequeñas poblaciones suelen situarse en zonas rurales y/o zonas con un alto valor ecológico o con elevada calidad paisajística. En tales casos, es necesario implantar solucio-

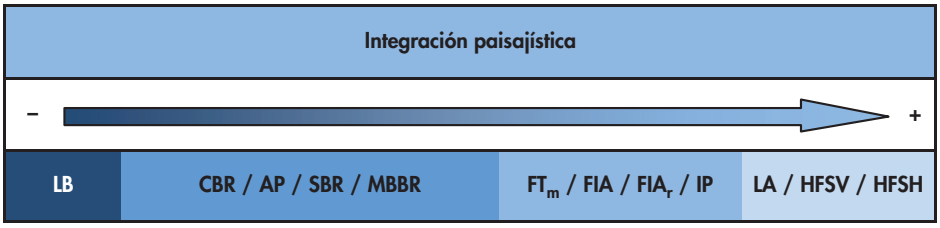
Tabla 10.15. Clasificación de tecnologías según su potencial para generar ruidos



[1] No se considera la adopción de medidas especiales para mitigar los impactos sonoros.

nes que presenten un bajo impacto visual. La Tabla 10.16 clasifica las tecnologías en función de su integración paisajística.

Tabla 10.16. Clasificación de tecnologías según su integración paisajística



Algunas tecnologías extensivas, como los Humedales Artificiales y los Lagunajes presentan un importante potencial de integración paisajística, mientras que las tecnologías intensivas en general se integran peor en los entornos naturales. No obstante, en este último caso se pueden tomar medidas correctoras para minimizar el impacto visual de las instalaciones (cubrición en armonía con el entorno de la EDAR, etc.), siendo los Lechos Bacterianos debido a su altura los más difíciles de mimetizar con el paisaje.

10.4 CRITERIOS ECONÓMICOS

Tal y como se ha comentado en Capítulos previos del Manual, las pequeñas poblaciones suelen presentar limitados recursos económicos para la gestión del saneamiento y la depuración de las aguas residuales generadas en su municipio.

La mayor o menor capacidad económica y de gestión de una aglomeración depende de varios aspectos:

- Del tamaño de la población (pérdida del efecto de economía de escala)
- De su nivel económico.
- De la existencia de canon de saneamiento y un sistema organizado de gestión supramunicipal

Es por ello que, en el proceso de selección de la tecnología más apropiada, es necesario tener en cuenta criterios de carácter económico. En concreto se han de considerar tanto los costes de explotación como los costes de implantación de cada una de las tecnologías.

Es importante tener en cuenta la mayor relevancia de los costes de explotación frente a los de implantación. Por un lado, la amortización de la instalación por habitante equivalente y año representa un valor relativamente bajo frente a los gastos de explotación. Por otro lado, hay que tener en cuenta que son en realidad los costes de explotación y no los de implantación los que han provocado el fracaso de muchas pequeñas instalaciones de depuración.

10.4.1 Costes de explotación y mantenimiento

Una vez construidas las estaciones de depuración de aguas residuales, uno de los principales factores limitantes para la correcta operación y funcionamiento de las instalaciones es el coste asociado a la explotación de las mismas. La Tabla 10.17 resume los costes explotación estimados en cada una de las tecnologías con nivel de tratamiento secundario para los valores extremos del rango de población recomendado. Se excluyen las tecnologías SBR y MBBR, cuyos costes no han sido estimados por falta de información.

En la Tabla 10.18 se clasifican las tecnologías en función de los costes de explotación. Para facilitar la comparación, se toma como referencia el coste de explotación (€/habitante equivalente.año) estimado para una población de 1.000 h-e.

10.4.2 Costes de implantación

En la Tabla 10.19 se muestran los costes de implantación de los tratamientos secundarios descritos en el Manual a excepción de los SBR y MBBR, ya que no han sido estimados por

falta de datos contrastados. Estos costes incluyen los correspondientes a la totalidad de las instalaciones de la EDAR, así como la urbanización de la parcela.

Tabla 10.17. Costes de explotación y mantenimiento estimados para cada tecnología

Tecnología	Rango de población (h-e)	Costes de explotación (€/h-e.año)
LA	100-1.000	34-8
HFSV	100-1.000	48-18
HFSH	100-1.000	48-18
FT_m	100-1.000	44-14
FIA	100-1.000	44-15
FIA_r	100-1.000	44-15
IP	100-1.000	41-14
CBR	500-2.000	24-16
LB	500-2.000	25-17
AP	500-2.000	34-22

Tabla 10.18. Categorización de tecnologías en función de los costes de explotación

Costes de explotación	Tecnologías
≤ 10 €/habitante equivalente.año	LA
10-20 €/habitante equivalente.año	HFSV / HFSH / FT_m / FIA / FIA_r / IP / CBR / LB
> 20 €/habitante equivalente.año	AP

Tabla 10.19. Costes de implantación estimados para cada tecnología

Tecnología	Rango de población (h-e)	Costes de implantación (€/h-e)
LA	50-1.000	800-250
HFSV	50-1.000	450-250
HFSH	50-1.000	450-270
FT_m	50-1.000	440-220
FIA	50-1.000	420-220
FIA_r	50-1.000	400-160
IP	50-1.000	390-260
CBR	200-2.000	490-340
LB	200-2.000	700-200
AP	500-2.000	300-100

Al igual que para los costes de explotación, en la Tabla 10.20 se clasifican las tecnologías en función de los costes de implantación estimados para una población de 1.000 h-e.

Tabla 10.20. Categorización de tecnologías en función de los costes de implantación

Costes de implantación	Tecnologías
100-200 €/habitante equivalente	FIA_r / AP
200-300 €/habitante equivalente	LA /HFSV / HFSH / FT_m / FIA / IP / LB
> 300 €/habitante equivalente	CBR

REFERENCIAS

Agence de l´Eau Rhin Meuse (2007). Les procedes d´epuration des petites collectivités du basin Rhin-Meuse, Élements de comparación techniques et economiques. Ministére de l´Ecologie, du développement et de l´amenagement durables.

CEDEX (2007). XXV Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tema 6. Tratamientos biológicos de fangos activados. Tomo I.

CEDEX (2008). XXVI Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tema 5. Procesos biológicos de película fija. Tomo I.

Grupo de Enxeñaría da Auga e do Medio Ambiente. Universidade da Coruña. Proyecto de elaboración de directrices de saneamiento en el medio rural de Galicia. Plan de Saneamiento de Galicia 2000-2015.

Lequia. Universitat de Girona. Sistema de soporte a la decisión para la selección de los sistemas de tratamiento de aguas residuales para pequeños núcleos. PSARU 2002.

GOBIERNO
DE ESPAÑA

MINISTERIO
DE MEDIO AMBIENTE
Y MEDIO RURAL Y MARINO

CENTRO DE PUBLICACIONES
Paseo de la Infanta Isabel, 1 - 28014 Madrid